

A yellow excavator is shown in profile, working on a steep, rocky hillside. The excavator's arm is extended, and its bucket is positioned near the ground. The background features a rugged, reddish-brown rock face under a dramatic, cloudy sky. The image is overlaid with a semi-transparent teal and blue gradient that transitions into a solid blue background at the bottom.

Fundamentos da Mecânica dos Solos

Fundamentos da Mecânica dos Solos

Marcio Fernandes Leão

© 2018 por Editora e Distribuidora Educacional S.A.
Todos os direitos reservados. Nenhuma parte desta publicação poderá ser reproduzida ou transmitida de qualquer modo ou por qualquer outro meio, eletrônico ou mecânico, incluindo fotocópia, gravação ou qualquer outro tipo de sistema de armazenamento e transmissão de informação, sem prévia autorização, por escrito, da Editora e Distribuidora Educacional S.A.

Presidente

Rodrigo Galindo

Vice-Presidente Acadêmico de Graduação e de Educação Básica

Mário Ghio Júnior

Conselho Acadêmico

Ana Lucia Jankovic Barduchi

Camila Cardoso Rotella

Danielly Nunes Andrade Noé

Grasiele Aparecida Lourenço

Isabel Cristina Chagas Barbin

Lidiane Cristina Vivaldini Olo

Thatiane Cristina dos Santos de Carvalho Ribeiro

Revisão Técnica

Bárbara Nardi Melo

Editorial

Camila Cardoso Rotella (Diretora)

Lidiane Cristina Vivaldini Olo (Gerente)

Elmir Carvalho da Silva (Coordenador)

Letícia Bento Pieroni (Coordenadora)

Renata Jéssica Galdino (Coordenadora)

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)

Leão, Marcio Fernandes

L99f Fundamentos da mecânica dos solos / Marcio Fernandes

Leão. – Londrina : Editora e Distribuidora Educacional S.A.,

2018.

216 p.

ISBN 978-85-522-0754-2

1. Solos. 2. Geociências. I. Leão, Marcio Fernandes.

II. Título.

CDD 550

Thamiris Mantovani CRB-8/9491

2018
Editora e Distribuidora Educacional S.A.
Avenida Paris, 675 – Parque Residencial João Piza
CEP: 86041-100 – Londrina – PR
e-mail: editora.educacional@kroton.com.br
Homepage: <http://www.kroton.com.br/>

Sumário

Unidade 1 Origem e propriedades dos solos	7
Seção 1.1 - Formação do solo.....	9
Seção 1.2 - Tamanho das partículas e plasticidade dos solos.....	26
Seção 1.3 - Ensaio de determinação do tamanho das partículas e da plasticidade dos solos.....	41
Unidade 2 Relação entre fases e classificação dos solos	59
Seção 2.1 - Índices físicos.....	61
Seção 2.2 - Classificação dos solos.....	76
Seção 2.3 - Ensaio de índices físicos e expansibilidade dos solos.....	90
Unidade 3 Compactação do solo	109
Seção 3.1 - Princípios gerais da compactação.....	112
Seção 3.2 - A compactação no campo.....	129
Seção 3.3 - Ensaio Proctor.....	146
Unidade 4 Água no solo	163
Seção 4.1 - Estudo da água nos solos.....	165
Seção 4.2 - Fluxo de água nos solos.....	183
Seção 4.3 - Condutividade hidráulica.....	199

Palavras do autor

Olá, aluno! Neste livro aprenderemos sobre as características físicas dos solos, expondo conceitos e aplicando-os na prática, exemplificando situações corriqueiras em sua vida profissional e executando ensaios para a determinação de importantes propriedades geotécnicas. Para isso, aprenderemos sobre a mecânica dos solos e sua relação na compreensão de problemas de engenharia, buscando sempre apresentar situações profissionais práticas, com as quais provavelmente você irá se deparar ao longo de sua vida profissional. Com o passar dos anos, muitos profissionais desenvolveram e refinaram métodos e técnicas, experimentais e teóricos, acerca do comportamento dos solos. Assim, com o passar dos anos, os pensamentos racionais foram colocados em prática e direcionados às soluções da engenharia de solos. Entretanto, devemos lembrar que existe um grande limiar entre a constituição de um modelo teórico e a sua representatividade em uma escala real e, em condições naturais. Essa questão fomenta o desenvolvimento de métodos cada vez mais representativos de amostragem e ensaios *in situ*, considerando que a condição homogênea de um solo, muito adotada para o início de uma linha de pesquisa, é rara de ocorrer na prática.

Inicialmente, vamos conhecer os principais conceitos referentes a: formação, características e comportamento dos solos. Este livro está dividido em quatro unidades, as quais se integram no decorrer da leitura. Desse modo, você estará apto ao final de seus estudos a aplicar o aprendizado às suas atividades profissionais.

Na Unidade 1 abordaremos a origem e as propriedades dos solos, inicialmente com uma ênfase à mecânica dos solos e posteriormente observaremos as características e os critérios utilizados para distinguir os tipos de solos. Serão apresentados aspectos da formação dos solos e métodos práticos para que possamos distingui-los. Também aprenderemos conceitos sobre tamanho dos grãos e plasticidade e, ao final, colocaremos em prática nosso aprendizado, conhecendo e executando ensaios básicos e utilizados para determinação dessas características.

Já na Unidade 2 conheceremos os índices físicos que correlacionam os pesos e os volumes das fases presentes nos solos e como podemos defini-los por meio de propriedades físicas ou deduções matemáticas. Serão mostradas as classificações de solos mais praticadas no meio técnico para amadurecer seu conhecimento. A partir desses conceitos, determinaremos na prática as propriedades importantes dos solos, por ensaios e técnicas corriqueiramente executadas em projetos de engenharia de solos.

A Unidade 3 contempla a prática da compactação do solo, muito importante em projetos de engenharia para redução do volume e aumento da resistência dos solos. A unidade aborda os princípios gerais dessa técnica, a aplicação da compactação no campo e, por fim, com base no conhecimento adquirido, a execução e interpretação desses ensaios para fins práticos de projeto.

Por último, na Unidade 4, estudaremos o efeito da água nos solos, assunto de extrema importância em regiões que apresentam solos saturados ou parcialmente saturados. Conheceremos as teorias que regem esse comportamento e na sequência entenderemos as propriedades hidráulicas dos solos. Ao final, utilizaremos métodos experimentais para determinação dos valores numéricos dessas propriedades, principalmente da condutividade hidráulica.

Saiba que, na maioria das vezes, a previsão do comportamento dos solos é difícil e requer técnicas muito especializadas. Devido ao caráter dinâmico de muitos projetos de engenharia, as soluções devem ser práticas e pouco onerosas. Diante disso, há muita responsabilidade nas informações obtidas e fornecidas pelos profissionais que utilizam a mecânica dos solos. Que tal seguir nessa desafiadora jornada e se tornar parte das decisões que abarcam os grandes projetos? Lembre-se: não devemos nos limitar aos desafios encontrados na prática da engenharia de solos e, para isso, os conceitos que você aprenderá não devem ser esquecidos, facilitando a sua comunicação técnica com outros profissionais.

Origem e propriedades dos solos

Convite ao estudo

Caro aluno, uma classificação muito sucinta e incompleta acerca dos materiais naturais que constituem a crosta de nosso planeta distingue duas grandes categorias: as rochas e os solos. Ambos podem suportar estruturas, resistindo e deformando-se através das solicitações impostas por essas estruturas e compor parte delas como materiais de construção. Devido à abundância em relação às rochas, os solos estão sempre presentes em áreas que serão trabalhadas com distintos objetivos. Desse modo, conhecimento de suas características é fundamental para qualquer tomada de decisão. Na Unidade 1, iniciaremos nossos estudos contextualizando a origem e as propriedades dos solos.

Ao final desta unidade, você compreenderá a origem e as propriedades dos solos e conhecerá as características básicas dos materiais geológicos. Para isso, será mostrado um contexto de aprendizagem no qual serão derivados problemas, os quais poderão representar situações reais em sua vida profissional. Imagine a seguinte situação:

Uma empresa de engenharia contratou você para auxiliar na elaboração do projeto básico para a contenção de uma série de encostas naturais que oferecem risco à população local. Para esse estudo, deve haver preliminarmente a identificação dos horizontes naturais presentes nessas encostas. A forte atuação do intemperismo, devido ao clima tropical da região, promove espessos perfis de solos. Devido a essa característica está descartada a possibilidade de soluções que busquem o topo rochoso, por causa do alto custo que elas poderiam representar. Assim, é necessário que após a identificação desses horizontes de solo haja uma programação

de ensaios de caracterização básica (análises granulométricas e plasticidade) para definição de propriedades básicas, bem como para interpretação desses resultados, orientando as soluções de engenharia propostas.

Como os horizontes naturais de solos se comportariam à ação dos processos naturais e antrópicos? Será que as características desses solos podem variar tanto em uma mesma encosta, sabendo que provêm da mesma rocha? Quanto é necessário investigar até a solução adequada?

Na primeira seção, trataremos da formação dos solos. Esse entendimento é fundamental tendo em vista que os solos podem ser formados por processos que decompõem física e quimicamente as rochas, ou oriundos da decomposição ou acúmulo de matéria orgânica. A existência de um ou outro em locais de implantação de uma obra exige distintas soluções e parâmetros a serem adotados nos projetos. Além dessas particularidades, o tamanho dos grãos e a plasticidade dos solos são características importantes para a previsão do comportamento desses materiais em solicitações impostas por edificações. Essas características podem qualificar materiais como potenciais jazidas de materiais de empréstimo, além de fomentar possíveis respostas em termos de tensão, deformação e permeabilidade dos solos. Na segunda seção, estudaremos o assunto apresentando conceitos necessários e técnicas praticadas em nossa profissão para a caracterização física dos solos. A terceira seção desta unidade integra as seções anteriores e possui um caráter totalmente prático. Assim, aplicaremos os conceitos adquiridos anteriormente e simularemos em aulas práticas a identificação básica dos solos, por meio da classificação táctil-visual e de ensaios de caracterização granulométrica e limites de consistência. É de suma importância que você compreenda na prática as propriedades dos solos, tendo em vista que esse caminho aumentará a sua observação e o seu julgamento nos terrenos que serão objetos de estudo.

Seção 1.1

Formação do solo

Diálogo aberto

Olá, aluno! Nesta seção, começaremos estudando a origem e a formação dos solos, os processos responsáveis e os produtos gerados, sob a perspectiva da mecânica dos solos. Essa ciência surgiu há muitas décadas devido à grande necessidade de subsidiar problemas relacionados aos projetos de engenharia que envolviam direta e indiretamente solos de distintas naturezas. Considerando países de clima tropical como o Brasil, onde os processos intempéricos produzem espessas camadas de solos, essa ciência é de suma importância e relevância na formação de futuros profissionais, como você, que desejam seguir nesta fascinante caminhada. Se pararmos para observar ao nosso redor, veremos muitos problemas geotécnicos que possuem os solos como grandes condicionantes. Vamos exemplificar? Quando construímos uma rodovia ou mesmo uma pista de pouso de aviões, qual seria a capacidade de suporte do terreno para essas cargas? Qual deve ser o dimensionamento da fundação – rasa ou profunda – devido ao tipo de solo presente no terreno? Qual é a permeabilidade necessária que determinado solo deve ter para servir como material impermeabilizante para um lago de uma barragem? O solo presente em uma encosta será ou não estável quando ela necessitar ser cortada? Essas são algumas das muitas questões que, por ventura, você lidará quando estiver em um projeto cujo material natural presente seja o solo. As respostas a essas perguntas estão justamente na origem e nos processos de formação dos solos. Em nossa seção vamos entender cada um deles, dando um destaque maior ao intemperismo, principal processo que desagrega e decompõe as rochas transformando-as em solos. Iniciaremos nosso estudo reproduzindo uma situação bastante comum, na qual uma empresa necessita realizar projetos de contenções em determinadas encostas compostas por solos residuais. A partir dos resultados que você fornecer, ela dimensionará a melhor estrutura de contenção para as encostas.

Como sua primeira atividade na empresa de engenharia, você deve apresentar um relatório técnico definindo os horizontes

de solo residual existentes nas frentes de intemperismo de três encostas oriundas de rochas-mãe de: basaltos (Figura 1.1), granitos (Figura 1.2) e quartzitos (Figura 1.3). Lembre-se: como esses solos são oriundos de distintas rochas, as características básicas também podem ser distintas. Em seu relatório, é fundamental definir e distinguir essas características, cujo resultado auxiliará na decisão do tipo de contenção adotada. Além disso, é muito importante que você entenda como são originados e quais processos atuam no desenvolvimento desses solos, tendo em mente que não apenas os agentes de formação são responsáveis pelas características encontradas nesses materiais naturais, mas que também as rochas-mãe podem influenciá-las diretamente. Vamos solucionar seu primeiro desafio?

Figura 1.1 | Aspecto do basalto



Fonte: <<http://www.istockphoto.com/br/foto/basalt-prisms-rock-gm638395102-114437769>>. Acesso em: 5 set. 2017.

Figura 1.2 | Aspecto do granito



Fonte: <<http://www.istockphoto.com/br/foto/pedra-de-granito-gm171280159-20784853>>. Acesso em: 5 set. 2017.

Figura 1.3 | Aspecto do quartzito



Fonte: <<http://www.istockphoto.com/br/foto/quartzite-cliff-in-brazil-gm625809150-110285899>>. Acesso em: 5 set. 2017.

Não pode faltar

Olá, aluno! Você sabia que a combinação entre teorias científicas de áreas como a física, matemática, engenharia, entre outras, permitiu a criação da mecânica dos solos? Juntas a mecânica de rochas e geologia de engenharia compõem a engenharia geotécnica, uma ciência multidisciplinar que coordena as propriedades dos materiais geológicos naturais (solos e rochas) e sua relação com projetos de engenharia que datam de muito tempo. Podemos citar alguns casos históricos, como a escavação de estacas em solos moles próximos ao Nilo pelos egípcios, as estradas romanas que hoje servem como sub-base das atuais rodovias e as edificações e os recalques diferenciais apresentados pela Torre de Pisa, a qual representa o mais famoso problema geotécnico. Nos exemplos mencionados, você percebe que o solo está de alguma forma presente? O desenvolvimento do conhecimento permitiu o uso dos solos na construção (prédios, pontes, pavimentos etc.), associados ou não a outros materiais artificiais, podendo inclusive compor a própria estrutura de engenharia, como as barragens de terra.



Assimile

Os problemas relacionados à engenharia de solos são vastos. Os solos apresentam distintas gêneses e ocorrem sob várias circunstâncias na natureza. Muitos tipos de solos podem ser encontrados simultaneamente em um mesmo local e variar metricamente ou mesmo centimetricamente em profundidade.

Como você acha que podemos entender o comportamento dos solos em relação às condições impostas na prática da engenharia? Se pensarmos sobre sua origem e formação, deduziremos que se trata de um meio muito heterogêneo, o que dificulta a aproximação da teoria à realidade.

Independentemente da definição de solo, sabemos que esses materiais naturais são abundantes na natureza, recobrendo grandes extensões de nosso planeta devido à degradação da rocha, principalmente pelo intemperismo físico, químico ou biológico. Inevitavelmente, lidaremos com suas particularidades durante nossos projetos.

Vamos então relembrar um pouco sobre o intemperismo, processo tão importante na formação dos solos, principalmente em países tropicais como o Brasil? Podemos defini-lo como o fenômeno que altera as rochas e o qual se considera uma resposta a uma mudança de ambiente, que ocorre na interface atmosfera-litosfera. Considerando regiões tropicais, nas quais os efeitos intempéricos atuam fortemente nas rochas e na contínua maturidade dos solos, podemos esperar o desenvolvimento de extensos e profundos perfis geológicos de solo.

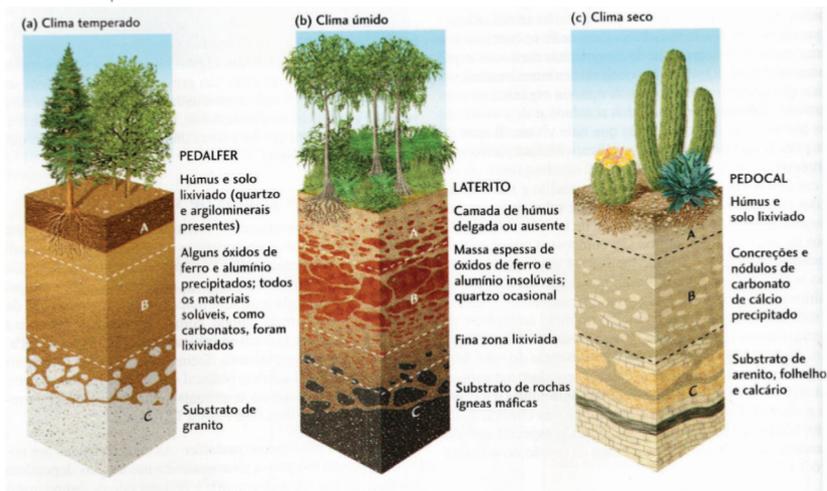


Exemplificando

Um dos principais produtos do intemperismo são os solos residuais. Você se lembra de como eles são formados? Inicialmente, os intemperismos físico e químico atuam na rocha promovendo a desagregação física da rocha. Após a contínua ação intempérica, os blocos rochosos são fragmentados e reduzidos a partículas menores, deixando-os com formatos arredondados e dispersos na matriz de solo. Com a continuidade do processo, os fragmentos de rocha desaparecem e dão origem ao solo residual. Simples, não?

Vamos visualizar na Figura 1.4 o papel do intemperismo na formação dos solos.

Figura 1.4 | Ação do intemperismo em função de diferentes regiões e formando diferentes perfis de solo



Fonte: Grotzinger & Jordan (2006, p. 186).

Nesses perfis podemos classificar as camadas de solo em horizontes. O horizonte A representa uma camada superficial orgânica. Já o horizonte B corresponde à camada de solo residual. Por fim, o horizonte C representa a rocha levemente alterada.

Você sabe por que o entendimento do intemperismo é fundamental para o desempenho das obras de engenharia? Porque esse processo promove mudanças nas rochas, modificando suas propriedades geotécnicas. Dessa forma, é de suma importância compreender como essas propriedades variam conforme a rocha-mãe se altera até que se torne solo.



Assimile

Imagine a necessidade de executar uma edificação sobre um maciço de rocha alterada ou solo residual. O ideal é que as fundações pudessem ser apoiadas diretamente na rocha de melhor qualidade (rocha sã). Dependendo da ação dos agentes formadores do solo e das características das rochas, essa escavação até o maciço rochoso não pode representar um grande volume de material e conseqüentemente aumentar o custo e inviabilizar o projeto.

Vamos construir um pensamento crítico considerando o intemperismo em projetos de engenharia, utilizando como exemplo

as barragens. As condições geológico-geotécnicas do maciço de fundação para esses projetos influenciam diretamente os aspectos construtivos. Quando essas condições são interpretadas de forma equivocada, a geração de incertezas é grande e prejudica não apenas a segurança da obra, mas também aumenta ou inviabiliza o projeto em si. Qual seria o impacto disso? Essas incertezas levam à adoção de cotas de fundação próximas ou junto ao topo rochoso, o que em países de clima tropical pode representar elevados volumes de solo a serem escavados, aumentando o custo da obra. Cabe ressaltar que é muito comum a ocorrência de materiais transicionais (horizonte C) inseridos nesses espessos maciços de solo residual, gerando distintos comportamentos geotécnicos. Você compreendeu como a incerteza sobre um determinado horizonte é capaz de alterar a concepção de um projeto?



Assimile

A presença desses produtos mistos do intemperismo, ou seja, dessas camadas geológicas compostas por solos e rochas (transicionais) fornece um comportamento geomecânico anisotrópico, isto é, diferente em função da direção que analisamos, acarretando grandes problemas geotécnicos caso não exista um claro entendimento sobre essa característica.

A formação do solo é resultado da ação conjunta de agentes ativos (clima e biosfera) e passivos (relevo, tempo e material de origem). A intensidade desses agentes é dependente de um maior ou menor espaço de tempo. Considerando que todo solo é resultado da ação combinada desses agentes, é muito importante a compreensão de cada um deles.



Dica

Cada tipo de solo é um produto da ação de todos os seus fatores de formação. O papel de cada um desses fatores reflete nas propriedades geotécnicas desses materiais.

Portanto, espera-se que, por exemplo, uma terra roxa estruturada (provenientes de basalto), muito utilizada na agricultura, seja

diferente de uma areia quartzosa (proveniente de arenito). Já que o solo pode ser interpretado como o último estágio de transformação da rocha, muitas informações valiosas podem ser obtidas, sabia? Ele pode ser originado de rochas (magmáticas, sedimentares ou metamórficas), de sedimentos e pela decomposição de fragmentos de rocha transportados.

O relevo também exerce um importante papel na formação dos solos controlando a dinâmica das águas, seja verticalmente (infiltração) ou lateralmente (*"run off"*), atuando de maneira indireta sobre a temperatura e radiação solar. Assim, ele facilitará ou dificultará a atuação do intemperismo, promovendo marcante diferenciação na formação dos solos. Quando a declividade é elevada, a espessura dos solos formados será menor.

Quando a temperatura em determinada região é elevada, as velocidades dos processos de degradação química são maiores, assim como a decomposição de matéria orgânica, decrescendo gradualmente para regiões de temperatura mais fria. Resumindo, em climas tropicais há uma grande tendência na formação de espessos horizontes de solos e conseqüentemente em regiões frias essa taxa se reduz-se gradativamente.



Exemplificando

Vamos exemplificar o papel do clima. Considere duas rochas: um arenito e um diabásio sob um mesmo clima quente e úmido. Os processos de degradação da rocha originarão solos com propriedades distintas. Do arenito espera-se um solo areno-quartzoso, poroso e de baixa capacidade de retenção de água. Já para a rocha diabásio são esperados solos profundos e essencialmente argilosos e de composição química e mineralógica variada.

Se uma dada região apresenta elevadas taxas de precipitação, maior será a remoção dos produtos insolúveis e o aumento da intensidade do intemperismo. Nesse caso, o papel da vegetação é fundamental para recobrir e proteger os solos. A atividade biológica também auxilia na formação dos solos, nos quais as raízes das plantas, a ação dos organismos e a própria atividade do homem alteram as condições dos substratos favorecendo a alteração

química e física. A atividade dos organismos expõe substratos mais subjacentes aos agentes intempéricos. A intervenção humana é grande na modificação dos solos, por meio da execução de obras, manejo inadequado do solo, desmatamento e reflorestamento, fertilização etc. Cabe ressaltar que o tempo é um importante agente de formação, regulando a intensidade do intemperismo pela maior ou menor exposição do solo aos processos que propiciam a sua evolução. Teoricamente, haverá um maior número de camadas de solo dentro de um mesmo perfil (Figura 1.5).

Figura 1.5 | Camadas de solo de um perfil



Fonte: <<http://www.istockphoto.com/br/foto/camada-rochosa-camadas-da-terra-gm475014976-65059309>>. Acesso em: 5 set. 2017.

Os agentes de formação dos solos podem atuar conjuntamente ou em grupos e em intensidades variadas. Eles são responsáveis pela formação de perfis de alteração, quando é possível observar os diferentes níveis de alteração da rocha até o solo. Quando não conseguimos encontrar os vários níveis de alteração, como no caso da Figura 1.5, o termo apropriado é frente de intemperismo em vez de perfil.

Você já pensou o que aconteceria se uma determinada rocha fosse submetida a novas condições ambientais, que não fossem as de origem? Assim é a formação das camadas de solo, cuja mudança causa uma série de transformações a uma intensidade que depende do meio ambiente. Dessa forma, as rochas e seus minerais quando submetidos aos agentes intempéricos podem permanecer *in situ* ou ser transportadas, erodidas e posteriormente depositadas em regiões de encostas ou baixadas. Vamos voltar para a questão feita anteriormente (“Reflita”) sob outra perspectiva: você acha

que os solos *in situ* e os transportados apresentariam o mesmo comportamento se submetidos a uma mesma solicitação de carregamento, por exemplo? Será mais fácil você obter essa reposta depois de aprender um pouco mais sobre a origem e formação dos solos e suas consequências para as obras de engenharia.



Exemplificando

Imagine-se executando uma obra em uma região que contenha depósitos glaciais. Sabemos que eles são compostos por pequenos e grandes fragmentos de rocha de elevada angulosidade e facetas devido à ação do gelo, mal selecionados e envoltos em uma matriz silto-argilosa. Essa disposição promove um grande equívoco na interpretação dos substratos. Se você estivesse executando um furo de sondagem nesses solos, haveria grandes chances de diversos blocos serem interceptados na perfuração até que o maciço rochoso fosse alcançado. Se for feita uma interpretação sem atenção, o topo rochoso será interpretado de forma equivocada mais próximo à superfície. A grande variação desses estratos por uma pequena área, juntamente com a má seleção desses depósitos, pode fornecer uma baixa resistência do terreno como fundação, dependendo da presença ou não de materiais grosseiros. Assim, a sua investigação em terrenos como esse deve ser bastante cuidadosa em função da heterogeneidade dos materiais.

Você sabia que as partículas degradadas das rochas podem ser transportadas por um agente para um local muito distante de sua formação? Assim, classificar esses solos em função dos seus agentes de transporte, ou seja, em colúviais (gravidade), aluviais (água) e eólicos (vento) permite obter informações sobre as propriedades geotécnicas. Vamos aprender sobre a influência desses solos em nossos projetos de engenharia.

Os solos colúvionares são formados por fragmentos de rocha e solo, depositados ao longo dos taludes, podendo ocasionar movimentos de massa nas encostas, como escorregamentos. Quando esses depósitos são mais grosseiros, com blocos de rochas, os fragmentos maiores são deslocados para o pé das encostas e as partículas finas (argila) são removidas, formando os depósitos de tálus, de grande permeabilidade e instabilidade. Ainda podemos encontrar horizontes mistos (colúvio/tálus), cuja heterogeneidade é elevada. Já

os solos aluvionares são aqueles transportados por grandes volumes de água e compostos por partículas finas a grosseiras. São muito indicados como jazidas de materiais de construção, mas qual a sua opinião em utilizá-los como fundação de nossas construções? Essa decisão não é recomendada, tendo em vista que formam depósitos mais inconsolidados, pouco compactos e de profundidade variável. Além disso, ocorrem com frequência argilas ou siltes orgânicos, que podem representar materiais geotecnicamente pobres. Ainda quanto aos solos transportados, há aqueles cujo vento é o principal agente de transporte e deposição. Os solos apresentam grãos arredondados e bem selecionados, o que conseqüentemente representa grande risco em condições saturadas com água, ou seja, quando a água ocupa os espaços vazios da rocha.



Refleta

Solos orgânicos são compostos por materiais transportados e matéria orgânica. Já os solos lateríticos são ricos em concreções ferruginosas. Por fim, ainda temos os sedimentos marinhos, marcados por grande alternância de estratos argilosos orgânicos e arenosos. Os comportamentos às solicitações impostas pelos projetos de engenharia podem ser ilimitados e tecnicamente complicados. Qual seria o impacto entre o tratamento de solos, ou seja, o enriquecimento de suas propriedades geotécnicas no custo orçamentário de uma obra?

Diferente dos solos transportados, os solos residuais são aqueles provenientes da decomposição de degradação *in situ* da rocha que ocorre subjacente, permanecendo no local de formação. Eles podem ainda apresentar a mineralogia e as estruturas da rocha de origem (solo residual jovem ou saprolítico) ou perder essas características devido à maturidade (solo residual maduro). Esses solos são correntes nos projetos de engenharia e suas características e propriedades são dependentes das características da rocha-mãe.

Os problemas de engenharia podem ser causados por muitos fatores. Até mesmo uma partícula bem pequena de solo pode ser responsável por uma verdadeira catástrofe pela simples variação da umidade. Essa propriedade é tipicamente observada em argilominerais expansivos, que aumentam ou reduzem seu volume pela presença (Figura 1.6) e ausência (Figura 1.7) de água, respectivamente, alterando condições de resistência e deformação dos solos.

Figura 1.6 | Solo argiloso com presença d'água



Fonte: <<http://www.istockphoto.com/br/foto/confuso-rural-dirt-road-depois-da-chuva-gm479423566-cc>>. Acesso em: 5 set. 2017.

Figura 1.7 | Solo argiloso com ausência de água



Fonte: <<http://www.istockphoto.com/br/foto/crack-de-textura-do-solo-gm463511849-32713338>> Acesso em: 5 set. 2017.

Quando o solo argiloso se encontra sem água em sua estrutura é comum a ocorrência da contração do material e formação de diversas fissuras, as quais dão um aspecto craquelado ao solo.

Se uma fundação ou demais construções projetadas em um terreno não previrem a deformação desses solos ou permitirem a exclusão de seus efeitos, a consequência pode ser grande, como geração de danos superficiais nas estruturas e até mesmo o seu colapso, a deformação de pavimentos, ruptura de tubulações etc.



Que tal aprimorar seu conhecimento ainda mais? Seguem alguns materiais complementares sobre os temas que tratamos nesta primeira seção.

- Conhecendo o Solo – Nova versão. Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=E-xUoRqi7eQ>>. Acesso em: 17 out. 2017.
- ANTUNES, Franklin dos Santos; POLIVANOV, Helena; PORTOCARRERO, Hugo; CAMPOS, Tacio Mauro Pereira de. Solos: Subsídio Para Estudos de Geologia de Engenharia. **Anuário do Instituto de Geociências, UFRJ**, v. 38, p. 180-198, 1-2015. Disponível em: <http://www.anuario.igeo.ufrj.br/2015_1/2015_1_180_198.pdf>. Acesso em: 17 out. 2017.

Sem medo de errar

A empresa de engenharia para a qual você trabalha necessita propor soluções para problemas de instabilidade em encostas situadas em áreas demograficamente ocupadas. Para isso, é necessário que sejam caracterizadas as frentes de intemperismo provenientes de três rochas-mãe de características diferentes, a saber: basalto, granito e quartzito. A definição das características dos materiais naturais em uma obra é de suma importância, tendo em vista que as informações levantadas em campo servirão como base ao projeto básico. Além disso, elas guiarão os profissionais nas pesquisas complementares, por meio de ensaios e investigações mais detalhadas, sendo também importantes para a definição de soluções finais de engenharia.

Relembrando nossa seção de estudo, a origem e os processos responsáveis pela formação dos solos podem resultar em características físicas diversas, inclusive para uma mesma rocha. Em um estudo de campo em frentes de intemperismo, geralmente, podemos identificar três principais horizontes:

- Primeiro: aqueles em que as porções de solos são pouco desenvolvidas e apresentam partes de rochas alteradas principalmente (horizonte C).

- Segundo: solos residuais jovens, cuja maturidade está em fase média de formação e inicia-se a diferenciação entre os horizontes (horizonte B).

- Terceiro: solos residuais maduros cuja formação já está completa e o perfil do solo é diferenciado em horizontes definidos pelos graus de intemperismo e processos pedogenéticos (horizonte A).

Lembrando que a formação desses horizontes de solos é dependente não apenas do tipo de rocha-mãe, mas também de fatores como o clima, o relevo, o tempo e ação de organismos. A maior ou menor intensidade desses agentes gera características variantes dentro de cada horizonte, todavia vamos considerar aqui casos mais genéricos de forma a apresentar as principais observações que deverão ser feitas em uma situação real.

Agora que relembremos devemos nos concentrar nas características das rochas-mãe, já que muitas delas além de influenciar no processo de formação dos horizontes de solo também podem ser preservadas, fornecendo mais uma pista em nossas observações de campo. Vamos exemplificar utilizando a frente de intemperismo de basalto? Os basaltos são rochas extremamente resistentes. Quando sofrem alteração tendem a apresentar um formato ovalado. Assim, o interior da rocha é menos alterado ou mesmo são, envolto por uma camada de rocha mais alterada. Os horizontes de solos residuais dessas rochas geralmente apresentam grande homogeneidade. Nas partes transicionais (horizonte C) ocorrem porções da rocha alterada e o solo residual presente é predominantemente siltoso. A camada de solo residual jovem (horizonte B), geralmente, é mais espessa em relação ao horizonte de rocha alterada. A porção de solo residual jovem também é bastante argilosa e deforma-se fácil ao ser comprimida, com poucas características das rochas preservadas e cor vermelho escuro. A porção mais superficial (horizonte A) mantém algumas propriedades do horizonte B, em termos de cor e granulometria, porém sem estruturas preservadas. Não iremos entrar no detalhe de qual das encostas apresentaria a solução menos custosa e prática, porque seria necessário definir ainda as propriedades físicas (massa específica, porosidade, índice de vazios), granulometria, permeabilidade, propriedades mecânicas e histórico de tensões, e esses conceitos ainda não foram trabalhados aqui. Entretanto, com base apenas na maior ou menor susceptibilidade ao intemperismo, como fator decisivo na definição da solução de contenção, podemos esperar que a encosta em solo residual de quartzito seja a menos problemática das três, considerando sua abundância em grãos de quartzo, que são muito resistentes aos agentes intempéricos.

Lembre-se de que a definição dos horizontes pedológicos oferece muitas informações úteis para projetos de engenharia, permitindo definir traçados mais viáveis, localizar jazidas de empréstimos de materiais de construção, além de mapear possíveis problemas geológico-geotécnicos (movimentos de massa, processos erosivos etc.).

Avançando na prática

Tudo se aproveita, nada é desperdiçado!

Descrição da situação-problema

Após a entrega do seu relatório técnico, um dos supervisores sugere que alguns materiais naturais existentes na área do projeto possam ser aproveitados como matéria-prima para materiais de construção. Essa iniciativa desperta o interesse do engenheiro de produção, tendo em vista que esse aproveitamento economizaria tempo e dinheiro para a obra. A partir de um mapa geológico-geotécnico disponível ele escolhe três solos: (i) solos oriundos de depósitos flúvio-marinhos próximos, (ii) saprólitos de granito e (iii) solos residuais maduros de gnaiss existentes em uma encosta mais suave. Com base nessas três sugestões relate tecnicamente a viabilidade de cada um deles como materiais de construção como brita (agregado graúdo), vista na Figura 1.8, e saibro (areia grossa), apresentado na Figura 1.9.

Figura 1.8 | Brita para construção civil



Fonte: <<http://www.istockphoto.com/br/foto/pur%C3%AA-de-pedras-gm611300438-105167781>>. Acesso em: 5 set. 2017.

Figura 1.9 | Saibro



Fonte: <<http://www.istockphoto.com/br/foto/thick-sand-texture-gm600174764-103223609>>. Acesso em: 5 set. 2017.

Resolução da situação-problema

Como vimos, o engenheiro de produção escolhe três tipos de solos que apresentam características e particularidades técnicas. Vamos primeiramente relembrar o que define brita e saibro. Brita é um agregado graúdo obtido por britagem, reduzindo fragmentos maiores da rocha em fragmentos menores, sendo bastante indicado na fabricação do concreto. Já o saibro é um material composto por grãos de quartzo e feldspato, os quais são fruto do intemperismo de rochas em cuja composição mineralógica esses minerais predominam. Após relembrarmos essas definições, vamos às características desses três solos e ao que eles poderiam nos informar sobre a sua utilização ou não como materiais de construção:

(i) Solos oriundos de depósitos flúvio-marinhos: solos transportados, geralmente depósitos arenosos finos, siltosos e argilosos, não sendo indicados a nenhum dos propósitos.

(ii) Saprólitos de granito: materiais transicionais compostos por rochas e solos, em que predominam esses últimos. Nas partes menos intemperizadas podem ser obtidas porções da rocha ideais para brita.

(iii) Solos residuais de gnaisse: ainda podem apresentar características da rocha-mãe como estruturas e mineralogia, quando jovens, porém com o avanço do intemperismo ocorre a maturidade do solo, essas propriedades são perdidas e os minerais secundários são formados. Devido à rocha-mãe ser um gnaisse, o solo residual maduro é bastante arenoso, sendo ideal como jazida de saibro.

Perceba que algumas características geológicas podem refletir condicionantes importantes aos propósitos de uma obra. Assim, uma extração correta considera a natureza do material e compreende a sua gênese.

Faça valer a pena

1. Uma encosta íngreme é formada pela intercalação de arenitos e folhelhos, cujos solos residuais característicos fornecem solos arenosos e argilosos, respectivamente. Haverá a necessidade de corte dessa encosta para a construção de uma estrada. Existe grande preocupação com as consequências geotécnicas.

Sabendo que com o tempo os folhelhos vão sendo intemperizados mais rapidamente que os arenitos, assinale a alternativa correta sobre as características dessas rochas.

- a) Ambas as rochas são geotecnicamente competentes.
- b) Pode haver queda de blocos de arenito.
- c) Os folhelhos promovem solos residuais de baixa permeabilidade, o que evitaria a erosão da encosta pela ação da água.
- d) Arenitos são ótimas rochas drenantes e a estabilidade da encosta estaria assegurada pela coesão da areia.
- e) Arenitos alteram-se mais rapidamente que os folhelhos.

2. Solos podem ser definidos como um produto da ação conjunta do clima e da biosfera, que atuam na matriz rochosa, em dado tempo e conforme o relevo. Nesse contexto, diversos solos com características distintas podem ser originados. Analise as afirmativas a seguir:

I – Solos transportados podem ser formados devido à ação da gravidade, da água e do vento.

II – Solos orgânicos são misturas de materiais transportados com matéria orgânica.

III – Solos lateríticos são provenientes de uma natureza pedogenética, devido à alternância de estações secas e úmidas.

IV – Solos orgânicos e solos aluvionares são formados predominantemente por um agente químico e físico, respectivamente.

V – Solos transportados ou sedimentares geralmente formam depósitos mais consolidados e compactos em comparação aos residuais.

É correto o que se afirma nas sentenças:

- a) I, II e V.
- b) II, IV e V.
- c) I, II e III.
- d) II, III e IV.
- e) I, III e V.

3. Folhelhos são rochas foliadas sedimentares com matriz rochosa muito fina, que, pela ação do intemperismo, produzem solos essencialmente argilosos. Quando são decompostas, essa rocha pode denotar grandes problemas em obras de engenharia. Sobre as características desses materiais, analise as alternativas a seguir:

I – Solos residuais jovens de folhelhos ricos em pirita são excelentes como materiais para núcleos impermeáveis em barragens de terra.

II – A deformabilidade dos solos residuais aumenta com o avanço do intemperismo.

III – Em solos residuais jovens a resistência é maior no sentido da foliação devido à resistência ao cisalhamento entre os planos.

IV – A ação do intemperismo físico, por meio de ciclos de umedecimento e secagem, promove o empastilhamento, ou seja, a redução da rocha em partículas menores, que se depositam na base do perfil.

V – Essas rochas e seus produtos de alteração são muito susceptíveis a fenômenos de desagregação.

É correto o que se afirma nas sentenças:

- a) I, II e V.
- b) II, IV e V.
- c) I, II e III.
- d) II, III e IV.
- e) I, III e V.

Seção 1.2

Tamanho das partículas e plasticidade dos solos

Diálogo aberto

Olá, aluno! Em nossa seção anterior, estudamos a origem e os tipos de solos, a sua formação e os processos que atuam alterando as rochas em solos (intemperismo), além do comportamento dos argilominerais. Nesta seção, iniciaremos nosso estudo abordando algumas características físicas dos solos, as quais são muito importantes: o tamanho das partículas e a plasticidade. O tamanho relativo das partículas sólidas ou grãos define o que podemos chamar de textura e sua medição é feita por meio da distribuição granulométrica. Já a plasticidade representa a maior ou menor capacidade de o solo ser moldado sem mudança de volume e sob determinada condição de umidade. Você sabe por que essas características são tão importantes? Imagine que você esteja construindo uma obra de terra, uma barragem ou um aterro, por exemplo, ou mesmo uma edificação que terá como fundação um maciço de solo. O ideal para qualquer projeto é que conheçamos todas ou a maioria das propriedades geotécnicas dos solos. Entretanto, essa investigação é cara, de custo elevado e difícil determinação. Por esses motivos, podemos nos utilizar de algumas propriedades, como a granulometria e a plasticidade, entre outras, para a obter outras propriedades menos complexas, mais expeditas e de fácil determinação. A essas propriedades atribuímos o nome de propriedades índices. Percebeu como uma simples particularidade do solo pode ser determinante em uma obra? Assim, como indicado no “Convite ao estudo”, a empresa necessita elaborar um projeto de contenção para algumas encostas em solo residual. Nesses projetos é muito comum a necessidade de escavação de determinado volume de material – solos, no caso –, para encontrar soluções de engenharia. Também é bastante comum que os materiais naturais removidos possam ser aproveitados para outros propósitos, o que torna a obra mais econômica, sem necessidade de busca de jazidas de materiais, e a forma de trabalhar, sustentável. Mais uma vez necessitamos conhecer algumas das propriedades-índice desses solos para que seja tomada a decisão de sua utilização ou não.

Vamos verificar como essa necessidade ocorre na prática?

Após a entrega de seu relatório técnico, um dos seus coordenadores propõe a utilização do próprio solo, no caso a porção madura, que deverá ser removido durante a contenção e aproveitado para a estabilização de partes mais baixas da encosta, inclusive como jazida às obras de terraplanagem. O solo residual em questão é essencialmente argiloso e muito plástico, com 29% de fração fina, sendo 9% da fração de argila, limite de liquidez e limite de plasticidade iguais a 20% e 10%, respectivamente. Você deve ponderar sobre essa alternativa e apresentar sua sugestão com base em argumentações técnicas aprendidas em sua vida acadêmica/profissional, reforçando quais medidas características devem ser investigadas antes da tomada dessa decisão. Para ajudá-lo na sua explanação, suponha distintos resultados obtidos em ensaios de caracterização básica, que apoiem ou não a decisão do seu coordenador. Lembre-se: seu nível de conhecimento reflete a sua qualidade profissional. É muito importante que você compreenda os conceitos sobre tamanho e forma dos grãos, textura e granulometria. Também é necessário que você pondere sobre o efeito da plasticidade dos solos e os índices que podem ser obtidos. Utilize ferramentas como a Carta de Plasticidade de Casagrande. Como o solo é argiloso, é interessante que você baseie sua resposta na atividade da argila (índice de Skempton), relatando a consequência para o propósito de engenharia desejado. Vamos praticar seu aprendizado nesse desafio?

Não pode faltar

Olá, aluno! No passado, quando ocorria um problema em um projeto de engenharia, o foco da investigação era quase sempre a estrutura em si e os materiais não naturais utilizados (cimento, aço, ferro etc.). Quando existia alguma informação sobre os materiais naturais presentes como os solos, as descrições eram limitadas a termos gerais como "areia grossa" ou "argila plástica". Com o tempo, os profissionais observaram que esse tipo de abordagem era muito incompleto tendo em vista que dois solos de localidades diferentes classificados como areia fina apresentavam propriedades físicas e mecânicas totalmente incompatíveis. Houve a necessidade, então, do desenvolvimento de métodos e critérios para distinguir diferentes

tipos de solos de uma mesma categoria, por meio de propriedades-índice e ensaios de caracterização. Dentre essas propriedades-índice, podemos citar o tamanho, a forma e distribuição granulométrica dos grãos. Vamos entender como essas propriedades são importantes para nossos projetos de engenharia?



Exemplificando

Considere dois solos: o primeiro possui grãos bem arredondados e de mesmas dimensões (bem graduados ou com pior distribuição granulométrica). O segundo possui grãos irregulares e angulosos, além de partículas de dimensões variadas (mal graduado ou com melhor distribuição granulométrica). Se construirmos uma edificação acima de cada um, qual você acha que responderia melhor aos esforços aplicados (carregamento)? O solo que apresenta melhor distribuição granulométrica e grãos mais angulosos fornecerá maior resistência, porque ele possui um maior entrosamento entre grãos finos e grossos, que conseqüentemente promove um maior atrito entre as partículas. Você percebeu como simples características podem ser fundamentais para nossos projetos?

As características que exemplificamos não são facilmente observáveis por métodos convencionais. Se tentarmos enxergar as partículas que constituem um solo a olho nu ou usando uma lupa, seremos capazes apenas de visualizar tamanhos maiores que 0,06 mm, o que corresponde à fração grosseira. Se existirem partículas menores que 0,06 mm (fração fina), a observação apenas será possível se usarmos um microscópio, porém não conseguiremos enxergar tamanhos inferiores a 0,002 mm. Para essas partículas com tamanhos inferiores a 0,002 mm (frações muito finas) sua observação só é possível por meio de um microscópio eletrônico de varredura (MEV) e a estrutura molecular dos grãos só pode ser investigada por meio de técnicas de raios-X.



Assimile

Se separarmos mecanicamente um solo (análise granulométrica) em suas diversas frações, teremos, ao final, vários grupos de grãos com diferentes tamanhos. Podemos ainda separar esses grupos considerando determinados limites (faixas granulométricas) e por fim classificá-los com base no tamanho e na forma dos grãos. As partículas muito

grossas (pedregulhos, blocos etc.) são representadas por fragmentos de rocha alterada ou sã e de formas arredondadas a bastantes angulosas. Já as frações grossas (areias) são predominantemente compostas pelo mineral quartzo e os grãos podem ser angulares ou redondos. Nas frações finas e muito finas, em geral, elas representam um único mineral, com formatos diversos, mas nunca arredondados (siltes e argilas).

Perceba que sem métodos adequados de investigação não seríamos capazes de quantificar as frações finas e muito finas presentes no solo. Se considerarmos que as particularidades geotécnicas dos solos estão quase sempre relacionadas às frações mais finas, muitos problemas de engenharia aconteceriam sem uma visão crítica de nossa parte. Felizmente, existem técnicas que possibilitam a caracterização dessas frações e podemos determinar o tamanho das partículas ou dos grãos e distribuí-los percentualmente em função das faixas granulométricas. Das técnicas mais diretas existentes, a separação do solo em peneiras (Figura 1.10), para as frações muito grossas a grossas, e por sedimentação, para frações finas, a muito finas são as mais utilizadas. Falaremos detalhadamente e colocaremos em prática essas duas técnicas na Seção 1.3.

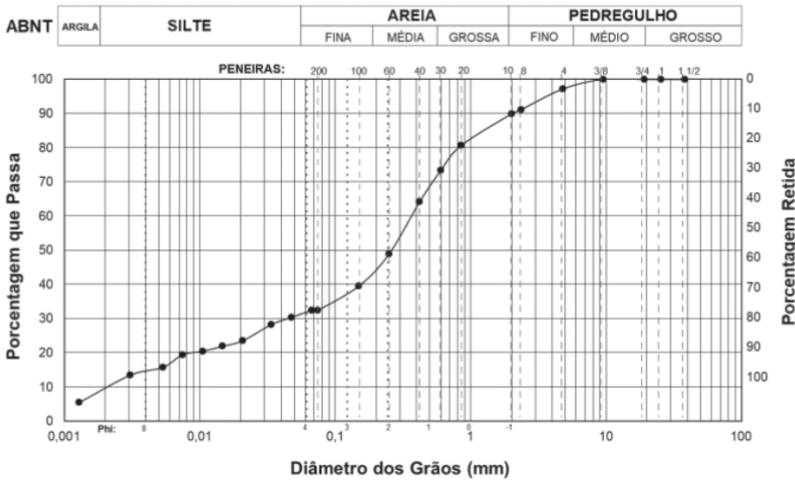
Figura 1.10 | Separação do solo em peneiras



Fonte: <<http://www.istockphoto.com/br/foto/analisar-o-solo-que-amostas-environmetal-investiga%C3%A7%C3%A3o-gm18277573-13107631>>. Acesso em: 15 set. 2017.

O produto de ambos os ensaios é a curva granulométrica (Figura 1.11), que nada mais é que um gráfico semilogarítmico, cujo eixo das abcissas representa o logaritmo do diâmetro das partículas e o das ordenadas, a porcentagem em peso dos grãos menores que o tamanho correspondente no eixo das abcissas.

Figura 1.11 | Curva granulométrica



Fonte: elaborada pelo autor.



Refleta

Já parou para pensar por que a representação da curva granulométrica utiliza um gráfico semilogarítmico em vez de uma relação linear, por exemplo? Existe alguma vantagem ou simplesmente é convenção? Faça um teste! Plote diferentes resultados de granulometria e varie o estilo dos gráficos. O que você observa nas curvas quanto à representação do tamanho médio das partículas dos solos?

Imagine-se executando uma quantidade enorme de ensaios de caracterização e plotando os resultados em curvas granulométricas. Como você faria para organizar seus resultados? Não seria mais fácil se você pudesse classificar as frações granulométricas por tamanhos dos grãos, forma ou mesmo nomes e símbolos que representassem a fração de solo predominante? Assim, surgiram classificações baseadas nas frações, definindo nomes conhecidos, como: argila, silte, areia e pedregulho para faixas granulométricas, que podem variar devido ao sistema de classificação adotado (ABNT, M.I.T. etc.).



Se você utilizar uma classificação para um solo com base apenas nos resultados de análise granulométrica podem ocorrer interpretações muito equivocadas, tendo em vista que as frações mais finas são dependentes de propriedades físicas como mineralogia, estrutura etc. Exceтуando alguns casos em particular, na maioria dos solos, encontramos ao menos duas frações granulométricas e dessa forma um solo pode ser classificado pela mescla de dois termos, como silte-arenoso, argila-arenosa ou mesmo silte-argiloso, conforme os resultados das análises.

Os solos também podem ser caracterizados em função da sua consistência, principalmente solos siltosos e argilosos. Em uma obra de engenharia, se o solo tiver seu estado natural alterado, ele pode perder ou ganhar umidade. Vamos entender como, por exemplo, uma lama pode se tornar tão sólida se transformando em um vaso? Imagine um solo argiloso saturado. À medida que o solo vai perdendo umidade, a argila muda do seu estado líquido para seu estado plástico, chegando por fim ao seu estado sólido (Figura 1.12). Parece bem simples, não?

Figura 1.12 | Exemplo de estado semissólido da argila



Fonte: <<http://www.istockphoto.com/br/foto/m%C3%A3os-fazendo-copo-cer%C3%A2mico-gm668189052-122002135>>. Acesso em: 15 set. 2017.

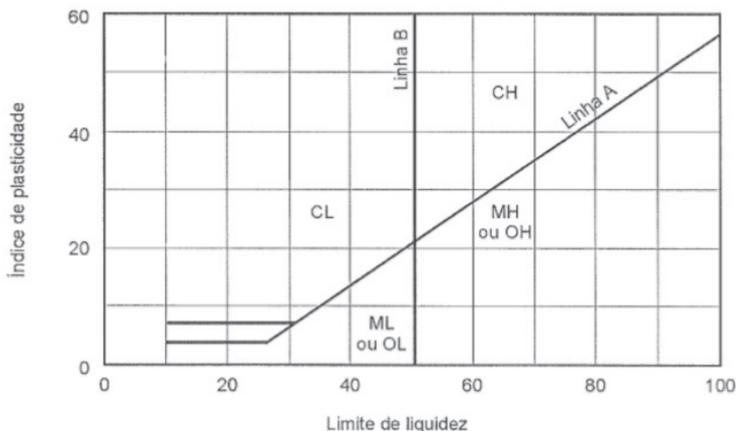
A propriedade que define esse comportamento nesses solos chama-se plasticidade, a qual representa a capacidade de um determinado solo ser moldado sem alteração de seu volume, sendo uma característica totalmente dependente do teor de umidade.



O teor de umidade crítica representa a umidade necessária para que ocorra a alteração do estado. Naturalmente, a mudança de estado dos solos não é abrupta, mas gradual. Será que os ensaios para estimar os parâmetros de consistência seriam capazes de reproduzir esse fenômeno natural na prática de laboratório?

Vamos compreender como a variação da umidade no solo pode indicar parâmetros que representem a mudança entre estados? A relação entre a quantidade de água em um solo e os seus estados de consistência pode ser adquirida por índices conhecidos como limites de Atterberg, obtidos na prática pela média dos resultados obtidos. O primeiro deles, chamado limite de liquidez (LL), representa o menor teor de umidade de um solo para que o mesmo se torne fluido, como uma lama bem líquida. O segundo, conhecido como limite de plasticidade (LP), representa o teor de umidade que caracteriza um solo no estado plástico cuja redução do teor alteraria seu estado para semissólido (quando um solo aparenta ser sólido, mas sofre variações de volume quando submetido à secagem). Esses índices são muito importantes para a caracterização do estado do solo e conseqüentemente para o dimensionamento dos projetos de engenharia. E agora? O que esses índices podem indicar? Se subtrairmos o valor de LP encontrado pelo valor de LL, teremos o índice de plasticidade (IP). Esse índice caracteriza o comportamento plástico ou não de um solo, por meio do valor obtido e classificado dentro de uma faixa. Assim, um solo pode ser considerado não plástico ($IP = 0$), ligeiramente plástico ($0 < IP < 5$), de plasticidade baixa ($5 < IP < 10$), de plasticidade média ($10 < IP < 20$), de plasticidade alta ($20 < IP < 40$) e muito alta ($IP > 40$). Esse índice ainda pode se relacionar com LL e indicar o comportamento do solo, conforme apresentado na Carta de Plasticidade de Casagrande (Figura 1.13). A Carta de Plasticidade de Casagrande permite caracterizar solos finos a partir do IP e do LL. Os solos com $LL > 50\%$ (direita da linha B) são muito compressíveis e $LL < 40\%$ têm baixa ou nenhuma ($LL < 20\%$) compressibilidade. Acima da linha A situam-se as argilas inorgânicas (CH e CI) mais plásticas e, abaixo, argilas orgânicas e siltes (ML/OL e MH/OH).

Figura 1.13 | Carta de Plasticidade de Casagrande



Fonte: Sousa Pinto (2006, p. 56).



Exemplificando

Uma maneira prática de você compreender a mudança do estado dos solos na natureza é simulando um experimento muito simples. Pegue uma garrafa de vidro transparente e coloque dentro determinada quantidade de água e uma quantidade maior de solo. Agite por um tempo e deixe a garrafa destapada e em repouso. Nesse primeiro momento o solo estará semelhante a uma lama e não será possível separá-lo da água. Aguarde um dia e observe novamente. Você notará no fundo da garrafa boa parte do solo e acima boa parte da água, de cor pouco transparente devido à presença de partículas finas em suspensão (argila). Essa situação representa justamente a sedimentação (Figura 1.14), na qual as partículas mais pesadas ficam no fundo (pedregulho), seguidas das areias e siltes. Com o tempo a água voltará a ser transparente, mas, considerando que você deixou a garrafa destapada, a evaporação atua simultaneamente. Passados mais alguns dias, a parcela de água acima do solo desaparecerá, porém ela ainda está presente nos espaços vazios existentes entre os grãos; chegará um momento em que o solo poderá ser manipulado e amassado (estado plástico). Se a perda de umidade for elevada, você notará que o solo ficará com uma consistência bastante rígida (estado sólido). Que tal simularmos essas condições do solo, tão comuns em locais de projetos de engenharia? Vamos lá?

Figura 1.14 | Ensaio de sedimentação em solo



Fonte: <<http://www.istockphoto.com/br/foto/com-tubos-de-ensaio-em-laborat%C3%B3rio-com-diferentes-%C3%ADquidos-gm527898896-92856109>>. Acesso em: 15 set. 2017.

Além do estado de consistência, podemos compreender também a atividade dos solos, você sabia? O índice de atividade (IA), também conhecido por índice de Skempton, fornece uma indicação importante sobre a mineralogia da fração argilosa. Você lembra que na Seção 1.1 estudamos sobre os argilominerais e em especial aqueles que possuem a capacidade de expansão ou contração pela variação da umidade? O IA é uma primeira estimativa caso os locais de interesse para a engenharia possuam ou não influência e gerem problemas geotécnicos decorrentes desses minerais. Por meio da relação $IP/(\% \text{ de argila})$, podemos dizer se a atividade de determinado solo será baixa ($IA < 0,7$), média ($0,7 < IA < 1,5$) ou alta ($IA > 1,5$).



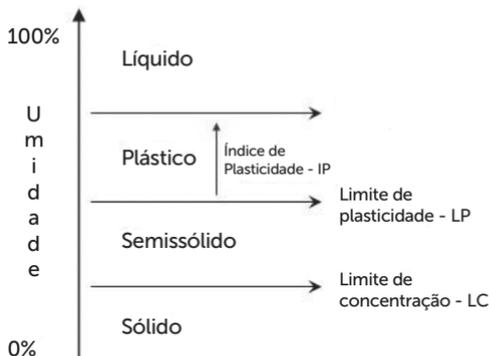
Dica

Existem outros índices de consistência que foram definidos pelos profissionais que trabalham na prática da mecânica dos solos. Um índice interessante é o índice de consistência (IC), sendo a capacidade de um solo resistir a esforços de compressão em função da umidade. Também podemos mencionar o índice relativo de plasticidade (R) indicando o estado de consistência do solo no estado plástico. Ele é pouco utilizado por gerar confusão com o IC.

Quando um solo perde umidade e altera o seu estado de semissólido para sólido, se a redução do nosso teor de umidade não alterar o volume do solo, dizemos que ele se encontra no seu

limite de contração (LC). Podemos ainda determinar o grau (grau de contração – C) indicativo da tendência do solo ao aparecimento de fissuras quando sofre secagem, principalmente quando o valor de IP é elevado. A Figura 1.15 resume bem os índices de consistência e a mudança do estado do solo pela variação da umidade.

Figura 1.15| Limites de estados de consistência do solo



Fonte: elaborada pelo autor.



Exemplificando

Imagine que você necessita escolher um solo para a construção de um aterro para barragem. Seria muito imprudente escolher um solo sem a execução de mínimos ensaios, não concorda? Suponhamos que esse solo tenha um IP elevado e ao se determinar o grau de contração muitas fissuras ocorram. Será que esse seria o material ideal? Na prática, o valor de LC tem pouca utilidade, mas quando executamos o ensaio para determinar C podemos ter uma ideia do comportamento de determinado solo, e isso, conseqüentemente, evita que muitos problemas, ou mesmo acidentes geotécnicos, aconteçam, devido à fissuração proveniente da secagem do maciço de solo.

Você percebe como algumas decisões de engenharia podem ser previamente avaliadas por meio das propriedades índices? Um mesmo solo pode apresentar maior resistência ou menor deformação em função de sua composição granulométrica e de seu estado de consistência. Assim, se apertada, uma argila seca e de resistência mediana irá se fragmentar podendo inclusive virar pó

com grande esforço. A mesma argila, ao ganhar umidade, pode se tornar líquida e fluida. Esses são alguns dos desafios com os quais o profissional de engenharia deve lidar em sua carreira e por meio da experiência adquirida propor soluções práticas e eficientes.



Pesquise mais

Vamos aprimorar o conhecimento com temas tratados em nossa segunda seção?

- Mecânica dos solos 1 – Aula003 – Granulometria e análise granulométrica. Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=ulZ4ylaYXGk>>. Acesso em: 27 out. 2017.
- Solo na escola – Consistência do solo (28/09/2016). Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=9cnD2vHFj84>>. Acesso em: 27 out. 2017.

Sem medo de errar

A empresa para a qual você trabalha está elaborando o projeto básico para algumas encostas. O seu coordenador propôs uma situação muito comum, que é aproveitar os materiais naturais de uma dada região a sofrer intervenção, de forma a otimizar o projeto de engenharia. Ele sugere a utilização de um solo essencialmente argiloso e plástico, conclusão essa obtida a partir provavelmente de análise táctil-visual, um tipo de descrição qualitativa com base na observação e que detalharemos melhor em nossa próxima seção. Lembre, porém, que é muito importante que façamos os ensaios em laboratório (análise quantitativa) para confirmar as reais frações do solo.

Se pensarmos em um solo residual e em curvas granulométricas para ele, podemos esperar curvaturas suaves, devido à redução do tamanho médio dos grãos pelos processos de decomposição do solo. Se o solo residual for maduro, ou seja, mais intemperizado, a geração de frações finas (siltes e argilas) é ainda maior. A distribuição granulométrica é excelente para entendermos sobre a origem geológica dos solos, entretanto, como em nosso caso os solos são argilosos (finos), a curva granulométrica não é suficiente para previsão de seu comportamento na prática. Você lembra que o

tamanho e a forma dos grãos influenciam no comportamento dos solos? No caso dos solos finos, essa influência é muito grande. Assim, é mais razoável que avaliemos o comportamento das argilas pelo LL e LP. Para isso, vamos recorrer ao Gráfico de Plasticidade de Casagrande. Esse gráfico relaciona o IP com o LL e classifica o solo em função do seu comportamento, por meio de regiões no gráfico e que são apresentadas na legenda. Considerando nosso solo residual argiloso, podemos deduzir que a sua resistência quando seco e situado acima da linha A aumenta caso as amostras apresentem LL inferior a 30. Essa resistência pode ser elevada a muito elevada para amostras com LL superior a 100. Da mesma forma, podemos supor a situação oposta. Se a linha que representa um determinado horizonte de solo está situada muito abaixo da Linha A, a resistência dos solos secos e com LL menor que 50 será muito baixa e somente chegará a aumentar se o solo argiloso apresentar um LL da ordem de 100%. Essas interpretações indicam que a resistência seca de solos inorgânicos e de mesmo LL aumenta de forma geral com o IP.

Você pode verificar a atividade dessas argilas pelo índice de Skempton. Nosso solo tem 29% de fração fina, da qual 9% corresponde à fração argila e possui valores de LL e LP iguais a 20% e 10%, respectivamente. Assim, qual seria a atividade desse solo?

Pela fórmula $A = \frac{IP}{(\% \text{ da fração argila em peso})}$ obtemos que a atividade da argila é igual a 1,1, ou seja, $\frac{20-10}{9}$ o que representa uma atividade

média próxima a uma baixa atividade. Se fôssemos utilizar esse solo não esperaríamos expansões acentuadas, sendo indicado para o objetivo em questão, como jazida às obras de terraplenagem. Se considerarmos a mesma quantidade da fração argila (9%), porém um IP de 15, mais alto, a atividade da argila seria igual a 1,67, sendo alta, indicando que o solo argiloso apresentará expansão, não sendo recomendado para esse tipo de propósito de engenharia. Consideramos aqui apenas propriedades físicas para a decisão do uso de um material em uma obra. Tenha em mente que outras avaliações e outros ensaios complementares são recomendados para a tomada de decisão em projetos de engenharia.

Conclusões a partir do conhecimento aplicado

Descrição da situação-problema

Seu coordenador lhe apresenta dois resultados de limites de consistência de duas amostras distintas de argila (X e Y), obtidas na base da encosta. A primeira amostra (X) de argila apresenta um LL de 50% e um LP de 25%. Já a segunda amostra (Y) de argila apresenta um LL correspondente a 52% e um LP de 40%. Diga que tipo(s) de argila(s) essas informações poderiam indicar. Considerando que essas argilas servirão como fundação de um muro de arrimo, qual(is) dela(s) será(ão) a(s) mais problemática(s) e por quê?

Resolução da situação-problema

Com base nos resultados obtidos para os limites de Atterberg, podemos compreender algumas características dessas argilas. A amostra X tem LL igual a 50%, não sendo alto, indicando uma proporção considerável entre frações silte e areia. O valor de LP (25%) corrobora essa informação e assim podemos classificar esse solo como silte-argiloso. O IP dessa amostra é igual a 25% ($50 - 25 = 25$). A amostra Y apresenta um LP elevado, correspondendo a 40% e um IP igual a 12% ($52 - 40 = 12$).

Com base no valor de LP da primeira amostra, essa argila indica ter uma alta proporção de partículas minerais laminares com baixa presença de matéria orgânica. Já a segunda amostra apresenta um LP elevado, sugerindo a ausência de cristais laminares e com a presença de quantidade considerável de matéria orgânica. Você pode visualizar essas informações com maior clareza ao plotar esses índices na Carta de Plasticidade de Casagrande. Apesar de os limites de Atterberg não serem particularmente confiáveis como indicadores do comportamento dos solos, eles se tornam muito úteis quando plotados nesse gráfico, sendo bons indicadores das propriedades intrínsecas dos solos. Vamos então utilizá-lo para nossa interpretação?

O gráfico possui uma linha divisória (chamada de linha A) entre duas regiões, de forma a separar solos que possuem características de argila dos que possuem características de silte. Os solos que

plotam acima dessa linha apresentam propriedades geotécnicas ruins, sendo provavelmente de alta compressibilidade e de baixa resistência ao cisalhamento, podendo ainda exibir contração ou expansão em função da variação da umidade, como no caso o nosso solo X. Já os solos que plotam abaixo dessa linha são considerados materiais de ótimas características geotécnicas, como no caso o solo Y. Outra linha nesse gráfico torna-o dependente do valor de LL, ou seja, solos com valores desse índice elevados são menos indicados para fins de engenharia; o solo Y está um pouco além dessa linha. Com base nos argumentos apresentados podemos dizer que ambos os solos apresentariam problemas de engenharia e necessitariam de tratamentos para melhorar suas características geotécnicas.

Faça valer a pena

1. A curva granulométrica de um solo indica que as frações granulométricas são 44% de argila, 46% de silte, 3% de areia e 7% de pedregulho. Avalie as sentenças a seguir:

- I – O solo possui predominância de fração muito fina a fina.
- II – Se o solo for passado em uma peneira com 2,0 mm de abertura, pelo menos de 80% do material passaria pelo objeto.
- III – Esse solo seria ideal como filtro de areia em obras de engenharia.
- IV – O solo é ideal como jazida de brita 0 (2,36 a 12,5 mm).
- V – Se solos argilosos apresentam baixíssima permeabilidade e arenosos alta permeabilidade, podemos esperar que esse solo tenha baixa ou nenhuma permeabilidade.

Assinale a alternativa correta.

- a) II; III; V.
- b) I; II; V.
- c) I; IV; V.
- d) II; III; IV.
- e) I; III; V.

2. O concreto é composto por argamassa e agregados graúdos (rocha britada ou seixo natural). A seguir, estão apresentadas no quadro cinco análises granulométricas de solos como matéria-prima ao concreto:

Tabela 1.1 | Análises granulométricas

Solo	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedregulho (%)
1	41	42	16	1
2	20	70	5	5
3	20	30	50	0
4	1	3	9	87
5	25	25	25	25

Fonte: elaborada pelo autor.

Assinale a alternativa correta que completa a frase: O solo mais indicado como matéria-prima do concreto é o:

- a) Solo 1.
- b) Solo 2.
- c) Solo 3.
- d) Solo 4.
- e) Solo 5.

3. A partir de ensaios verificou-se que a umidade determinada no ensaio de limite de liquidez e plasticidade foi de 27% e 10%, respectivamente, e o percentual de argila obtida por análise granulométrica foi de 25%. O índice de Skempton e o argilomineral provavelmente presente nesse solo são respectivamente:

- a) 2,1; montmorilonita.
- b) 1,3; illita.
- c) 0,68; caulinita.
- d) 0,71; vermiculita.
- e) 0,65; haloisita.

Seção 1.3

Ensaio de determinação do tamanho das partículas e da plasticidade dos solos

Diálogo aberto

Olá, aluno! Na seção anterior, estudamos algumas características e propriedades físicas dos solos. Vimos como a distribuição granulométrica e o tamanho dos grãos afetam parâmetros geotécnicos, bem como a relevância do estado de plasticidade de um solo em projetos de engenharia. Aprendemos sobre a classificação textural dos solos pelas frações granulométricas e também vimos a determinação teórica da distribuição granulométrica e os índices que possibilitam o entendimento sobre a plasticidade dos solos. Agora, que tal colocarmos a teoria na prática e aprender como todas essas propriedades e características são corretamente determinadas? Sabemos que os projetos de engenharia são dependentes de muitos parâmetros geotécnicos obtidos dos materiais naturais. Para isso, muitos ensaios em campo e laboratório, além de investigações geotécnicas, são indicados para esse fim. De forma preliminar, uma descrição com base na impressão que temos sobre determinado solo com base em observações visuais e táteis (táctil-visual) pode nortear nossa campanha de estudos. Assim, podemos chegar a uma simples e direta conclusão. Se essas informações forem obtidas erradamente, o reflexo nos projetos de engenharia pode ser fatal, levando a gastos desnecessários durante a execução da obra, remediação ou até mesmo um grande problema de engenharia que pode inviabilizar o empreendimento. Relembrando seu desafio profissional, a empresa necessita elaborar um projeto de contenção para algumas encostas em solo residual. Nesses projetos, é muito comum a necessidade de escavação de determinado volume de material, em nosso caso solos, para as soluções de engenharia. Vamos perceber como os resultados de ensaios podem gerar dúvidas e impactar um projeto?

Foram coletadas algumas amostras de solos residuais da encosta pela sua equipe de campo. A descrição táctil-visual indicou que o solo é silto-arenoso. Os resultados foram enviados a dois

laboratórios distintos: A e B. O laboratório A ficou encarregado da análise granulométrica e o laboratório B, da determinação dos limites de consistência. As análises granulométricas, em média, indicaram que o solo possui: 55% - argila; 32% - silte; 3% - areia fina; 6% - areia média; 3% - areia grossa e 1% - pedregulho. Os limites de consistência, em média, indicaram: LC – 30%; LL – 38%; LP – não plástico e IP – não plástico. O seu superior imediato estranha o conjunto de resultados e questiona a qualidade dos métodos de coleta, armazenamento e envio aos laboratórios. Ele também considera a possibilidade de as normas vigentes para esses ensaios não terem sido obedecidas. Diante da gravidade do fato, avalie os resultados obtidos na (i) classificação táctil-visual e (ii) nos laboratórios para identificar onde pode ter ocorrido a falha no processo. Se identificado o problema, apresente soluções para evitar futuras falhas. Você necessitará relembrar os conceitos que aprendemos nas seções 1.1 e 2.2, sobre as características dos solos residuais e as características granulométricas e de plasticidade. Vamos aplicar o seu conhecimento em mais um desafio?

Não pode faltar

Olá, aluno! Vimos em nossas seções anteriores formas de identificação dos solos por meio das frações granulométricas e da plasticidade. Com a prática profissional você conseguirá, por exemplo, deduzir essas características apenas conhecendo a natureza dos solos. Lembre-se: solos de mesma origem podem, além de apresentar propriedades distintas, ocorrer sob muitas formas em um terreno. Dessa forma, é muito importante que você busque ferramentas complementares para auxiliá-lo. Nesse sentido, uma descrição simples e expedita pode ser feita baseada na sua observação visual (Figura 1.16, tato e mesmo o odor, sendo denominada de análise táctil-visual. Apesar de ser uma técnica preliminar, você pode recorrer a ela para reconhecer as características do solo, como: textura, cor, plasticidade, estruturas etc. Vamos conhecê-las?

Figura 1.16 | Análise das características do solo



Fonte: <<http://www.istockphoto.com/br/foto/amostras-de-solo-gm172378150-4621785>>. Acesso em: 30 set. 2017.



Refleta

A descrição tátil-visual é um método de descrição executado por muitos profissionais ao longo dos anos. Apesar de ter alguns critérios para que possamos identificar determinada característica de um solo, será que dois profissionais seriam capazes de descrever um solo igualmente ou o método é um tanto subjetivo?

A **cor** pode identificar solos de uma mesma origem geológica e também indicar o teor de umidade (comparado a um solo totalmente seco), além da presença de matéria orgânica. A definição da cor pode ser obtida pela Carta de Munsell, de forma padronizada e por meio de comparação. O **odor** é uma importante característica na localização de solos orgânicos (indícios de putrefação) ou até indicar a presença de produtos químicos. Se não fosse a presença de produtos químicos poderíamos recorrer inclusive ao “sabor” do solo, você sabia? Solos com sabor mais azedo remetem à acidez e o sabor semelhante a sabão remete a solos mais básicos. A **umidade (w)** é outra característica importante para avaliação do estado de plasticidade de um solo e possui estreita relação com o teor de umidade. Ela pode ser definida pela relação percentual entre a massa de água contida no solo natural (m_n) pela massa do solo seco (m_s), definido pela expressão: $w = \frac{m_n - m_s}{m_s}$. Nesse sentido, podemos ainda

avaliar a **consistência do solo**, muito indicada para solos finos e não indicada àqueles com significantes quantidades de grãos grosseiros, por testes feitos pela compressão do polegar. Assim, você pode avaliar como um torrão de solo pode ser facilmente desagregado e comparar essa resposta para dois tipos de solo. Por exemplo, um solo siltoso quase seco é mais facilmente desagregável que um solo argiloso sob mesmas condições.



Assimile

A avaliação da desagregação pode ser uma primeira estimativa da resistência de um solo. Se um torrão de solo seco oferecer uma resistência média ao ser comprimido pelos dedos, esse solo provavelmente será argiloso, como vimos. Se analisarmos essa informação em conjunto com a Carta de Plasticidade de Casagrande, que aprendemos na seção anterior, ele provavelmente estará abaixo da linha A. Dessa forma, quanto maior a resistência dos torrões secos, mais alta estará sua posição acima da linha A. Faça o teste!

Outra característica importante que podemos obter da análise táctil-visual é o **grau de cimentação**, resultado da ação de processos geológicos. Quando um solo desagrega por uma leve pressão dos dedos ou manuseio, dizemos que ele possui fraca cimentação e, quando não desagrega, dizemos que o possui forte cimentação. Ainda podemos mencionar características texturais relacionadas à **forma** (plana, alongada ou plano-alongada) e a **angulosidade** (desde angular, em que grão possui muitas arestas até quando é classificado como arredondado, sem arestas). Todas essas características podem ser obtidas em exames rápidos pela observação dos grãos, você sabia?



Exemplificando

Podemos fazer uma rápida avaliação da granulometria de um solo deixando-o secar determinada quantidade ao ar. Espalhando na mão ou em um papel branco utilizamos uma lupa para identificar os grãos. Se você conseguir identificar a maior quantidade dos grãos significa que ele é grosso, do contrário, é fino. Dos grãos presentes, se a maioria for maior que 5mm, podemos defini-lo como pedregulhoso, do contrário ele será arenoso. Bem fácil, não acha?

Solos ainda podem apresentar estruturas que podem fornecer informações importantes sobre seu comportamento geotécnico. Lembra em nossa primeira seção quando falamos sobre solos residuais? Esses solos residuais podem apresentar estratificação, ou seja, apresentar camadas de alta resistência alternadas com camadas de baixa resistência, por exemplo.



Assimile

Os solos grosseiros são classificados com base em sua compactidade (capacidade de compactação de um solo). Em solos finos, a característica mais importante é a consistência. Imagine um torrão de solo retirado de um local com a preservação de suas características (solo indeformado). Se conseguirmos amassá-lo com os dedos, sua consistência pode ser mole, rija ou dura, quando não for possível. Se avaliarmos a consistência desse solo amassado teremos uma ideia de sua sensibilidade (relacionada à fração argila). Portanto, um solo amolgado (deformado) com sensibilidade pode ser descrito como um solo rijo, quando indeformado, e muito mole a pegajoso, quando amassado com os dedos.

Vimos que a classificação táctil-visual é uma forma prática de obtermos as características dos solos, porém nada melhor que a execução de ensaios para definição mais precisa dessas características. Na seção anterior, estudamos sobre a análise granulométrica e os limites de Atterberg. Que tal obtermos nossos próprios resultados e interpretá-los?

A análise granulométrica pode ser determinada por peneiramento, quando temos solos granulares, como as areias e os pedregulhos, ou por sedimentação, no caso de solos argilosos, ou pela combinação de ambos os processos, utilizando a norma NBR 7181/84.

O peneiramento indicado às frações mais grosseiras nada mais é que o empilhamento de várias peneiras com aberturas variadas (de maior ranhura no topo e de menor ranhura na base), sendo ainda colocado um fundo para reter as partículas menores. Essas peneiras são colocadas em uma mesa vibratória (Figura 1.17) que por vibração separa as frações. Já para as frações finas, a granulometria é determinada por densimetria (mais utilizada) e pipetagem, ambas baseadas na Lei de Stokes (atrito experimentado por grãos esféricos que se movem em um fluido viscoso, em um regime laminar). O

método da pipetagem consiste em tomar amostras em suspensão utilizando uma pipeta graduada em intervalos de tempo. No caso da densimetria (Figura 1.17), determinada quantidade de um solo é colocada em suspensão e as partículas caem com velocidades proporcionais ao quadrado de seus diâmetros. Para solos que possuam partículas grossas e finas são recomendadas análises granulométricas conjuntas. Sempre tenha em mente que uma classificação granulométrica deve considerar o comportamento de um solo e não a maior porcentagem de determinada fração em relação às demais que compõem o solo.

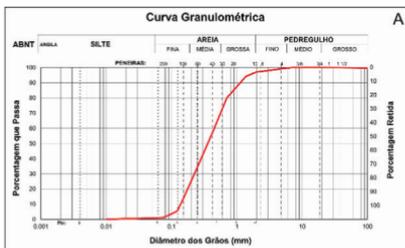
Figura 1.17 | Mesa vibratória com peneiras (esquerda) e densímetro (direita)

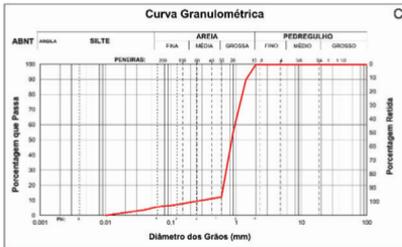
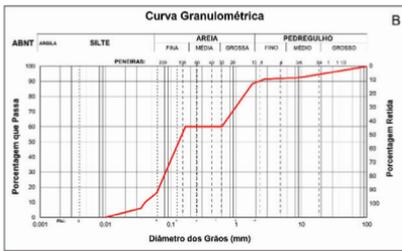


Fonte: elaborada pelo autor.

Vamos agora interpretar a curva granulométrica e também as informações que ela pode nos fornecer quanto a algumas características do solo, principalmente quanto à textura? Observe as curvas granulométricas a seguir e o formato e tamanho dos grãos exemplificados para cada uma dessas curvas (Figura 1.18). A Figura 1.18A exibe uma curva típica de um solo bem graduado, com uma linha nitidamente contínua. Já a Figura 1.18B mostra um solo com um hiato na graduação, sendo chamado de solo desuniforme. Por fim, a Figura 1.18C apresenta uma curva tipicamente de um solo muito uniforme.

Figura 1.18 | Exemplos de curvas granulométricas e distribuição típica de grãos

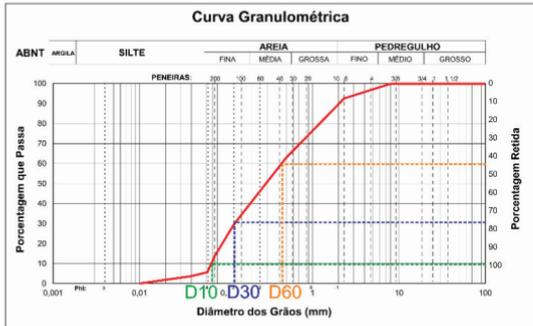




Fonte: elaborada pelo autor.

Podemos ainda obter das curvas granulométricas alguns índices e definir outras características texturais, como a uniformidade e a graduação dos solos. Na Figura 1.19, temos uma curva granulométrica de um solo e nela estão indicadas três variáveis chamadas de D_{10} , D_{30} e D_{60} . Sabe qual a importância delas em nossos projetos de engenharia? O D_{10} ou diâmetro efetivo (D_e) corresponde a 10% em peso de todos os grãos do solo menores que ele. Na prática, podemos obter importantes informações desse índice, como o cálculo da permeabilidade no dimensionamento de filtros e drenos em uma obra. Já o D_{30} e o D_{60} são, respectivamente, 30% e 60% em peso total dos grãos menores que eles.

Figura 1.19 | Determinação do diâmetro efetivo, D_{60} , D_{30} e D_{10}



Fonte: elaborada pelo autor.

Outro índice que podemos analisar na Figura 1.19 é o grau de uniformidade (U) relacionado com a inclinação da curva granulométrica. Assim, quanto menor a uniformidade, maior será a inclinação da curva e o solo, considerado mais bem graduado. Relacionando ainda os índices D_{10} , D_{30} e D_{60} , podemos obter o coeficiente de curvatura relacionado com a graduação do solo.

Ele é expresso pela equação $CC = \frac{(D_{30})^2}{(D_{10} \times D_{60})}$. Para um solo bem graduado, ele deve ser $1 < CC < 3$.



Faça você mesmo

Utilize a norma brasileira NBR 7181/84 para auxiliá-lo no ensaio de determinação da granulometria. Basicamente, o processo é dividido em três etapas:

- 1º Obter uma amostra de solo que seja representativa.
- 2º Encontrar a dispersão das partículas da amostra e individualizá-las.
- 3º Encontrar a porcentagem das partículas com dimensões entre os limites determinados, ou seja, argila, silte, areia e pedregulho. Vamos tentar?

Vimos na seção passada a consistência de um solo e a obtenção de vários índices que podem nos ajudar a definir o seu estado. Conforme aprendemos, o estado de consistência é indicado para a avaliação da rigidez de solos argilosos ou com grande quantidade de argila. Essa rigidez é função do conteúdo de umidade do solo, ou

seja, quanto menor a umidade, mais rígido o solo será. Nesse sentido, os índices LL, LP, IP e LC são fundamentais para interpretação dessa condição. Vamos aprender a determiná-los na prática?

A definição dos índices LL e LP é atribuída ao cientista Atterberg. Ele, por convenção, adotou que uma amostra no estado plástico permite sua moldagem em um cilindro de 10 cm de comprimento por 3 mm de diâmetro, ao ser rolado em uma placa de vidro (Figura 1.20). Dessa forma, o LP representa o teor de umidade que um solo apresenta quando fatura no processo de moldagem desse cilindro. Já LL é o menor teor de umidade necessário para que um solo flua. Os ensaios para determinação desse índice consideram o teor de umidade como parâmetro devido à dificuldade na medição e no controle do grau de saturação de uma amostra. Na prática, esse índice é determinado pelo aparelho de Casagrande (Figura 1.20), que nada mais é que uma concha preenchida com solo a ser ensaiado e liberada de determinada altura sucessivas vezes; por meio de golpes, o solo, previamente dividido ao meio por uma ranhura, fecha-se. A partir de cinco repetições do ensaio, o teor de umidade é determinado por meio da região de fechamento da ranhura.

Figura 1.20 | Cilindro de solo (esquerda) para LP e aparelho de Casagrande (direita)



Fonte: elaborada pelo autor.



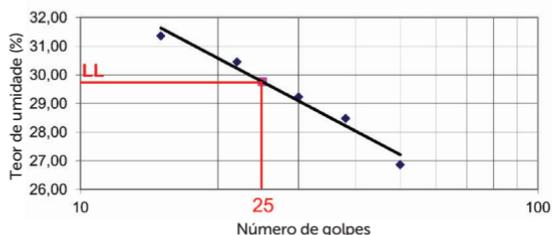
Complemente seus estudos

Utilize as normas NBR 7180/84 e NBR 6459/84 para aprender mais sobre os limites de Atterberg. Sempre execute os ensaios com base em procedimentos normatizados! Se houver necessidade de alguma adaptação, a exceção deve ser evidenciada em seu relatório técnico!

No ensaio para determinação de LP são executados cinco ou seis cilindros para que obtenhamos ao menos três deles que satisfaçam a condição de plasticidade do solo, ou seja, quando conseguirmos moldar um cilindro de 10 cm x 3 mm. Quando isso acontece, iremos refazer o processo de moldagem até que o solo se fragmente; nesse momento, determinaremos o teor de umidade pela média dos valores encontrados desses três cilindros.

Já no ensaio de LL, o teor de umidade obtido é plotado em um gráfico semilogarítmico versus o número de golpes, conforme observamos na Figura 1.21.

Figura 1.21 | Determinação do LL



Fonte: elaborada pelo autor.

Na Figura 1.21, podemos observar que todos os pontos são dispostos em uma linha reta, indicando que o ensaio foi bem executado. Essa reta é denominada reta de escoamento. O valor de LL é obtido diretamente do gráfico, onde, por convenção, Casagrande determinou que o valor de LL corresponde ao teor de umidade para qual a ranhura é fechada com 25 golpes. Se a disposição dos pontos no gráfico não apresentar um alinhamento razoável, significa que o ensaio pode ter sido mal executado.



Refleta

Considere a tentativa de realizar o ensaio para obtenção de LL e a ranhura aberta no solo não se fechar com 25 golpes, o que isso pode significar? Se ensaiarmos um solo essencialmente arenoso e ele não permitir a execução do ensaio de LP, o que dizemos sobre a plasticidade? Já aprendemos que o IP é a diferença do LL pelo LP. Se não for possível determinar LL, ou mesmo o LP, ou se o LP for maior ou igual a LL, o estado de consistência desse solo representaria, na prática, o quê?

Acabamos de estudar o necessário para que você possa determinar na prática importantes características dos solos. Reúna todo seu conhecimento e pratique-o bastante! Apenas com a prática você será capaz de criticar a validade ou não de um ensaio que, por ventura, faça parte de determinado local estudado para fins de engenharia.



Pesquise mais

Agora que aprendemos a prática da determinação da granulometria e dos limites de Atterberg, que tal aprimorarmos ainda mais?

- Solo na escola – Textura do solo (22/06/16). Disponível em: <https://www.youtube.com/watch?v=w_PHm7vpU4U>. Acesso em: 2 nov. 2017.
- Granulometria solos. Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=1OAxLSiwnJA>>. Acesso em: 2 nov. 2017.
- Ensaio de sedimentação do solo. Disponível em: <https://www.youtube.com/watch?v=z_lma06mmdo>. Acesso em: 2 nov. 2017.
- Ensaio de limite de liquidez e limite de plasticidade. Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=iWPVFCsXmZl>>. Acesso em: 2 nov. 2017.

Sem medo de errar

Como vimos, a empresa para a qual você trabalha está fazendo um estudo das encostas e nesse momento a caracterização das camadas de solo residual é necessária para uma decisão de projeto. Inicialmente, sua equipe utiliza a descrição táctil-visual para definir o local onde o solo será coletado. Não é incomum que amostras sejam enviadas a laboratórios diferentes, porém o mais importante é que ambos sigam as normas. É fundamental, porém, que você deixe isso claro ao laboratório que realizará o ensaio. Vamos buscar entender o porquê do seu supervisor estranhar os resultados dos ensaios?

A análise táctil-visual, apesar de ser um método expedito e bastante preliminar, pode fornecer respostas divergentes se comparada ao ensaio de análise granulométrica. Por exemplo, se as partículas muito finas desse solo estiverem recobrimdo as partículas

mais grossas, talvez a análise visual possa ser prejudicada. Outro fator que você deve considerar é a subjetividade, ou seja, para você o solo pode ser silto-arenoso, mas para outra pessoa pode ser argilo-arenoso. De qualquer forma, vamos nos concentrar nos resultados fornecidos por ambos os laboratórios, considerando que não houve nenhum problema em campo quanto à coleta, ao armazenamento ou ao envio para o laboratório.

Com base nos resultados do laboratório A, podemos concluir que o solo é argilo-siltoso, devido às maiores porcentagens das frações argila e silte respectivamente. Outra observação é que a quantidade de areia e pedregulho é muito pequena a bastante discreta. Assim, temos um solo que se comparado à classificação táctil-visual apresenta um resultado bastante distinto. Já a análise do laboratório B fornece resultados acerca dos limites de consistência correspondente a LC – 30%; LL – 38%; LP – não plástico; e IP – não plástico. Inicialmente, estranha-se o fato de o limite de contração (LC) ter sido determinado apesar de o solo ser considerado não plástico. Nesse contexto, podemos supor duas hipóteses: 1ª hipótese – o LC foi determinado por alguma desconfiança do laboratório quanto ao resultado de IP. 2ª hipótese – o valor de LC pode estar equivocado se considerarmos o valor de IP correto. A informação não plástica para LP e IP pode significar respectivamente que não foi possível determinar LP ou que o valor dele foi superior ao valor de LL. Como nosso solo é argilo-siltoso é provável que tenha ocorrido um erro experimental, tendo em vista que esse tipo de resposta é comum a solos arenosos. Se tentarmos avaliar esses resultados pela Carta de Plasticidade de Casagrande, nosso solo seria classificado como sem coesão. A coesão é a capacidade que um solo oferece de resistência devido à presença da fração argilosa, permitindo que ele se mantenha em torrões ou mesmo blocos, podendo ser cortado mantendo essa forma. Argilas são solos coesivos e solos arenosos e pedregulhosos são solos não coesivos, apesar de poderem ser cortados ou escavados. Assim, como nosso solo foi devidamente coletado em campo e enviado aos laboratórios e o laboratório A forneceu o resultado correto, podemos concluir que o laboratório B pode ter cometido algum erro experimental. Experimente cogitar a possibilidade de interpretar o resultado considerando o laboratório A errado e o laboratório B correto, apenas para estimular seu pensamento crítico. Tenha sempre a preocupação em pensar sob diferentes possibilidades; na impossibilidade de conclusão, é melhor que seja feita a repetição do ensaio ou a troca de laboratório.

Pensar e decidir!

Descrição da situação-problema

A fim de evitar quaisquer problemas relacionados aos ensaios solicitados aos laboratórios, seu supervisor solicita que você leve pessoalmente as amostras e acompanhe a execução dos testes para verificar se as normas estão sendo respeitadas. Durante o peneiramento do material grosso você anota as massas que ficaram retidas em cada peneira, sem se preocupar com as massas passantes nas peneiras. A partir do seu controle (detalhado a seguir) você precisa apresentar resultado final do ensaio. O laboratorista, que está presente durante o ensaio, afirma que, por experiência, o solo seria argiloso.

Tabela 1.2 | Dados de peneiramento

Peneira (mm)	Massa retida (g)	Massa retida acumulada (g)	Massa passante (g)	Porcentagem que passa (%)
50,80	5,15	?	?	?
38,10	6,13	?	?	?
25,40	9,12	?	?	?
19,10	4,12	?	?	?
12,70	7,11	?	?	?
9,50	5,20	?	?	?
4,80	4,90	?	?	?
2,00	5,00	?	?	?

Fonte: elaborada pelo autor.

Sabendo que a massa natural corresponde a 1000 g e que após a secagem a massa foi de 954,3 g, você concorda com a posição do laboratorista? Decida se será necessário repetir o ensaio para verificar essa informação.

Resolução da situação-problema

Como as massas retidas nas peneiras foram anotadas e como sabemos qual a quantidade de massa seca é possível calcular as massas passantes, além da porcentagem que passa sem necessidade de repetir o ensaio. Preenchendo apenas a

coluna de massa retida acumulada chegamos à conclusão que a porcentagem que passa na peneira de 2,00 mm é de 95,10%

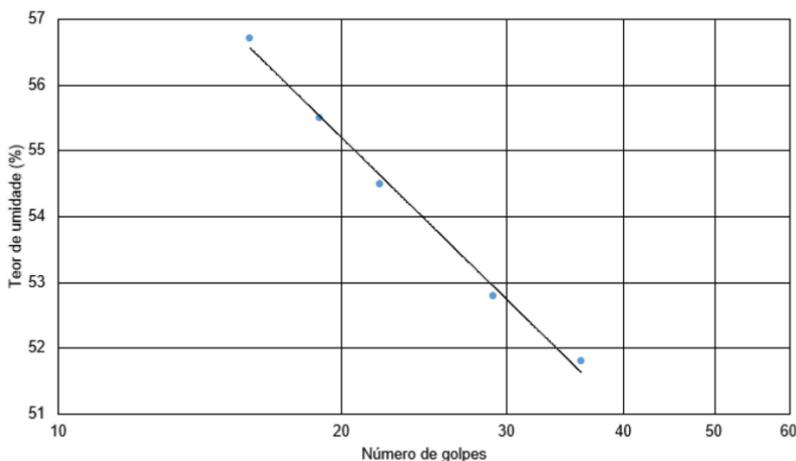
$$\left(\frac{\text{Massa seca inicial} - \text{massa retida na peneira de 2,00 mm}}{\text{Massa seca inicial}} \right) \times 100.$$

A partir desse resultado, deduzimos que a fração de pedregulho ($4,8 < \text{diâmetro da partícula ABNT}$) não prevalece, porém sem os ensaios para as frações finas e muito finas, por maior que seja a experiência do laboratorista, não é recomendado que essa decisão seja tomada sem respaldo experimental.

Faça valer a pena

1. A partir de um ensaio para determinação do LL são obtidas as leituras plotadas no gráfico a seguir:

Figura 1.22 | Dados do ensaio de limite de liquidez



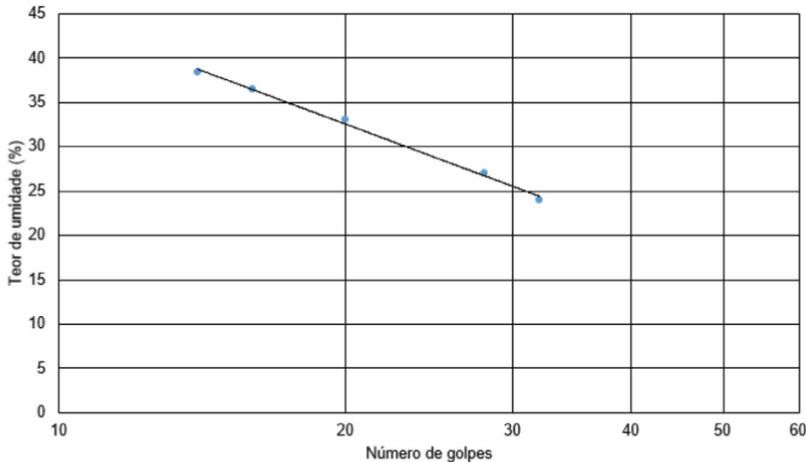
Fonte: adaptada de Pinto (2006).

Assinale a alternativa correta que representa o LL aproximado da amostra.

- a) 56%.
- b) 54%.
- c) 52%.
- d) 37%.
- e) 25%.

2. A figura a seguir apresenta o resultado do LL para um solo. O gráfico relaciona o número de golpes obtidos na determinação do ensaio pelo aparelho de Casagrande. Sabendo que o IP é 16%, pode-se dizer que o LL e o LP para esse solo são respectivamente:

Figura 1.23 | Dados do ensaio pelo aparelho de Casagrande



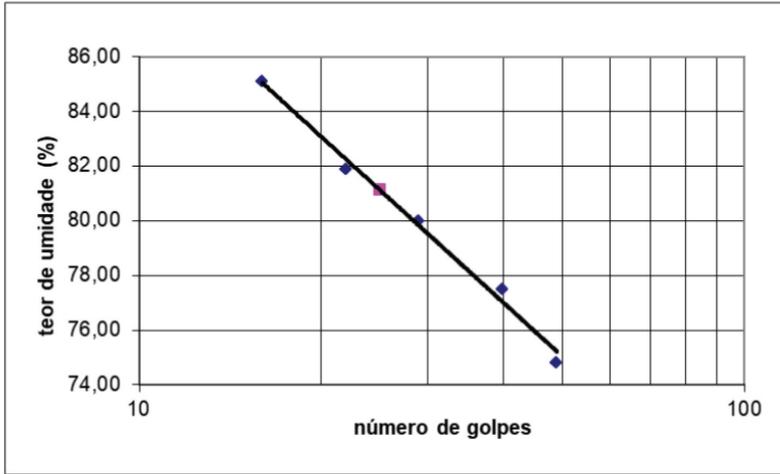
Fonte: elaborada pelo autor.

Assinale a alternativa correta.

- a) 29% e 13%.
- b) 34% e 18%.
- c) 30% e 20%.
- d) 36% e 20%.
- e) 13% e 29%.

3. No gráfico a seguir, são apresentados os resultados do ensaio de limite de liquidez para um determinado solo e o ponto rosa indica o valor para LL.

Figura 1.24 | Resultados do ensaio de limite de liquidez



Fonte: elaborada pelo autor.

Sabendo-se que o ensaio de limite de plasticidade resultou em um teor de umidade de 29%, qual é o índice de plasticidade desse solo?

- a) 49% .
- b) 53%.
- c) 48%.
- d) 50%.
- e) 52%.

Referências

ASSOCIAÇÃO Brasileira de Normas Técnicas. **NBR ISO 7181**: solo - análise granulométrica. São Paulo, 1984.

----- . **NBR ISO 6502**: solos e rochas. Rio de Janeiro, 1995.

BRAJA DAS, Khaled Sobhan. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. São Paulo: Cengage Learning Learning, 2014.

CRAIG, R. F.; KNAPPETT, J. A. **Mecânica dos solos**. Rio de Janeiro: LTC, 2014.

PRESS, Frank et al. **Para entender a Terra**. Porto Alegre: Bookman, 2006.

SOUSA PINTO, Carlos. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

WESLEY, Laurence D. **Fundamentals of soil mechanics for sedimentary and residual rocks**. Nova Jersey: Wiley, 2010.

Relação entre fases e classificação dos solos

Convite ao estudo

Caro aluno, como estamos vendo no decorrer de nosso estudo, os solos apresentam um papel muito importante no planejamento, na execução e nos custos dos projetos de engenharia, principalmente quando agentes e processos de formação atuam intensamente nos materiais naturais de origem (rochas ou outros solos). Em toda obra de engenharia ocorre uma modificação do estado de tensão e deformação dos solos e essa modificação pode ser avaliada por propriedades índices, seja em laboratório, seja *in situ* (campo). Dentre essas propriedades índices existem os chamados índices físicos, obtidos por meio de ensaios em amostras dos solos ou diretamente no maciço de solo, os quais serão alvo de nosso estudo na Unidade 2. Ao final desta unidade, você compreenderá o que são e como podem ser determinados esses índices, além da sua direta aplicação na nossa vida profissional. Para isso será desenvolvido um contexto de aprendizagem, no qual serão derivados problemas, que poderão representar situações reais em sua vida profissional. Imagine, por exemplo, a seguinte situação:

Uma indústria do setor de construção civil necessita expandir suas instalações e está buscando potenciais áreas, as quais, provavelmente, sofrerão intervenções quanto à escavação e implantação de aterros. Como ela detém diversas áreas, há um interesse em avaliar o aproveitamento de antigos locais de exploração de jazidas de solos, o que economizaria o gasto na aquisição de novos lotes. Nesse contexto, é fundamental a identificação dos perfis de solos disponíveis nessas áreas e, posteriormente, a obtenção das propriedades físicas desses materiais. Com base nessa avaliação preliminar, muitas áreas

podem ser descartadas ou até mesmo reexploradas. Você, então, é contratado para acompanhar esse projeto, devendo fornecer informações técnicas. Lembre-se, que os erros podem impactar negativamente no fluxo de caixa dessa indústria. Depois de selecionadas as potenciais jazidas de materiais, devem ser executados ensaios *in situ* e em laboratório para determinação do teor de umidade, massa específica natural e saturada, além da massa específica dos grãos. Você deve utilizar também seu conhecimento sobre métodos de simples reconhecimento do subsolo, tendo em vista que as atividades de escavação são dinâmicas, expondo e amostrando horizontes geológicos muitas vezes desconhecidos. O que esperar das propriedades desses solos como jazidas? Quais seriam os mais ou menos adequados, por exemplo, como aterro? Como poderíamos alterar as características naturais desses solos de forma a torná-los com índices físicos mais adequados aos nossos objetivos de engenharia?

Assim, em nossa primeira seção (2.1), aprenderemos sobre as fases que compõem o solo, as relações que podemos obter entre essas fases e a teoria sobre os métodos de obtenção, tanto em campo como em laboratório. A segunda seção (2.2) será dedicada à classificação dos solos, sua importância e os tipos mais praticados de classificação, como o Sistema Unificado de Classificação de Solo (SUCS), o Sistema de Classificação Rodoviário, além da classificação devido à própria origem do solo. Já na Seção 2.3, aprenderemos na prática a determinação de importantes índices físicos e estudaremos os métodos de prospecção do subsolo e as maneiras que dispomos de obter amostras para ensaios. Agora, você, além de conhecer os processos que formam os solos, conseguirá obter propriedades físicas importantes ao subsídio dos projetos de engenharia. Vamos adquirir mais esse conhecimento?

Seção 2.1

Índices físicos

Diálogo aberto

Olá, aluno! Nesta seção, iniciaremos nossos estudos desvendando as fases que compõem os solos e como podemos obter propriedades físicas importantes por meio de relações entre peso e volume, obtendo, assim, os índices físicos. Falaremos sobre as formas de obtenção deles *in situ* e em laboratório, já que esta determinação é fundamental para a prática profissional e decisão em uma obra. Então, pergunto a você: por que esses índices são tão importantes e como eles poderiam nos auxiliar na decisão em uma obra de engenharia? Por meio da análise das fases dos solos (sólida, líquida ou gasosa) podemos obter matematicamente algumas características físicas importantes que representam, por exemplo, se um solo permite uma maior compactação, se determinado carregamento poderia colapsar um maciço de solo pelo simples fato de ele estar ou não saturado, prever sua capacidade de deformação, permeabilidade, previsão de colapso pela redução do seu volume em função do umedecimento etc. Essas são algumas das muitas decisões que você deverá tomar ao longo do desenvolvimento de um projeto de engenharia. Iniciaremos nosso estudo reproduzindo uma situação comum, em que uma indústria do setor de construção civil está buscando potenciais áreas para jazidas de solos, para diferentes propósitos. Nesse contexto, a indústria necessita da identificação dos perfis de solos disponíveis nessas áreas e, posteriormente, precisa obter as propriedades físicas desses materiais. Com base nessa avaliação preliminar, muitas áreas podem ser descartadas ou comercializadas. Diante do fato, fica evidente a responsabilidade na precisão da informação, tendo em vista que os erros podem impactar negativamente no lucro obtido e, conseqüentemente, nas ações financeiras dessa indústria. Depois de selecionadas as potenciais jazidas de materiais, devem ser executados ensaios *in situ* e em laboratório para determinar propriedades importantes, como: o teor de umidade, a massa específica natural, saturada e a massa específica dos grãos. É objetivo também estimar as reservas

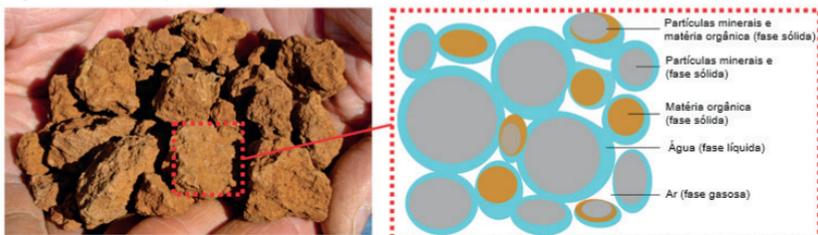
de materiais naturais, buscando projetar o lucro a ser obtido com a exploração. Para isso deverá ser programada uma campanha de investigações geológico-geotécnicas de prospecção do subsolo. Desta forma, como sua primeira atividade, você é designado a acompanhar a escavação de cerca de 200.000 m³ de uma jazida de empréstimo, cujo material será utilizado na construção de um aterro. Os solos dessa jazida são residuais de granito e se estendem por longas distâncias. Após alguns ensaios de caracterização executados, obtém-se o índice de vazios médio de 1,50, teor de umidade de 2%, além de 2,70 de densidade relativa dos grãos. Estime qual será o volume de aterro resultante se for necessário reduzir o índice de vazios para 0,75 e qual o volume de água a ser adicionado para obter, após construção, um teor de umidade de 8%. Com base em seus resultados e conhecimento, julgue e argumente tecnicamente se essa jazida é adequada ao propósito ou se seria necessário buscar novas áreas para empréstimos. Lembre-se! Decisões pouco eficientes impactam diretamente no custo da obra!

Muito importante! Você necessitará entender o conceito de índices físicos e aplicá-los devidamente ao solo apresentado. Atente-se às informações fornecidas sobre as condições iniciais e as condições finais que devem ser atendidas no projeto do aterro. Vamos a mais um desafio profissional?

Não pode faltar

Olá, aluno! Na Unidade 1, aprendemos sobre os tipos de solos, seus processos e agentes de formação, além de algumas propriedades físicas relacionadas à textura e consistência. Na Unidade 2, iniciaremos a Seção 2.1 com uma análise sobre os elementos que compõem os solos. Podemos imaginar que um solo possua apenas grãos (fase sólida), mas se analisarmos um torrão de solo, por exemplo, veremos que ainda podem existir uma fase líquida e uma gasosa (Figura 2.1).

Figura 2.1 | Componentes típicos dos solos



Fonte: elaborada pelo autor.

Com base na Figura 2.1, podemos notar que todos os componentes sólidos inorgânicos e orgânicos correspondem à fase sólida presente em nosso solo. Nesse contexto, podemos considerar grãos minerais, fragmentos de rocha, restos de matéria orgânica etc. A fase líquida pode ser exemplificada pela água presente entre as partículas, que pode estar preenchendo vazios, ou seja, espaços entre os grãos, ou ainda estar ao redor das partículas sólidas. Não se esqueça que não é apenas a água que pode representar uma fase líquida. Em campos de exploração de petróleo, o óleo existente entre os grãos minerais também é tratado como fase líquida, apesar de ser mais viscoso em relação à água. A fase gasosa, geralmente, corresponde ao ar existente entre os vazios, mas tomando ainda como exemplo nosso campo de exploração de petróleo, podem existir gases acumulados nos vazios.



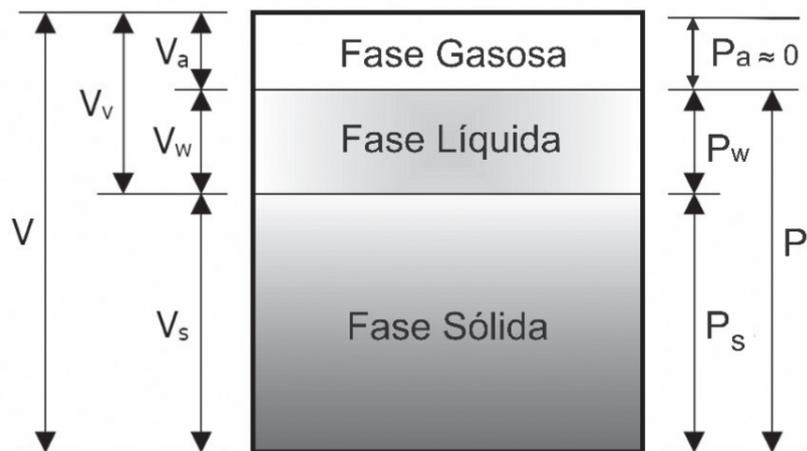
Assimile

O solo é um material natural constituído por grãos minerais, por vezes matéria orgânica, e entre esses elementos há vazios, que podem ser preenchidos por água e gases. Dessa forma, esse sistema é considerado trifásico.

Você sabia que a água presente no solo pode ter origem diversa? Ela pode estar na constituição do solo (água de constituição), pode estar localizada em determinada parte do terreno (água livre) ou migrar (água capilar) de uma porção para outra através dos interstícios (vazios) entre os grãos, estar aderida às superfícies dos grãos (água adesiva) e ainda estar presente em um solo seco exposto ao ar livre, devido à umidade do ar (água higroscópica). A relação entre as fases sólida, líquida e gasosa é capaz de determinar propriedades físicas

importantes para subsidiar ensaios complementares e também projetos de engenharia, como determinação de propriedades índices, controle de amostras a serem ensaiadas etc. A essas propriedades chamamos de índices físicos. Essas grandezas podem ser expressas em termos de volume e peso, conforme a Figura 2.2.

Figura 2.2 | Fases presentes em solos



Fonte: elaborada pelo autor.

Na figura, além das três fases que constituem o solo, são apresentados diversos símbolos, que representam as grandezas em termos de volume (V) e peso (P). Um detalhe interessante é que o peso da fase gasosa (P_a), geralmente, é desprezado na contribuição do peso total da amostra. Vamos entender cada um desses símbolos e como as relações entre eles definem os índices físicos?



Dica

Muitos símbolos apresentados na Figura 2.2 podem aparecer com outras simbologias, dependendo do material didático que você estiver consultando. Por isso é muito importante que você entenda o conceito e as relações, procurando não decorar fórmulas.

Vamos verificar, primeiramente, a relação entre as fases dos solos? Se relacionarmos o peso de água (P_w) com o peso das partículas sólidas (P_s) em um determinado volume de solo, podemos determinar o **teor de umidade (w ou h)**, ou seja, $w = \left(\frac{P_w}{P_s}\right) \times 100\%$. Esse índice pode variar entre 0% (solos secos, $P_w = 0$) a valores acima de 100% (solos de origem orgânica). Se pensarmos em termos da relação entre volumes, podemos obter alguns índices muito utilizados na geotecnia. O primeiro deles é o índice de vazios (e), que nada mais é que a relação entre o volume de vazios (V_v) e o volume de sólidos (V_s) em um dado volume de solo expresso pela relação $e = \left(\frac{V_v}{V_s}\right)$. Como esse índice relaciona grandezas de mesma unidade, ele se torna adimensional. Você sabia que o índice de vazios diz muito sobre a variação volumétrica do solo ao longo do tempo? Se considerarmos que o volume de sólidos se mantém constante ao longo do tempo, qualquer variação do volume pode ser medida pela variação do volume de vazios. A única implicância sobre o índice de vazios é que ele deve ser maior que 0 e sem um limite máximo definido, já que é muito influenciado pela estrutura do solo. Outro índice nesse contexto volumétrico é a **porosidade (η)** e representa a relação entre o volume de vazios (V_v) e o volume total (V) pela expressão $\eta = \left(\frac{V_v}{V}\right) \times 100\%$. A porosidade varia dentro de um intervalo de 0 a 100% e ela pode se relacionar com o índice de vazios pelas expressões $e = \left(\frac{\eta}{1-\eta}\right)$ e $\eta = \left(\frac{1}{1+e}\right)$.



Refleta

Como vimos, existe uma relação entre o índice de vazios e a porosidade. A Tabela 2.1 apresenta faixas de grandeza e correlaciona a porosidade e o índice de vazios.

Quadro 2.1 | Relação entre porosidade e índice de vazios

Porosidade (%)	Índice de vazios	Faixa
> 50	> 1	Muito alta
45 - 50	0,80 - 1,00	Alta

35 - 45	0,55 - 0,80	Média
30 - 35	0,43 - 0,55	Baixa
< 30	< 0,43	Muito baixa

Fonte: IAE (1979).

Pelas relações que observamos na Tabela 2.1, você não acha que para um índice de vazios > 1 uma porosidade muito alta não deveria ser > 70 ou 80% , por exemplo? Um solo com índice de vazios alto não deveria ter uma porosidade mais elevada?

Ainda podemos obter da relação entre volumes o **grau de saturação (S ou Sr)** que representa o volume total de vazios, em porcentagem, que contenha água (S entre 1 a 99%), esteja preenchido por água (S = 100%) ou ainda se o solo estiver seco (S = 0%). O grau de saturação pode ser obtido pela expressão $S = \left(\frac{V_w}{V_v}\right) \times 100$. Agora que aprendemos como os índices que relacionam tanto os pesos quanto as fases do solo, saiba que ainda podemos relacioná-los entre si. Para isso, utilizamos o peso específico. Se considerarmos um solo na sua condição natural de campo, ele pode conter certa quantidade de água. Neste caso, podemos relacionar o peso total da amostra (P) e o volume total da amostra (V) considerando um grau qualquer de saturação. Assim, teremos o chamado **peso**

específico aparente natural ou úmido (γ , γ_{nat} ou γ_t) expresso

pela relação $\gamma_{nat} = \left(\frac{P}{V}\right)$, representado pelas unidades kN/m^3 e tf/m^3 e menos comuns gf/cm^3 , kgf/cm^3 . Se considerarmos o solo totalmente sem água e umidade, podemos determinar a mesma relação anterior, porém considerando a influência apenas do peso dos sólidos (P_s) em relação ao volume total da amostra (V), para a condição limite do grau de saturação, ou seja, S = 0%. Neste caso, teremos determinado o **peso específico aparente seco** (γ_d) muito indicado para análise do grau de compactação aplicado à pavimentação e barragens de terra, por meio da expressão $\gamma_d = \left(\frac{P_s}{V}\right)$.

De forma análoga, você pode determinar a condição quando todos os vazios do solo são preenchidos por água e, neste caso, teremos o **peso específico saturado** (γ_{sat}), dado pela relação entre o peso

total (P) e o volume total (V) para $S = 100\%$, $\gamma_{sat} = \left(\frac{P_s + P_w}{V_s + V_v} \right)$. Se você quiser determinar apenas a contribuição das partículas sólidas, ou melhor, o **peso específico real dos grãos ou sólidos** (γ_s) em um solo, basta repetirmos a mesma lógica para a determinação do peso específico, porém você deve utilizar o peso dos sólidos (P_s) e o volume dos sólidos (V_s) pela relação $\gamma_s = \left(\frac{P_s}{V_s} \right)$.



Assimile

Você saberia dizer qual a diferença entre o peso específico aparente seco e o peso específico real dos sólidos? A resposta está no volume considerado para o cálculo. O peso específico aparente seco leva em consideração o volume de vazios e o volume total, enquanto o peso específico real dos sólidos considera apenas o volume de sólidos presentes. Esse índice representa uma média dos pesos específicos dos minerais presentes e que compõem a fase sólida.

Ainda é possível determinarmos o peso específico da água, ou seja, $\gamma_w = \left(\frac{P_w}{V_w} \right)$, pela relação entre o peso de água (P_w) e a representação de seu volume (V_w); na prática, ele é considerado como 1 kgf/cm^3 , 10 kN/m^3 ou 1000 kgf/m^3 . Imagine se uma camada de solo encontra-se submersa, será que bastaria utilizar o peso específico saturado?



Exemplificando

Vamos avaliar a aplicação do peso específico submerso γ_{sub} , em que $\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w$, na estabilidade de uma barragem de terra, como a barragem de Teton nos EUA, ilustrada na Figura 2.3. Quando um solo está imerso em um líquido (água), suas partículas sólidas sofrem a ação do líquido, o que podemos comparar quando o reservatório de uma barragem de terra está cheio. Se o reservatório esvazia rapidamente, os vazios continuam preenchidos por água, mas a força que o líquido exerce sobre o solo deixa de existir. Se o solo continuar saturado, sem estar submerso (o peso específico de uma partícula só pode ser considerado submerso se o nível do lençol freático tiver cota superior à

dela), ocorrerá a situação mais desfavorável à estabilidade da barragem devido ao peso máximo atuante sobre o terreno. Neste momento, a probabilidade de desabamento do talude de montante (antes do represamento) é a maior possível!

Figura 2.3 | Momento da ruptura da Barragem de Teton (EUA)



Fonte: <<https://goidaho.com/wp-content/uploads/2017/02/image-163.jpeg>> Acesso em: 23 jan. 2018.

Existe muita confusão sobre os conceitos de peso específico e massa específica. Na Tabela 2.2, vamos fixar o conceito sobre esses índices.

Tabela 2.2 | Diferença entre peso específico e massa específica

Índice	Definição	Unidades
Peso específico (γ)	Relação entre o peso e o volume de um solo $\gamma = \left(\frac{P}{V} \right)$	kgf/cm ³ , kN/m ³
Massa específica (ρ)	Relação entre a massa e o volume de um solo $\rho = \left(\frac{m}{V} \right) >$	g/cm ³ , kg/cm ³

Fonte: elaborada pelo autor.

Por último, podemos ainda determinar a **densidade real dos grãos ou partículas** (G_s , δ), que representa o peso específico das partículas numericamente, dado pela expressão $G_s = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} \right)$, ou seja, entre o peso específico real dos grãos (γ_s) e o peso específico da água (γ_w) a 4° C.

Como vimos, os índices físicos podem ser relacionados em termos de peso e volume. Na prática, poderemos não dispor de todos eles na decisão de um projeto e, assim, você pode utilizar uma série de relações entre os índices. Na Tabela 2.3, são apresentadas algumas delas.

Tabela 2.3 | Relações entre índices físicos

Índice físico	Relação matemática
Peso específico aparente seco	$\gamma_d = \left(\frac{P_s}{V}\right) = \left(\frac{\gamma}{1+w}\right)$
Índice de vazios	$e = \left(\frac{V_s}{V}\right) = \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_d}\right) - 1$
Porosidade	$\eta = \left(\frac{V_v}{V}\right) = \left(\frac{e}{1+e}\right)$
Grau de saturação	$S = \left(\frac{V_w}{V_v}\right) = \left(\frac{w \times \gamma_s}{e \times \gamma_w}\right)$
Peso específico saturado	$\gamma_{sat} = \left(\frac{P_{sat}}{V}\right) = (1-\eta) \times \gamma_s + \eta \times \gamma_w$
Peso específico submerso	$\gamma_{sub} = (\gamma_{sat} - \gamma_w) = (1-\eta) \times (\gamma_s + \gamma_w)$

Fonte: elaborada pelo autor.

Vamos conhecer um pouco sobre a determinação desses índices conhecendo os ensaios de laboratório e de campo? Em laboratório, podemos determinar o peso específico natural (utilizando o peso e o volume total), além do teor de umidade e o peso específico dos grãos. O volume e o peso da amostra podem ser determinados facilmente se conseguirmos moldar uma amostra indeformada (que mantenha as suas propriedades geológicas, geotécnicas e geomecânicas de campo) em um formato regular, como um cilindro, por exemplo, e assim podemos fazer uma série de medidas do diâmetro e da altura. Também podem ser utilizados para talhar o solo cilindros metálicos, cujas dimensões são conhecidas. Após as medidas, basta que você leve a amostra a uma balança e obtenha a

massa total dela, bem simples, não? Em campo (*in situ*), podemos utilizar algumas técnicas para a determinação do peso específico, conforme a NBR 9813/2016 – Determinação da massa específica aparente *in situ* com emprego do cilindro de cravação, ou pela NBR 7185/2016 – Solo – Determinação da massa específica aparente *in situ* com emprego do frasco de areia.



Assimile

O peso específico natural é muito utilizado no cálculo de esforços solicitados aos materiais. A magnitude desse índice é dependente da quantidade de água nos vazios, como também dos grãos minerais.

O teor de umidade é determinado pela NBR 6457 (ABNT, 1986) e facilmente obtido no laboratório ao pegarmos uma amostra em seu estado natural, obtivermos seu peso, levá-la à estufa por 24 horas e pesá-la novamente.



Exemplificando

Vamos determinar o teor de umidade do solo? Pegue uma cápsula metálica com peso conhecido (P_c). Selecione, aproximadamente, 50g de uma amostra representativa que pode conter alguma umidade. Coloque a amostra dentro da cápsula e pese o conjunto ($P_c + P$). Leve o conjunto para secar na estufa a 105 °C por 24 horas, ou até que o peso seco se torne constante (P_s). Depois, basta pesar o conjunto novamente e podemos determinar o teor de umidade utilizando a fórmula a seguir:

$$w = \frac{(P_c + P) - (P_c + P_s)}{(P_c + P_s) - P_c} = \frac{(P - P_s)}{P_s} = \frac{P_w}{P_s} \times 100(\%)$$

Já em campo, existem alguns métodos para a determinação do teor de umidade, como o método da “frigideira” (DNER-ME 086/64), o método expedito do álcool (DNER-ME 088/94) ou o método do Speedy. Vamos detalhar a prática dos principais ensaios na Seção 2.3.



Reflita

Antes da compactação, um solo é revolvido (remexido) e acaba ganhando muito espaço de ar entre os grãos. Se este solo possui uma

fase líquida e sofre compactação, o volume de água pouco se altera, ao contrário do volume de ar, que reduz drasticamente. Diante do fato, será que um solo pode apresentar um mesmo teor de umidade para diferentes valores de saturação?

O peso específico real dos grãos (γ_s) pode ser obtido em laboratório utilizando picnômetros (balões volumétricos), pela NBR 6508/84. Apesar de ser facilmente determinado, na prática é adotado um valor médio, considerando que a faixa de variação desse parâmetro em solos não é expressiva.



Pesquise mais

Existem outros métodos para a determinação de índices físicos. Por exemplo: emissão de raios gama para obtenção do peso específico aparente e fonte de nêutrons para determinação do teor de umidade; que tal aprofundar um pouco sobre o assunto e pesquisar sobre esses métodos?

Você já aprendeu a teoria para determinação dos índices físicos a partir da relação entre volumes e pesos. Vamos entender como essas propriedades físicas podem nos auxiliar em nossos projetos de engenharia?



Pesquise mais

Agora que aprendemos a teoria para determinação dos índices físicos, que tal aprimorarmos ainda mais?

Para isso, assista aos vídeos indicados:

- Mecânica dos solos 1 – Aula004 - Índices físicos suas propriedades e relações. Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=SU9cfzz2kd8>>. Acesso em: 12 nov. 2017.
- Solo na escola – densidade do solo (18/11/15). Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=xmbFDC7mdaE>>. Acesso em: 12 nov. 2017.
- Solo na escola – porosidade do solo (30/03/16). Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=awj8Z3dZQKU>>. Acesso em: 12 nov. 2017.

Como vimos, a indústria de construção civil está buscando áreas de empréstimo a jazidas de solo, visando à construção de um aterro. Ela utiliza solos residuais de granito abundantes na região. Vamos, inicialmente, refletir sobre algumas informações a respeito do uso ou não desta jazida de solo antes de iniciar a determinação dos índices físicos? A escolha de uma jazida natural como material de construção não está apenas relacionada às propriedades geotécnicas, mas sim ao custo para aquisição do material, extração e transporte até o local de uma obra. Assim, se no local que iremos implantar uma obra de engenharia os materiais que ali serão escavados não forem ideais ao aproveitamento como materiais de construção, então é pensada uma estratégia em termos de custo para o aproveitamento de outras áreas. Agora, vamos ao nosso primeiro problema:

O volume que desejamos determinar do aterro está relacionado com o volume de vazios do aterro da seguinte maneira:

$$V_{\text{aterro}} = V_v + V_s \quad V_{\text{aterro}} = V_s \times e_{\text{aterro}} + V_s \quad V_{\text{aterro}} = V_s + (1 + e_{\text{aterro}})$$

Como o índice de vazios do aterro é conhecido ($e_{\text{aterro}} = 0,75$), basta que o volume de sólidos (V_v) seja determinado para conhecermos o volume do aterro (V_{aterro}). Para isso, vamos fazer o uso do volume de sólidos calculados com base nos dados de campo, uma vez que V_v não varia. Então:

$$e_{\text{campo}} = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_{\text{campo}} - V_s}{V_s} = \frac{V_{\text{campo}}}{V_s} - 1$$

$$e_{\text{campo}} + 1 = \frac{V_{\text{campo}}}{e_{\text{campo}} + 1} = \frac{200.000}{1,5 + 1} = 80.000 \text{ m}^3, \text{ então o volume}$$

total de aterro, especificado para ter um índice de vazios de 0,75 será:

$$V_{\text{aterro}} = 80.000 \times (1 + 0,75) = 140.000 \text{ m}^3$$

Para determinarmos o volume de água a ser adicionado ao aterro, começaremos calculando o volume de água existente nos solos na área de empréstimo (jazida) e no aterro, a partir dos teores de umidade (h) e densidade dos grãos (G_s) conhecidos pela expressão

$$V_w = h \times V_s \times G_s.$$

Assim: volume de água na jazida: $V_w = 0,02 \times 80.000 \times 2,7 = 4.320 \text{ m}^3$
e para o volume de água no aterro: $V_w = 0,08 \times 80.000 \times 2,7 = 17.280 \text{ m}^3$.
Portanto, $\Delta V_w = 17.280 - 4.320 = 12.960 \text{ m}^3$.

Essa é apenas uma das formas de resolver o problema. Você pode utilizar as relações entre os índices apresentados na Tabela 2.3 e seguir outra trajetória de raciocínio. Para a utilização do solo residual de granito como jazida de material de construção, vimos que não existe impeditivo em termos de propriedades geotécnicas. Considerando o que comentamos no início da questão, sobre o custo de explorar uma área que por ventura seja mais distante, podemos afirmar que essa jazida é adequada ao propósito de engenharia. Além do mais, o volume de solo necessário para a construção do aterro está contemplado dentro do volume total da jazida, se considerarmos que o volume solicitado no projeto é inferior a 140.000 m^3 . Considerando todas essas afirmações, você concorda que não há necessidade de buscar outros locais para a exploração?

Avançando na prática

E agora? Quanto de água devo adicionar?

Descrição da situação-problema

Durante a construção do aterro, a equipe de campo comete um equívoco. O solo escolhido apresenta um índice de vazios inferior ao desejado, ou seja, apresenta um valor igual a 0,53 e um grau de saturação de 87,4%. De forma a otimizar o custo, a empresa deseja que você estime para essa condição de solo o peso em água (kN) por m^3 de solo que deve ser acrescido, inicialmente, com um grau de saturação de 90% e, por fim, 100%. Na sua opinião, a partir dos índices físicos disponíveis, seria necessário executar algum ensaio para a obtenção de mais algum índice?

Resolução da situação-problema

Não é necessária a execução de qualquer ensaio complementar, tendo em vista que podemos obter outros índices por meio de

correlações. Para sabermos o peso de água que deve ser adicionado ao solo para que este alcance diferentes graus de saturação, devemos primeiro conhecer o peso de água contida no solo para o grau de saturação inicial. O peso de água para $S = 87,4\%$ é facilmente obtido pela equação $P_w = \gamma_w \times S \times e$. Substituindo os valores e considerando $\gamma_w = 10 \text{ kN} / \text{m}^3$, temos $P_w = 10 \times 0,874 \times 0,53 = 4,63 \text{ kN}$. Para um grau de saturação de 90%, basta substituir o valor na fórmula para obter $P_w = 4,77 \text{ kN}$ e encontrar o peso de água que deve ser acrescentado (ΔP_w) por m^3 de solo, fazendo $\Delta P_w = 4,77 - 4,63 = 0,14 \text{ kN}$, ou seja, $\Delta P_w = 140 \text{ kN} / \text{m}^3$.

Agora, para um solo com grau de saturação de 100% ($S = 1$), teremos $P_w = 10 \times 1 \times 0,53 = 5,30 \text{ kN}$. Assim, $\Delta P_w = 530 \text{ kN} / \text{m}^3$.

Faça valer a pena

1. O comportamento do solo depende das quantidades relativas de cada uma das fases presentes, ou seja, água, ar e grãos sólidos. Analise as sentenças a seguir:

I – Apesar de a fase gasosa, muitas vezes, ser desprezada no cálculo do peso total da amostra, ela pode influenciar caso os vazios entre os grãos estejam conectados.

II – O teor de umidade pode ser superior a 100% em um solo.

III – Se os minerais de um solo apresentam densidade muito elevada, o peso específico também aumentará.

IV – O índice de vazios tem aplicação direta na previsão da variação de volume de solos.

V – Quando um solo reduz o volume, o peso de sólidos e índice de vazios também reduzem.

Assinale a alternativa com as sentenças corretas.

- a) II; III; IV.
- b) III; IV; V.
- c) I; IV; V.
- d) I, II, V.
- e) I; II; III.

2. Durante um ensaio para determinação do teor de umidade, foi verificado que uma amostra de argila, inicialmente, pesava 42,35g antes da secagem

e 33,76g após secagem, em estufa a 105 °C. Qual seria o teor de umidade da amostra?

Assinale a alternativa correta.

- a) 21,3%.
- b) 25,4%.
- c) 24,9%.
- d) 31,1%.
- e) 29,2%.

3. Uma amostra de argila tem um teor de umidade de 45%, índice de vazios de 1,22 e densidade relativa dos grãos de 2,7. Supondo a saturação da amostra, qual seria, respectivamente, a massa específica seca, a massa específica saturada e a massa específica submersa? Considere a massa específica da água de 1000 kg/m³.

Assinale a alternativa correta.

- a) 1765,77 kg/m³; 1216,22 kg/m³; 765,77 kg/m³.
- b) 1216,22 kg/m³; 1765,77 kg/m³; 765,77 kg/m³.
- c) 17,65 kg/m³; 7,65 kg/m³; 12,16 kg/m³.
- d) 1216,22 kg/m³; 765,77 kg/m³; 1765,77 kg/m³.
- e) 7,65 kg/m³; 12,16 kg/m³; 17,65 kg/m³.

Seção 2.2

Classificação dos solos

Diálogo aberto

Olá, aluno! Em nossas seções anteriores, aprendemos importantes características dos solos, inclusive, quantificando por meio da relação de peso e volume muitos parâmetros físicos importantes. Você já aprendeu que, para classificar um maciço terroso, é necessário caracterizar os solos e, posteriormente, organizar e hierarquizar essas características. Nada mais prático que agrupá-las em classes ou grupos que possam refletir o seu comportamento geotécnico. Portanto, o objetivo da classificação geotécnica do maciço terroso é o de prever os seus comportamentos mecânico e hidráulico. Já vimos alguns critérios de classificação com base na textura e observação táctil visual, e todas elas devem ser executadas com bastante critério, mas você sabe o porquê? Muitas classificações nem sempre consideram parâmetros importantes e, dependendo da nossa finalidade, determinada classificação pode ou não ser representativa. Por exemplo, classificação para fins rodoviários pode ser totalmente ineficiente para o mesmo solo em relação à sua utilização como material de construção ou para fundações. Vamos aplicar esses conceitos lembrando seu desafio profissional. Uma indústria lhe contratou para auxiliar nos projetos de expansão de suas instalações. Em uma segunda etapa do projeto de expansão, a indústria deseja construir novos prédios para administração e elencou três antigas áreas de jazidas de exploração de materiais de construção. Como profissional responsável pela obra, você ficou encarregado de eleger qual das três é a melhor para essa finalidade. Para isso, você consulta antigos resultados de ensaios de caracterização granulométrica e dos limites de liquidez e plasticidade dos materiais dessas três áreas. Esses resultados são apresentados na Tabela 2.4 a seguir:

Tabela 2.4 | Parâmetros físicos para os solos amostrados

Solo	Porcentagem (em peso) mais fina que:					Limites	
	4,76 mm	2,00 mm	0,42 mm	0,075 mm	0,002 mm	LL (%)	LP (%)
A	100	98	80	62	27	54	38
B	81	60	32	10	01	26	16
C	90	82	65	50	31	25	22

Fonte: elaborada pelo autor.

Assim, você necessitará justificar a escolha da melhor área ao seu coordenador com base nos resultados apresentados anteriormente para os três solos. Você deve fundamentar tecnicamente sua decisão com base nas classificações geotécnicas, tendo em vista que poderá ser questionado sobre a representatividade das informações disponíveis.

Não pode faltar

Olá, aluno! Em nossa seção anterior, aprendemos a determinar, em campo e laboratório, uma série de propriedades físicas dos solos por meio de relações entre pesos e volumes. Vamos, agora, aprender a classificar o solo com base em suas propriedades geotécnicas. Classificar um solo não é uma tarefa fácil. Como já vimos, existem muitos fatores e agentes responsáveis pela sua formação e, desta forma, qual seria a melhor para classificá-los?



Refleta

Lembre-se, que, para uma classificação adequada, é fundamental que ressaltemos as características comuns de um determinado grupo de solos e que tenhamos informações sobre o comportamento geotécnico desses materiais. Será que poderíamos obter essas respostas quanto à classificação utilizando ensaios simples? O que você acha?

Por meio de características qualitativas e quantitativas identificadas ao longo da experiência dos profissionais da mecânica dos solos, as classificações foram corrigidas e adequadas até que, por fim, solos de mesmas características pudessem ser colocados em um mesmo grupo. Você saberia dizer qual a importância em definir um determinado solo em um grupo? Se conseguirmos agrupá-

los com base em características geotécnicas semelhantes, muitos problemas simples podem ser resolvidos. Por exemplo: a escolha de um solo para fins de engenharia e exploração. A dificuldade não está apenas no entendimento das informações que podemos utilizar a partir de ensaios e testes executados nos solos. Existem muitas classificações para os solos e cada uma apresenta uma limitação. Muitas classificações se baseiam na origem dos solos (transportados, residuais ou orgânicos), na textura (tamanho das partículas), com base na pedologia (ambiente natural), ou em uma classificação táctil-visual, que vimos na Unidade 1. Algumas consideram interpretações com base em parâmetros geotécnicos (Sistema Unificado de Classificação dos Solos – SUCS, e o *Highway Research Board* – HBR, ou *American Association State Highway Officials*).

O SUCS surgiu com um propósito inicial à utilização de solos na construção de aeroportos. Posteriormente, a sua utilização foi expandida e hoje ele se encontra normalizado pela *American Society for Testing and Materials* (ASTM), sendo muito utilizado para obras de terra geotécnicas (Figura 2.4).

Figura 2.4 | Aterro típico em obras de mineração



Fonte: <<http://www.istockphoto.com/br/foto/solo-vermelho-dam-parede-gm182908372-13765242>>. Acesso em: 26 nov. 2017.

No SUCS, todos os solos são identificados pelo conjunto de duas letras, conforme apresentado na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 | Terminologias importantes do SUCS

Sigla / Definição		Solos	Definição	Grupos
G – Pedregulho	W – Bem graduado	Solos grossos	Aqueles que tiveram mais de 50% retidos na peneira de 0,075 mm (#200)	GW, GP, GM, GC, SW, SP, SM e SC
S – Areia	P – Mal graduado			
M – Silte	H – Alta compressibilidade	Solos finos	Aqueles que tiveram mais de 50 % passado na peneira de 0,075 mm (#200)	ML, MH, CH, CL, OH e Pt
C – Argila	L – Baixa compressibilidade			
O – Solo orgânico				
Pt – Turfas				

Fonte: adaptado de Sousa Pinto (2006, p. 51).



Exemplificando

A sigla SW corresponde a uma areia bem graduada, e CH, a uma argila de alta compressibilidade.

As primeiras cinco letras (G; S; M; C e O) indicam o tipo principal do solo, e as quatro letras seguintes (W; P; H e L) correspondem a dados complementares dos solos.



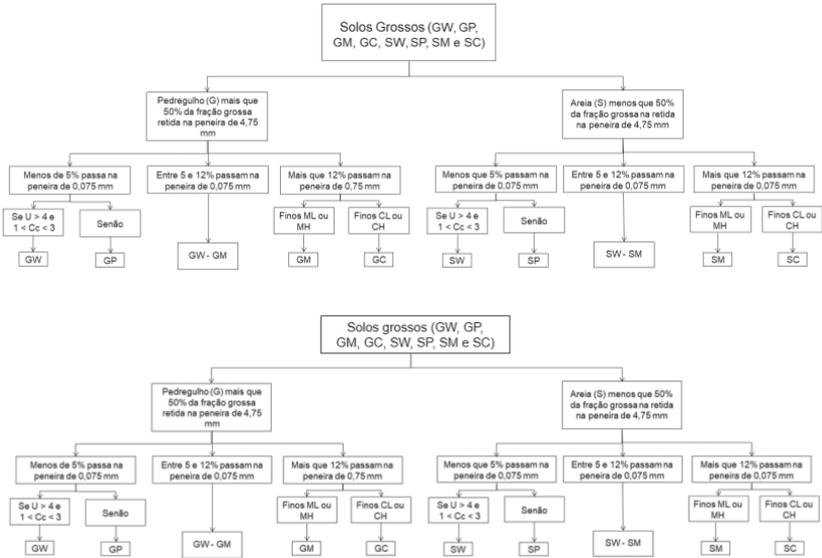
Dica

As siglas que vimos na Tabela 2.5 provêm da língua inglesa e o entendimento delas facilitará muito a aplicação do SUCS. Assim, o significado da primeira letra corresponde: G – pedregulho (*gravel*); S – areia (*sand*); C – argila (*clay*); M – silte (Mó significa silte em sueco “mjala”); O – orgânico (*organic*); Pt – turfa (*peat*). Já a segunda letra significa: para solos grossos, W – bem graduada (*well*); P – mal graduada (*poor*); M – silte (Mó); C – argiloso (*clayey*); e para solos finos, L – baixa plasticidade $LL < 50\%$ (*low*) e H – alta plasticidade $> 50\%$ (*high*). Conforme você pode observar, para os solos grossos, as letras correspondem às características granulométricas, e para os solos finos, às características de plasticidade. Fácil, não?

Depois de entendermos as principais definições do SUCS, como poderíamos classificar os solos com base nesse sistema?

Para os solos grossos, podemos seguir o fluxograma apresentado na Figura 2.5, que se refere, basicamente, a pesos retidos nas peneiras em ensaios granulométricos e parâmetros como U (grau de uniformidade) e Cc (coeficiente de curvatura).

Figura 2.5 | Método para classificação SUCS para solos grossos



Fonte: adaptada de Machado (2002, p. 39).

Já para os solos mais finos (ML, MH, CH, CL, OH e Pt), podemos fazer uso da carta de plasticidade de Casagrande. Você se recorda que, na Seção 1.2, a estudamos (Figura 1.12) para entendimento dos limites de Atterberg? Vamos lembrá-la. A carta de plasticidade dos solos foi desenvolvida de modo a agrupar os solos finos em diversos subgrupos, conforme suas características de plasticidade. Ao colocar o IP em função do LL do solo num gráfico, Casagrande percebeu que os solos se faziam representar por dois grupos distintos separados por uma reta inclinada denominada de linha A, cuja equação é $IP = 0,73 \times (LL - 20)$. Acima da linha A encontram-se os solos inorgânicos e, abaixo, os solos orgânicos. A linha B, cuja equação é $LL = 50\%$, paralela ao eixo da ordenadas, divide os solos de alta compressibilidade (à direita) dos solos de baixa compressibilidade (à esquerda). Quando o ponto cair dentro de uma região fronteiriça das linhas A ou B, ou sobre o trecho com IP de 4 a

7, considera-se um caso intermediário e se admite para o solo uma nomenclatura dupla (por ex., CL – ML; CH – CL; SC – SM). Assim, pela carta de plasticidade conseguimos relacionar a granulometria e a plasticidade do solo, e dependendo dos valores de LL e umidade, podemos correlacioná-la com a classificação SUCS.

Outra classificação geotécnica importante é a denominada de HBR ou AASHO, sendo mais aplicada às estradas. Esse sistema sofreu revisão entre 1943 e 1945 pelo HBR e foi denominada *Transportation Research Board* (TRB), também conhecida por sistema de classificação rodoviário. Nesta revisão, alguns grupos foram subdivididos e foi introduzido o índice de grupo (IG), que é função da porcentagem em peso do material com diâmetro menor que a peneira 0,075 mm, do limite de liquidez (LL) e do índice de plasticidade (IP). O IG é um número inteiro, que serve para dimensionamento de camadas de pavimentos, sendo obtido por meio da fórmula:

$$IG = 0,2 \times (P - 35) + 0,005 \times (P - 35) \times (LL - 40) + 0,01 \times (P - 15) \times (IP - 10)$$

Nesta equação P, representa a porcentagem de solo que passa na peneira 0,075 mm expressa como número inteiro; LL é o limite de liquidez (%), e IP é o índice de plasticidade (%). Na Figura 2.6, é apresentada a classificação TRB, que possui o grande objetivo de analisar materiais base e de subleito de pavimentos.



Assimile

O IG é um número inteiro que varia de 0 a 20 e define a "capacidade de suporte" do terreno de fundação de um pavimento. Os seus valores extremos representam solos ótimos ($IG = 0$) e solos péssimos ($IG = 20$). Para os valores de P, devemos respeitar a regra: se $P > 75\%$ ou 55% , adota-se 75% ou 55% e se $P < 35\%$ ou 15% , adota-se 35% ou 15%. Igualmente para LL e IP: e se $LL > 60\%$, adota-se 60, e se $LL < 40\%$, adota-se 40. Se $IP > 30\%$, adota-se 30, e se $IP < 10\%$, adota-se 10.

Figura 2.6 | Sistema de classificação Rodoviário (TRB)

		% P #10 2,0 mm	% P #40 0,42 mm	% P #200 0,075 mm	IP
% P #200 < 35	A-1a	< 50	< 30	< 15	< 6
	A-1b		< 50	< 25	< 6
	A-3		> 50	< 10	NP
	A-2				
% P #200 > 35	A-4				
	A-5				
	A-6				
	A-7-5				
	A-7-6				

Fonte: Sousa Pinto (2006, p. 58).

Desta forma, os solos são reunidos em grupos e subgrupos. Os solos grossos ou "granulares" compreendem os grupos A – 1; A – 2, A – 3, e os "solos finos", os grupos A – 4, A – 5, A – 6 e A – 7, três dos quais divididos em subgrupos.



Dica

O melhor material de subleito é um solo bem graduado constituído, principalmente, de pedregulho e areia, mas contendo pequena quantidade de finos para servir de liga (A – 1).

Observando a Figura 2.6, podemos tirar algumas conclusões. Solos mal graduados, como areias finas, são difíceis de serem compactados para alcançar altas densidades, sendo menos desejáveis para suportar pavimentos (veja solo A – 3). Já solos contendo grande proporção de finos são inadequados como materiais de subleito. Eles são classificados de A – 4 a A – 7, na ordem

decrecente de adequação como material de subleito. Quando o subleito é inadequado, é executado um reforço de subleito, ou o material é substituído. Solos argilosos com altos índices de LL e de LP são sujeitos a amplas variações na resistência durante os ciclos de secagem e umedecimento, sendo bastante indesejáveis. Assim, quando nestes solos estão presentes em quantidades suficientes para influir no seu comportamento, o solo é enquadrado como A – 6 ou A – 7. Você sabia que podemos ainda relacionar as classificações SUCS com o TRB apresentando algumas propriedades desses materiais? Nos Quadros 2.1 e 2.2, são apresentadas essas relações para solos grossos e finos, respectivamente. A partir dos trabalhos de Murrieta (1994), foi proposta uma modificação acrescentado o grupo A-8, que corresponde, principalmente, às turfas e aos solos orgânicos de alta plasticidade (OH).

Quadro 2.1 | Propriedades esperadas de solos grossos

SUCS	1	2	3	4	5	Grupos comparáveis
GW	Permeável	Excelente			Quase nenhuma	A – 3
GP	Muito permeável	Bom		Excelente	Quase nenhuma	A – 1
GM	Semi a permeável	Bom		Excelente	Quase nenhuma	A – 3
GC	Impermeável	Bom a regular	Bom	Excelente	Muito baixa	A – 2
SW	Permeável	Excelente			Quase nenhuma	A – 3
SP	Permeável	Bom			Muito baixa	A – 1
SM	Semi a impermeável	Bom			Baixa	A – 3
SC	Impermeável	Bom a regular	Bom	Excelente	Baixa	A – 2

Legenda: 1 – Permeabilidade quando compactado; 2 – Resistência ao cisalhamento quando compactado; 3 – Trabalhabilidade como material de construção; 4 – Qualidade como fundação; 5 – Compressibilidade quando compactado.

Fonte: adaptado de Murrieta (1994).

Quadro 2.2 | Propriedades esperadas de solos finos

SUCS	1	2	3	4	5	Grupos comparáveis
ML	Semi a impermeável	Bom a regular	Regular	Regular a má	Média	A - 4
CL	Impermeável	Regular	Regular	Regular a má	Media	A - 6 e A - 7
OL	Semi a impermeável	Regular	Regular	Má a muito má	Média	A - 4 e A - 7
MH	Semi a impermeável	Pobre	Pobre	Má a muito má	Alta	A - 5
CH	Impermeável	Pobre	Pobre	Má a muito má	Alta	A - 7 e A - 8
OH	Impermeável	Pobre	Pobre	Muito má	Alta	
Pt	Impermeável	-----	-----	Extremamente má	-----	A - 8

Legenda: 1 – Permeabilidade quando compactado; 2 – Resistência ao cisalhamento quando compactado; 3 – Trabalhabilidade como material de construção; 4 – Qualidade como fundação; 5 – Compressibilidade quando compactado.

Fonte: adaptado de Murrieta (1994).

Por terem sido desenvolvidas em países de clima temperado, ambas as classificações convencionais que estudamos anteriormente apresentam limitações e incompatibilidades quando aplicadas aos solos tropicais, pelo fato de estes apresentarem natureza e comportamento geotécnico diferente dos solos formados em clima temperado, já explicados na Seção 1.1. Desta forma, podemos utilizar classificações geotécnicas não convencionais para agrupar os solos tropicais, sem a utilização dos limites de Atterberg e granulometria.

A classificação Miniatura, Compactado, Tropical (MCT), proposta por Nogami e Villibor (1981), vem sendo a de maior aceitação e uso no meio técnico rodoviário brasileiro. Ela se baseia em ensaios “subminiaturas” de compactação Mini-MCV (*Mini-Moisture Condition Value*) com corpos de prova de 50 ou 26 mm de diâmetro e perda de massa por imersão de corpos-de-prova. A classificação divide os solos em duas grandes classes de comportamento, laterítico e não laterítico, compreendendo sete grupos. De acordo com os ensaios, é possível classificar os solos em um dos sete grupos, podendo-se, com isso, prever suas propriedades mecânicas e hidráulicas quando compactados para fins de obras viárias.



Como toda classificação, o método MCT também apresenta algumas limitações, mesmo para os solos tropicais. Ela só é aplicável a solos que passam integralmente na peneira 2,00 mm, o que não permite classificar solos de granulométrica mais grosseira. Destes é possível classificar apenas a fração fina. Os grupos são diferenciados segundo propriedades utilizadas em obras viárias, como a capacidade de suporte, não sendo possível estimar por meio da classificação MCT outras propriedades geotécnicas de interesse a outros tipos de obras de terra. O ensaio de Mini-MCV é trabalhoso, exigindo muito tempo para execução e cálculo das curvas de compactação, a não ser que o equipamento seja totalmente automatizado com aquisição eletrônica de dados.

Agora você conhece os principais sistemas de classificação de solos utilizados na prática da engenharia geotécnica. Entretanto, um sistema de classificação ideal ainda não existe e, apesar das certas limitações, os sistemas de classificação vigentes ajudam a entender o comportamento dos solos e a orientar um planejamento para a obtenção dos principais parâmetros dentro de um projeto de engenharia.

**Pesquise mais**

Vamos complementar o conhecimento adquirido em nossa seção?

Assista aos vídeos disponíveis nos links a seguir:

- Classificação de solos – dicas. Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=SfRLy4SGU9I>>. Acesso em: 26 nov. 2017.
- Solo na escola – formação do solo (11/11/15). Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=OYgq-95DcP0>>. Acesso em: 26 nov. 2017.

Além dos vídeos, recomendamos a leitura do livro *Análise dos Solos – Formação, Classificação e Conservação do Meio Ambiente* disponível na Biblioteca Virtual. Ao consultá-lo, veja sobre classificação dos solos segundo sua formação no Capítulo 5.2 e sobre o Sistema Brasileiro de Classificação de Solos (SiBCS) no Capítulo 5.3.

SANTOS, Palloma Ribeiro Cuba dos Santos; DAIBERT, João Dalton.

Análise dos solos – formação, classificação e conservação do meio ambiente. São Paulo: Editora Érica, 2014.

Como vimos anteriormente, uma indústria necessita expandir suas instalações construindo novos prédios administrativos, e para isso está buscando locais em sua própria área. Como a indústria explora materiais naturais para a construção civil, neste caso, jazidas de solo, nada melhor do que aproveitar essas áreas já exploradas e economizar na aquisição de outras, certo? Devido à exploração desses materiais, a indústria possui muitos dados de ensaios. Assim, ela escolheu três áreas (A, B e C) como principais opções.

Uma maneira prática e rápida para a escolha do melhor local para essa finalidade seria utilizarmos as classificações geotécnicas convencionais. Vamos, primeiramente, entender as características e os resultados de ensaios apresentados na tabela e, sequencialmente, aplicaremos a classificação SUCS.

- Solo A: é um solo fino, pois mais de 50% em peso das partículas passa pela peneira 0,075 mm. Este solo tem 27% de argila (diâmetro dos grãos menor que 0,002 mm) e 35% de silte (62-27). Portanto, há predomínio de silte (M). Na Carta de Plasticidade de Casagrande (LL corresponde a 54% e IP é 16%), o solo cai no campo de alta plasticidade. Assim, o solo poderia ser classificado como MH. Se ele possuísse partículas orgânicas, poderia ser classificado como OH.
- Solo B: é um solo grosso, pois menos de 50% em peso das partículas passa pela peneira de 0,075 mm. Neste caso, há predomínio da fração areia ($71\% = 81 - 10$) sobre a fração pedregulho, ocorrendo predomínio da fração areia (S). Como a porcentagem de finos (10%) está entre 5% e 12%, há necessidade de dupla simbologia. Experimente plotar os dados em uma curva granulométrica. Você obterá valores de D_{60} (2,0 mm), D_{30} (0,40 mm) e D_{10} (0,075 mm). Calculando ainda o grau de uniformidade (U) e o coeficiente de curvatura (C_c) encontraremos os valores de 27 e 1,1, respectivamente. Logo, a classificação SUCS aponta para SW, pois atende simultaneamente as exigências $U > 6$ e $1 \leq C_c \leq 3$. Ao utilizarmos a carta de plasticidade para classificarmos o Solo B (areia com finos) e com base nos valores de LL (26%) e IP (10%), você verá que ele corresponde ao grupo CL. Assim, a

areia é classificada como SC. Como esse solo corresponde a uma areia bem graduada contendo finos e possui baixa plasticidade, na proporção de 5% e 12% do seu peso, há a necessidade, como vimos acima, de a classificarmos com dupla simbologia: SW-SC.

- Solo C: com base nos resultados já podemos verificar que este solo necessita de dupla simbologia, pois pode ser classificado como grosso ou fino (exatamente 50% em peso passa na peneira de 0,075 mm). Vamos analisar por partes os solos grossos e finos. A classificação como solo grosso indica que corresponde a uma areia, pois mais de 50% em peso passa através da peneira 4,76 mm, e também uma areia com finos, pois mais de 12% em peso passa através da peneira de 0,075 mm. Utilizando a carta de plasticidade e os valores de LL (25%) e IP (3%), você pode verificar que este solo corresponde ao grupo ML(OL), sendo a parte arenosa classificada como SM. Para a porção de solo fino podemos verificar que corresponde ao grupo ML ou OL, conforme os dados de LL e IP apresentados anteriormente. Utilizando a dupla simbologia para classificação, definimos o solo C como SM – ML(OL). Essa classificação indica que o solo C contém areia e silte inorgânico (ou orgânico) de baixa plasticidade. A presença de matéria orgânica pode ser determinada pela inspeção da amostra (cor e odor), conforme já estudamos, além de testes com a substância química peróxido de hidrogênio.

Como você necessita responder sobre a qualidade dos solos existentes nas áreas, que servirão como fundação aos edifícios, podemos utilizar os Quadros 2.1 e 2.2 e a coluna 4, concluindo que a área com melhores condições de fundação aos edifícios administrativos é a que possui o solo B. O solo C seria o segundo mais indicado, porém pelo fato também ser classificado secundariamente como ML (OL) não é indicado. O solo A é o que possui as piores propriedades para essa finalidade. Perceba que utilizamos todo o nosso aprendizado estudado até o momento para uma decisão importante de engenharia, de forma simples e rápida.

Avançando na prática

Abrindo caminhos às novas instalações

Descrição da situação-problema

Após a decisão sobre em qual área serão construídas as novas administrações da indústria, há a necessidade de fazer a regularização do terreno para a construção de acessos a veículos de pequeno e grande porte. Considere que a região é composta pelos solos A, B e C, com as características já apresentadas anteriormente. Desta forma, é necessário que você julgue a consequência da utilização dessas regiões como vias de acesso. Utilize a classificação HBR para embasar sua decisão. Siga a mesma linha de raciocínio para a resolução da questão, conforme você fez para decidir sobre a utilização desses solos como fundação dos edifícios. Apresente um relatório com todo o desenvolvimento da solução, inclusive utilizando a Figura 2.6.

Resolução da situação-problema

Tanto o SUCS quanto o TBR de classificação de solos apresentam resultados bastante semelhantes por considerar predomínios de solos grossos e finos. Entretanto, há grande diferença entre ambos, já que o sistema TRB considera frações grosseiras os que possuem menos de 35% em peso passado na peneira de 0,075 mm e frações finas os com mais de 35% em peso passados nessa peneira.

Após seguir a mesma sequência lógica feita para o desafio anterior, você pode verificar, utilizando os Quadros 2.1 e 2.2, que o solo B ainda é o mais indicado para fins rodoviários, apresentando quase nenhuma (A – 3) a baixa (A – 2) compressibilidade quando compactado (coluna 5). Os solos C e A apresentam, respectivamente, baixa (A – 3) a média (A – 4) compressibilidade e alta compressibilidade (A – 5), não sendo indicados para essa finalidade por exigir uma série de tratamentos para melhoria de suas propriedades.

Faça valer a pena

1. Duas amostras, A e B, são classificadas pelo SUCS como CL – SC e SC – ML, respectivamente. Sobre esses solos, analise as sentenças a seguir:

- I – O solo A apresenta maior compressibilidade em relação ao solo B.
- II – O solo B é mais arenoso que o solo A.
- III – A e B apresentam compressibilidades semelhantes, mas o solo B seria mais indicado como fundação.
- IV – O solo A é bastante argiloso.
- V – Espera-se uma permeabilidade maior do solo A em relação ao B.

Assinale a alternativa que contém as sentenças corretas:

- a) I; II; III.
- b) II; IV; V.
- c) III; IV; V.
- d) I; II; IV.
- e) I; III; V.

2. Um solo classificado como A – 6, em que 65% do material passa na peneira de 0,075 mm (#200), possui valores de LL e IP de 32% e 13%, respectivamente. O valor de IG deste solo corresponde a:

Assinale a alternativa correta:

- a) 10.
- b) 16.
- c) 4.
- d) 7.
- e) 9.

3. Após ensaios de caracterização de um solo, os seguintes resultados foram obtidos: pedregulho (0%), areia grossa (2%), areia média (9%), areia fina (49%), silte (18%), argila (22%), LL (81%), LP (29%) e IP (52%).

Com base nessas informações, este solo, segundo o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), seria:

Assinale a alternativa correta:

- a) SW.
- b) SP.
- c) SC.
- d) SM.
- e) SW – SC.

Seção 2.3

Ensaio de índices físicos e expansibilidade dos solos

Diálogo aberto

Olá, aluno! Em nossa Seção 2.1, aprendemos sobre os índices físicos e como as relações entre massa e volume, obtidas avaliando as fases do solo, podem indicar informações importantes acerca do teor de umidade e da massa específica de um solo, por exemplo. Em nossa Seção 2.2, vimos as diversas metodologias geotécnicas para classificação dos solos e que podem classificá-los em grupos conforme suas propriedades físicas. Quando avaliamos um solo, precisamos primeiro definir o objetivo de nosso estudo: se um solo vai ser usado como material de construção, o conhecimento de suas propriedades é de suma importância para conseguirmos decidir se ele poderá ser aproveitado integralmente ou se será preciso enriquecer suas propriedades. As decisões são tomadas com base em investigações e na prática de ensaios de campo e laboratório; com base nelas, é possível até optar por sua não utilização. Vamos aplicar esses conceitos relembando seu desafio profissional: uma indústria lhe contratou para auxiliar nos projetos de expansão de suas instalações. Escolhida a área para construção dos prédios, você é responsável por subsidiar a equipe de projeto que dimensionará a fundação das novas instalações. Como ferramenta de investigação do subsolo, você programa alguns poços de inspeção e coleta cinco amostras indeformadas para envio ao laboratório. Você e seus colegas se revezaram para analisar os índices físicos das amostras e você ficou com a amostra 1, cujos resultados dos ensaios são apresentados na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 | Resultados de caracterização para o solo da amostra 1

Teor de umidade pelo método da estufa	
Massa de solo úmido + cápsula (g)	112,301
Massa de solo seco + cápsula (g)	101,321
Massa da cápsula (tara) (g)	34,322
Massa específica aparente (ou natural) com emprego do cilindro	
Massa de solo úmido (g)	174,854

Massa específica dos sólidos (ou grãos) pelo ensaio do picnômetro	
Massa de solo seco (g)	63,32
Massa do picnômetro + solo + água (g)	751,257
Massa do picnômetro + água (g)	710,436

Fonte: elaborada pelo autor.

Com base nos resultados, você deve determinar a umidade, a massa específica aparente e a massa específica dos grãos. Na sequência, obtenha os índices que estão faltando para que a empresa tenha uma ideia das características dos solos que compõem o subsolo da área que servirá como expansão das instalações. Utilize o seu conhecimento sobre os ensaios de índices físicos aprendidos para auxiliá-lo na resolução.

Não pode faltar

Olá, aluno! Em nossas seções anteriores, aprendemos conceitos importantes sobre as propriedades físicas dos solos e como classificá-los adequadamente em termos geotécnicos. Agora, podemos enfatizar a prática em laboratório da determinação dos supracitados índices, além de estudar alguns métodos de prospecção tão importantes para a obtenção de amostras, as quais são fundamentais aos nossos estudos.

Como já aprendemos, o teor de umidade (w) corresponde à razão entre o peso de água (P_a) existente em certo volume de solo e o peso dos grãos sólidos (P_s) contida nesse mesmo volume de solo.



Pesquise mais

Você sabia que o teor de umidade, apesar de comumente expresso como uma porcentagem, não se configura como tal? Pegue uma amostra seca e vá adicionando água. Você irá perceber que o peso da água (P_a) aumenta, mas o peso das partículas sólidas (P_s) ficará constante. Assim, o limite inferior para este índice é 0%, mas não existe um limite superior.

Se pegarmos um solo e o destorroarmos e secarmos, previamente, ao ar livre, ele terá o teor de umidade higroscópica, sem influência da água livre ou capilar. Lembre-se de que as águas de constituição (presentes dentro da constituição do material, de sua estrutura molecular) e adesivas (película de água que envolve e adere fortemente à partícula sólida) não compõem o teor de umidade higroscópica. Ao obtermos o teor de umidade, podemos ainda calcular o fator de correção de umidade ou fator de conversão (f_c), muito utilizado em aplicações geotécnicas. Se multiplicarmos esse fator pelo teor de umidade do solo, obteremos o peso que a amostra teria se estivesse seca, da seguinte forma: $f_c = \frac{100}{(100 + h)}$.



Assimile

Independentemente do método que você decida para determinação do teor de umidade, o procedimento é basicamente o mesmo. Determina-se o peso total da amostra (P_{total}). Leva-se a amostra à secagem completa e determina-se o peso seco (P_{seco}). Subtraindo P_{seco} de P_{total} , obtemos o peso original de água na amostra ($P_{água}$) e podemos calcular o teor de umidade.

Vamos aprender um pouco sobre a determinação do teor de umidade (Figura 2.7) pelo método da estufa, segundo a NBR 6457 (ABNT, 2016).

Figura 2.7 | Cápsulas com amostras de solo em estufa



Fonte: elaborada pelo autor.

Este ensaio em laboratório deverá ser priorizado sobre qualquer outro tipo de ensaio porque este método permite o controle da temperatura, muito importante quando nossos solos são de origem orgânica ou de outros materiais sensíveis a temperaturas muito elevadas. Inclusive, em alguns tipos de argila, pode haver o processo de "cracking" (quebra da estrutura cristalina) em temperaturas na ordem de 90 °C, havendo perda da água de constituição. No caso de solos orgânicos, pode ocorrer o processo de calcinação (a partir de 70 °C) e desta forma a estufa deve ser regulada para temperaturas entre 60 °C e 65 °C. Com essas temperaturas inferiores à comumente praticada no ensaio (100° ± 5°) o tempo de secagem será maior até que se tenha a constância do peso seco. A constância de peso significa que a amostra atingiu uma massa constante, quando em duas pesagens seguidas, em intervalos de tempo diferentes, no interior da estufa, for obtida a mesma medida. Lembre-se, que sempre que a temperatura de secagem for inferior a 100-105 °C esta informação deve ser anotada em sua ficha de ensaio!



Refleta

O peso seco é um índice físico muito utilizado nos cálculos de quase todos os ensaios em mecânica dos solos, você sabia? Sabemos que podemos determiná-lo em campo e em laboratório. Ele é muito importante, por exemplo, quando é necessário saber se o teor de umidade deverá ser aumentado ou reduzido no processo de compactação. Nessa situação, precisamos determinar rapidamente esse índice. Qual dos métodos – em campo ou laboratório – você recomendaria para a obtenção desse parâmetro?

Em termos de acurácia (precisão em uma operação) dos resultados, podemos fazer pelo menos duas determinações, principalmente se estivermos fazendo essa medida como parte de ensaios de granulometria ou determinação da massa específica. Nesses casos, é recomendado que os resultados não sejam diferentes menos que 0,2%, sendo o teor de umidade determinado pela média de ambos os resultados (amostra homogeneizada).



Dica

Em casos em que não existe a possibilidade de homogeneizarmos as amostras, a acurácia não pode ser determinada. Lembre-se, que em cada uma das situações mencionadas é fundamental indicar se o teor de umidade foi determinado a partir da média de amostras homogeneizadas ou a partir da média de amostras diferentes de um mesmo solo (não homogeneizadas).

Em campo, outros métodos podem ser utilizados para a determinação do teor de umidade, como o banho de areia (também conhecido por método da frigideira ou do fogareiro, de acordo com o DNER-ME 086/64). É um ensaio expedito, muito útil quando se deseja uma resposta imediata, como em projetos de engenharia já em fase de execução. Apesar de sua precisão ser inferior ao método da estufa, muitas vezes, a urgência recomenda a sua utilização.



Dica

Neste ensaio, a secagem do solo leva de 20 minutos a 1 hora. Se trabalharmos com um mesmo solo (algumas obras utilizam a mesma jazida de solo como material de construção) a constância de peso pode ser substituída por um tempo fixado de aquecimento.

O método expedito do álcool etílico (DNER-ME 088/94) possui restrições de uso em campo, pois a queima do álcool comum produz resíduo na água. Quando autorizado pelo responsável, é outra maneira de obtenção do teor de umidade. Esse método apresenta algumas limitações, como restrições quanto ao controle da temperatura, prejudicial para avaliações em solos orgânicos, além de poder gerar "*cracking*" em solos argilosos. O método do "*speedy*" (DNER-ME 052/94) é outro ensaio de determinação em campo do teor de umidade, utilizando o aparelho chamado "*Speedy*". O princípio do ensaio é consequência de uma reação química da água existente em uma amostra de carbureto de cálcio, executada em um ambiente confinado, gerando acetileno e hidróxido de cálcio. A expansão do gás acetileno é proporcional à quantidade de água presente na amostra de solo. Esse ensaio exige que sejam feitas conferências no aparelho e correções, pois podem ocorrer muitos

erros em função da zeragem do manômetro e da temperatura (o equipamento trabalha a 20 °C).



Pesquise mais

Acesse os links e conheça os principais métodos de determinação do teor umidade que estudamos.

- Speed. Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=XgcNN3ozaBY>>. Acesso em: 13 dez. 2017.
- Teor de umidade. Disponível em: <https://www.youtube.com/watch?v=VuL_HBsxdkc>. Acesso em: 13 dez. 2017.
- Umidade higroscópica. Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=zfVeONWnPXM>>. Acesso em: 13 dez. 2017.

Outros índices físicos que podemos determinar na prática são: a massa específica aparente (ou natural) e a massa específica real dos sólidos (ou grãos).



Lembre-se

Como vimos em nossa Seção 2.1, a massa específica de uma partícula sólida (ρ_s), é a massa do solo seco por unidade do volume que ocupa no espaço. A massa específica aparente seca (ρ_d) é a relação da massa dos sólidos pelo seu volume total. Já a densidade relativa dos grãos (G_s) é a razão do peso específico dos sólidos e o peso específico da água (isenta de ar à 4 °C e destilada).

Tanto o peso específico aparente seco quanto a massa específica aparente seca utilizam, respectivamente, a razão entre o peso seco, a massa específica seca da amostra e o volume total. Por quê? Simples! O volume total engloba o volume de vazios, que devemos eliminar para o cálculo do peso específico e massa específica dos grãos. Não confunda!

Muitas partículas distintas compõem o solo e por esse motivo é mais interessante a determinação do peso específico médio das partículas sólidas. Você vai perceber que as frações mais finas do solo geralmente possuem natureza distinta das partículas maiores. Isso se dá pelo fato de que as partículas finas são geradas comumente por

desintegração química e as maiores por desintegração física. Por este fato, as normas determinam que o peso específico médio ou da densidade média seja obtido em tamanhos menores ou maiores ao invés de um tamanho fixado de partícula.

O método recomendado pela ABNT para a determinação da massa específica das partículas utiliza picnômetros (Figura 2.8) para partículas que sejam menores que 4,8 mm. Já o DNER sugere que a determinação seja feita com partículas menores que 2,0 mm. Você saberia dizer qual método é mais recomendado? A resposta é: depende do seu objetivo. Se você deseja estudar agregados miúdos, utilize a NBR 6508 (ABNT, 1984), porém se você deseja utilizar o resultado para o cálculo das fases de sedimentação do ensaio de granulometria, use a norma ME 093/94 (DNER).

Figura 2.8 | Picnômetros sendo utilizados para ensaio de densidade dos grãos. À esquerda, volume de 50 ml, e à direita, volume de 500 ml



Fonte: elaborada pelo autor (esquerda); Wikimedia (direita).



Lembre-se

Uma grande dificuldade na execução do ensaio pelo método do picnômetro é a influência da presença de bolhas de ar nos torrões de solo, aderentes aos grãos ou na água. Como a massa específica dos grãos é utilizada para a determinação de outros índices físicos, fica clara a necessidade da maior acurácia possível nos resultados obtidos. A norma valida os ensaios que apresentem uma variação inferior a $0,002 \text{ g/cm}^3$ do valor da média.

Basicamente, o método do picnômetro (Figura 2.8) consiste em anotar a massa seca de uma amostra (M_1), colocá-la em um picnômetro, completando o volume do recipiente com água destilada e pesando (M_2). Depois, lavamos o picnômetro e completamos o seu volume com água destilada e o pesamos (M_3).

Ao final, podemos obter a densidade dos grãos pela expressão: $\frac{M_1}{(M_1 + M_3 - M_2)}$. Uma dica muito importante é retirar as bolhas de ar presentes na água destilada e no interior dos torrões de solo, tendo em vista que o volume ocupado pelas bolhas não ocupa o mesmo espaço da água, prejudicando as pesagens; trinta minutos em banho-maria devem ser suficientes para retirada do ar. Da mesma forma, a pesagem deve ser feita em uma mesma temperatura, já que a água varia de volume conforme a temperatura. Para a retirada do ar do material, recomenda-se o uso de cápsulas com o solo a ser analisado, as quais são inseridas em um dessecador acoplado a uma bomba e a uma certa pressão. Esse método possibilita a retirada do ar presente entre os grãos.



Exemplificando

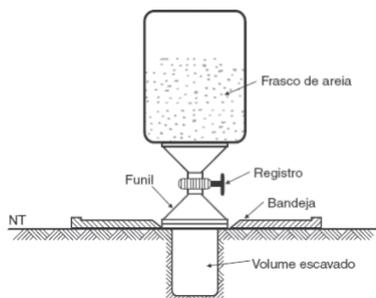
No caso de grãos maiores como agregados grãos e pedregulhos, a massa específica de grãos pode ser determinada pelo método da pesagem hidrostática. Obtemos a massa seca (M_s) e, posteriormente, a massa da amostra seca imersa (M_i) em água destilada (4 °C). A diferença ($M_s - M_i$) será numericamente correspondente ao volume de grãos imersos, permitindo o cálculo imediato da massa específica média dos grãos. Bem fácil, não?

A NBR 6508 (ABNT, 1984) – massa específica dos grãos que passam na peneira de 4,8 mm – recomenda o uso de um picnômetro de 500 ml. Outra norma que recomenda o uso desse picnômetro, porém com grãos que passam na peneira de 2,0 mm, é a DNER ME 084-95. Ambas solicitam que sejam executados ao menos dois ensaios. A norma ME 093/94 recomenda o uso de picnômetro de 50 ml. Qual a diferença entre a utilização de picnômetros de 500 ml ou 50 ml? Comparando ambos os processos, podemos dizer que na norma NBR 6508 (ABNT, 1984) o tamanho da amostra poderia caracterizar o ensaio como menos representativo, sendo

compensado pelo fato da repetição de mais ensaios com mais amostras. A prática diz que os ensaios com picnômetros de 50 ml fornecem resultados mais precisos quando ensaiamos amostras arenosas ou siltosas e menos quando são argilosas.

Para obter tanto a massa específica aparente quanto o peso específico aparente, existem alguns métodos. O que define qual método é o mais indicado, geralmente, é o tipo de solo a ser estudado. O ensaio do frasco de areia descrito na NBR 7185 (ABNT, 2016) e ilustrado na Figura 2.9 possibilita tanto em laboratório quanto em campo a sua aplicação a quase todos os solos (com ou sem pedregulhos), que permitam a escavação manualmente e que os vazios naturais não possibilitem a entrada dos grãos de areia. Outra recomendação é que o solo possua coesão suficiente para que as paredes do orifício cavado no solo permaneçam íntegras, sem deformações da cavidade.

Figura 2.9 | Frasco de areia



Fonte: Caputo (2015, [s.p.])

Existem algumas recomendações complementares expedidas pelo DNER sobre a prática desse ensaio que podem ser obtidas na norma DNER – ME 092/94.



Pesquise mais

Acesse os links e conheça os principais métodos de determinação das massas específicas que mencionamos acima.

- Densidade real agregado gráudo 2. Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=iZONcCqPCSY>>. Acesso em: 13 dez. 2017.
- Densidade real agregado miúdo 2. Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=iNGIDYjGZNA>>. Acesso em: 13 dez. 2017.

A determinação de muitos índices pode ser feita a partir de métodos de prospecção do subsolo. Imagine que para construir uma obra de engenharia em um terreno é fundamental ter em mente o tipo de obra e pensar sobre a interação da edificação com o solo, para que sejam definidos os estudos que deverão ser realizados. Em resposta a essa questão, pode haver um interesse nas camadas mais superficiais ou mais profundas. A prospecção do subsolo de camadas, além de realizar ensaios em profundidades de difícil avaliação, permite a coleta de amostras, as quais são representativas. A responsabilidade dos profissionais que trabalham nessa área está relacionada à decisão sobre o tipo, o número e os locais onde serão coletadas as amostras.



Exemplificando

Vamos entender a implicação da qualidade de uma campanha de investigação do solo. As estruturas naturais, como taludes de corte ou encostas naturais, facilitam a observação do comportamento do solo sob condições diversas (variações das condições de umidade, intemperismo etc.). Apesar da topografia e tipologia vegetal no terreno fornecerem algumas informações importantes sobre as camadas mais superficiais, quase sempre é necessário que seja feito algum tipo de prospecção do subsolo para uma tomada de decisão. Uma campanha de amostragem ruim leva a resultados duvidosos, e a quantidade e qualidade dos ensaios de laboratório não serão capazes de contornar o problema.

Nesse sentido, podemos utilizar algumas ferramentas, como trados, escavadeiras, pás e picaretas para coletas superficiais ou profundas pela abertura de trincheiras e poços de inspeção. Alguns outros ensaios de campo podem ser utilizados para a determinação de propriedades dos solos, como a resistência, no ensaio de palheta (Vane Test) e a sondagem de simples reconhecimento com SPT, mas não iremos detalhá-los aqui. Vamos focar na obtenção de amostras deformadas (amolgadas) e indeformadas (não amolgadas). Basicamente, a diferença entre essas amostras é que a amostra deformada não conserva a estrutura original do solo (destruída no método de coleta), mantendo apenas os constituintes minerais e a umidade natural. Já as amostras indeformadas mantêm a estrutura original do solo, embora percam o confinamento garantido pelas tensões que estavam submetidas em campo.



De uma forma geral, os projetos de engenharia costumam desprezar a camada mais superficial, composta por materiais orgânicos e transportada, a qual, geralmente, é retirada. Entretanto, você sabia que essa camada (horizonte A) pode fornecer informações importantes e indicações sobre o subsolo? Esse tipo de interpretação é muito praticado na pedologia.

As amostras indeformadas são obtidas pela cravação de um cilindro metálico no solo, NBR 9813 (ABNT, 2016) e NBR 6457 (ABNT, 2016), ou pela confecção de um cubo, NBR 9604 (ABNT, 2016), com dimensões mínimas de 10 cm x 10 cm x 10 cm em superfície ou após a abertura da escavação de um poço de inspeção. Nessas amostras, podemos obter a massa específica aparente colhendo uma fração de solo para determinação do teor de umidade e volume, por ser uma amostra regular (cubo). A extração da amostra (Figura 2.10) é feita cortando e escavando cuidadosamente o terreno natural. Após a coleta da fração de solo para a massa específica aparente, o cubo é envolvido em panos e parafinado, sendo acondicionado em uma caixa com serragem para garantir sua integridade no transporte.

Figura 2.10 | Extração de amostra indeformada (esquerda) e deformada (direita)



Fonte: Ayala et al.(2013) (esquerda); Wikimedia (direita).

O ensaio de cravação do cilindro é indicado para solos de granulometria fina, sem pedregulhos, coesivos e não muito duros.



Pesquise mais

Acesse os links e conheça os principais métodos de amostragem do subsolo.

- Amostra indeformada na Petroquímica Suape, Ipojuca, PE. Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=iceqGjx5mc0>>. Acesso em: 13 dez. 2017.

- Amostra indeformada, Petroquímica Suape, Ipojuca, PE. Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=P5a6ptBfrUA>>. Acesso em: 13 dez. 2017.

Acesse também o Capítulo 4, do livro *Mecânica dos solos e suas aplicações – Fundamentos* disponível na Biblioteca Virtual, e conheça mais sobre índices físicos.

- CAPUTO, Homero Pinto; CAPUTO, Armando Negreiros. **Mecânica dos Solos e suas aplicações** – Fundamentos – Volume 1. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2015.



Pesquise mais

Com as amostras, podemos estudar a expansibilidade dos solos, que é avaliada pelo aumento volumétrico que alguns solos não saturados apresentam em contato com a água ou quando há uma redução da pressão sobre eles (DNIT, 2012). A expansibilidade dos solos é consequência de argilominerais 2:1, como esmectita, como vimos em nossa primeira unidade.

Veja como esta verificação é realizada por meio do ensaio proposto pelo DNIT em: <http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/normas/meetodo-de-ensaio-me/dnit160_2012-me.pdf>. Acesso em: 13 dez. 2017.

Sem medo de errar

Como vimos, a indústria lhe contratou para auxiliar nos projetos de expansão de suas instalações. Escolhida a área para construção dos prédios, você é responsável por subsidiar a equipe de projeto que dimensionará a fundação das novas instalações. Após a campanha de investigação e amostras coletadas, você recebe os resultados de laboratório e precisa obter os índices físicos a partir dos índices

fornecidos. Vamos obter os índices com base nas expressões

$$w = \frac{M_w}{M_s} ; \rho_n = \frac{M}{V} \text{ e } \rho_s = \frac{M_1}{(M_1 + M_3 - M_2)}, \text{ indicados na Tabela 2.7.}$$

Tabela 2.7 | Determinação dos índices físicos por meio de ensaios laboratoriais

Determinação do teor de umidade pelo método da estufa		
(1)	Massa de solo úmido + cápsula (g)	112,301
(2)	Massa de solo seco + cápsula (g)	101,321
(3)	Massa da cápsula (tara) (g)	34,322
Massa de água M_w (1) - (2) (g)		10,980
Massa de solo seco M_s (2) - (1) (g)		66,999
Teor de umidade w (%)		16,39
Massa específica aparente (ou natural) com emprego do cilindro		
Massa de solo úmido (g)		174,854
Volume interno do cilindro amostrador (cm^3)		90
Massa específica aparente ρ_n (g/cm^3)		1,94
Massa específica dos sólidos (ou grãos) pelo ensaio do picnômetro		
M1	Massa de solo seco (g)	63,32
M2	Massa do picnômetro + solo + água (g)	751,257
M3	Massa do picnômetro + água (g)	710,436
Massa específica dos sólidos ρ_s (g/cm^3)		2,81

Fonte: elaborada pelo autor.

O cálculo dos outros índices por relações matemáticas:

$$\text{Massa específica seca por } \rho_d = \frac{\rho_n}{1+w} = \frac{1,94}{1+0,1639} = 1,66 \text{ g/cm}^3 >$$

$$\text{Índice de vazios por } e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{2,81}{1,66} - 1 = 0,69$$

$$\text{Porosidade por } \eta = \frac{e}{1+e} = \frac{0,69}{1+0,69} \times 100 = 40,83\%$$

$$\text{Grau de saturação por } S = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,81 \cdot 0,1639}{0,69 \cdot 0,981} \times 100 = 68,04\%$$

Avançando na prática

Ensaio em laboratório

Descrição da situação-problema

Uma amostra de solo foi coletada de uma trincheira e foram realizados ensaios de laboratório para determinação do teor de

umidade. A partir da coleta de 300 g de solo da amostra indeformada, foram feitas três determinações, utilizando três temperaturas diferentes e, assim, obtida a massa específica dos grãos. Com base no ensaio, foram obtidos os seguintes resultados:

Tabela 2.8 | Índices físicos para os solos estudados

Ensaio	Teor de umidade (w - %)	Massa específica dos grãos (ρ_s - g/cm ³)
1	62,8	2,788
2	61,5	2,788
3	62,1	2,779

Fonte: elaborada pelo autor.

O seu supervisor solicita que sejam refeitos os ensaios para justificar a sua validade e existe grande necessidade de que a decisão seja expedita. Você concorda ou não com seu supervisor sobre a repetição dos ensaios? Justifique a sua resposta com base no que aprendeu até aqui.

Resolução da situação-problema

É claro que o maior número de ensaios executados restringe a variabilidade dos resultados obtidos e garante uma certeza maior na tomada de decisão. Entretanto, como a obra está em execução e precisa que as soluções sejam dinâmicas, é preciso refletir sobre a situação apresentada.

Podemos observar que, segundo a sugestão da norma do ensaio, a massa específica não deve ser diferente da média obtida em mais de 0,002 g/cm³. Fazendo a média dos três ensaios, encontramos que ρ_s é igual a 2,785. Comparando com os resultados obtidos para os ensaios 1 a 3, temos que a diferença é inferior a 0,002, tornando os ensaios válidos e sem necessidade de repetição. Bem simples, não é? Resoluções assim mantêm o fluxo de um projeto e sempre é bom refletir sobre um problema antes da tomada de qualquer decisão por impulso.

Faça valer a pena

1. Os índices físicos são determinados pela análise das relações entre as fases dos solos. As quantidades relativas de cada uma das fases expressam o comportamento dos solos. Alguns índices podem ser obtidos em laboratório e o restante por correlações (SOUSA PINTO, 2006).

Assinale a alternativa que indica corretamente todos os índices obtidos em laboratório.

- a) Massa específica seca, massa específica saturada e umidade.
- b) Massa específica dos grãos, massa específica natural e umidade.
- c) Massa específica seca, massa específica natural e porosidade.
- d) Massa específica saturada, massa específica natural e umidade.
- e) Massa específica saturada, massa específica natural e porosidade.

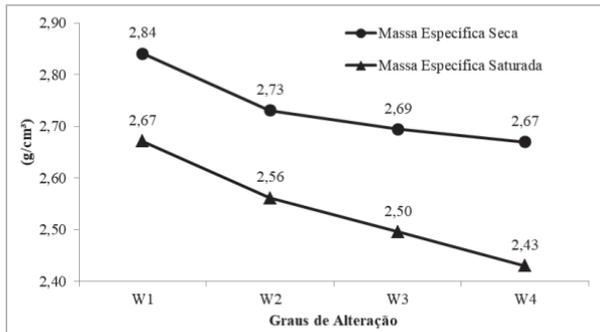
2. Em um ensaio de determinação da umidade natural, pelo método da estufa, três partes de uma amostra foram previamente pesadas e colocadas na estufa a 105 °C. Após 24 horas, as amostras foram deixadas em cima da bancada para esfriar. Elas foram pesadas algumas horas depois, quando as cápsulas estavam frias. No dia seguinte, o peso seco foi determinado novamente, porém apresentou uma variação mínima. Sobre o procedimento adotado para a amostra, podemos dizer que a consequência do resultado é:

Assinale a alternativa correta:

- a) Do baixo teor de umidade da amostra.
- b) Do fato da umidade ambiente ter influenciado na medida do peso seco.
- c) Do tempo deixado em estufa, que pode não ser suficiente para a secagem total da amostra.
- d) Da quantidade de cápsulas utilizadas.
- e) Da temperatura na estufa que deveria ser mais alta.

3. A Figura 2.12 mostra resultados de massas específicas determinados por picnômetros de quatro amostras.

Figura 2.12 | Massas específicas saturadas e secas para quatro amostras



Fonte: elaborada pelo autor.

Analise as asserções sobre a Figura 2.12 e a relação proposta entre elas.

I. A massa específica seca apresenta valores maiores em relação à massa específica saturada

PORQUE

II. Durante a realização dos ensaios não foi possível retirar todo o ar presente nos vazios do solo.

A respeito dessas asserções, assinale a alternativa correta:

- a) As asserções I e II são verdadeiras, e a II é uma justificativa da I.
- b) As asserções I e II são verdadeiras, mas a II não é uma justificativa da I.
- c) A asserção I é falsa, e a II é verdadeira.
- d) A asserção I é verdadeira, e a II é falsa.
- e) As asserções I e II são falsas.

Referências

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9604**. Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas - procedimentos. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

_____. **NBR 6457**. Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracte rização. NBR 6457. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

_____. **NBR 6508**. Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

_____. **NBR 9813**. Solo – Determinação da massa específica aparente in situ, com emprego de cilindro de cravação. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

_____. **NBR 7185**. Solo – Determinação da massa específica aparente, in situ, com emprego do frasco de areia. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

AYALA Renzo; PARRA, Denys; VALDIVIA, Romy. **Design and consctruction review of a heap leach pad for safe operation**. Conference paper. September, 2013.

BRAJA DAS, Khaled Sobhan. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. São Paulo: Cengage Learning, 2014.

CAPUTO, Homero Pinto; CAPUTO, Armando Negreiros. **Mecânica dos solos e suas aplicações** – Fundamentos – Volume 1. 7 ed. Rio de Janeiro: LTC, 2015.

CRAIG, R. F.; KNAPPETT, J. A. **Mecânica dos solos**. Rio de Janeiro: LTC, 2014.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM. **ME - 084**. Agregado miúdo – Determinação da densidade real. Brasília: DNER, 1995.

_____. **ME - 093**. Solos – Determinação da densidade real. Brasília: DNER, 1994.

IAEG. Classification of rocks and soils for engineering geological mapping part 1: rock and soil materials. **Bulletin of the International Association of Engineering Geology**, v. 19, p. 355-371, 1979.

MACHADO, Sandro Lemos. **Apostila de Mecânica dos Solos**. Bahia: Universidade Federal da Bahia – Departamento de Geotecnia da Escola Politécnica de Engenharia, 2002.

MURRIETA, Pedro. **Apostila de mecânica dos solos** – 1ª parte. Brasília: Universidade de Brasília – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 1994.

NOGAMI, Job.Shuji; VILLIBOR, Douglas Fadul. Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA, 1981, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, CNPq, ABMS, 1981. p. 30-41.

SOUSA PINTO, Carlos. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

WESLEY, Laurence D. **Fundamentals of soil mechanics for sedimentary and residual rocks**. Nova Jersey: Wiley, 2010.

Compactação do solo

Convite ao estudo

Olá, aluno! Vimos em nossa unidade anterior as propriedades físicas dos solos e a forma de classificá-los em função dessas propriedades, bem como a determinação teórica e prática de algumas delas. Nesta unidade estudaremos os processos de compactação do solo. Você saberia dizer o que representa compactar um solo? De uma forma bem geral, podemos dizer que a compactação representa o incremento da massa específica de um solo por meios mecânicos ou manuais que permitam a redução dos vazios. Assim, se avaliarmos um solo, notaremos que in situ (no campo) ele poderá se apresentar com certo arranjo de seus grãos, e, caso seja transportado, esse arranjo seria diferente, havendo aumento dos vazios. Se compararmos ambas as situações, é bem provável que esse solo responda, ou melhor dizendo, se comporte distintamente às solicitações impostas durante uma escavação ou utilização como material natural de construção, não concorda? Para isso vamos contextualizar uma situação pela qual você poderá passar ao longo de sua vida profissional. Imagine a seguinte circunstância:

A empresa de engenharia em que você trabalha ganhou a licitação da abertura de uma via alternativa que ligará os estados do Rio de Janeiro e São Paulo. Devido aos traçados disponíveis, optou-se por adotar a alternativa que cruzará diversas áreas dominadas por baixadas, acarretando na necessidade da execução de diversos aterros de conquista. Em determinado trecho existem afloramentos rochosos que podem servir como empréstimo de agregados para pavimentação. Desta forma, você ficará encarregado pelo controle da compactação desses aterros, aplicando sua experiência e conhecimento com base nos princípios de compactação, técnicas e ensaios praticados, interpretando os resultados e subsidiando os parâmetros

de projeto. Será que esses solos serão bons materiais de empréstimo para o aterro? Qual seria a melhor técnica para a obtenção do grau de compactação? Seria melhor executar um ensaio em campo ou em laboratório? Ambos?

Na primeira seção estudaremos os princípios gerais da compactação, a sua importância e aplicação nas obras e projetos, além de conhecermos as técnicas e os ensaios comumente praticados em campo e laboratório. Veremos que a partir dos dados de ensaios podemos construir a curva que reflete o grau de compactação do solo.

Já na segunda seção nos concentraremos na prática da compactação em campo. Assim, conheceremos o significado e a importância da energia de compactação utilizada em um ensaio e como os equipamentos para a execução da compactação do solo devem ser definidos e dimensionados. A partir dessa análise crítica você poderá avaliar, por exemplo, o controle da compactação. Ainda nessa seção serão demonstrados o objetivo e as aplicações nas principais obras de terra, como aterros, bases de pavimentos de rodovias e barragens de terra, comuns tanto na engenharia civil quanto na de minas e sanitária.

Por fim, em nossa terceira seção, colocaremos todo o conhecimento teórico aprendido nas seções anteriores e obteremos os parâmetros de compactação a partir de ensaios Proctor normal, intermediário e modificado. Ao final você será capaz de elaborar e interpretar um relatório de ensaios de compactação.

Diante do conhecimento exposto sobre compactação dos solos, você será capaz de estimar o comportamento dos solos quanto à compactação, expansão e resistência, por meio de ensaios de campo e laboratório. Você estará apto a discutir sobre a validade de ensaios e métodos de execução, bem como discernir sobre a utilização ou não de determinado solo como material de construção para pavimentos, aterros

e outras obras de engenharia. Assim, alguns questionamentos podem ser respondidos: quais informações podem ser obtidas dos ensaios de compactação e testes de validação e sua implicação em projetos de engenharia? Por que é importante haver o controle de compactação? Agora que você aprendeu sobre a compactação dos solos, quais conclusões podem ser obtidas? Vamos lá?

Seção 3.1

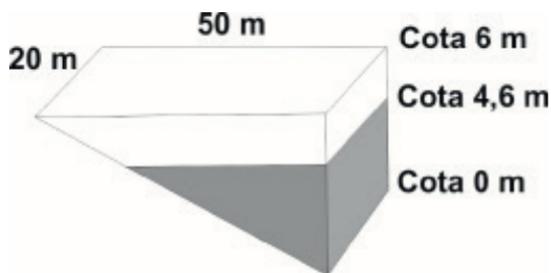
Princípios gerais da compactação

Diálogo aberto

Olá, aluno! Nesta primeira seção da Unidade 3 estudaremos sobre a teoria das técnicas de compactação, em campo e laboratório, compreendendo a sua importância às obras de engenharia. Por exemplo, em obras de terra e aterros é exigido o emprego da compactação, responsável pela mudança de suas propriedades naturais dos solos, buscando aumento de resistência e homogeneidade. Você sabia que antigamente, anterior às técnicas de compactação, os aterros eram construídos pelo simples lançamento de solo? Você consegue imaginar as consequências disso? Ocorria uma grande compressibilidade do aterro pela formação de vazios gerados entre as camadas lançadas, devido à própria porosidade natural do material (estado fofo). Além disso, o aterro poderia perder a resistência ao sofrer saturação pelas chuvas, levando grandes períodos até sua consolidação. Complicado, não? Na técnica de compactação atual dos aterros, o lançamento é feito em camadas horizontais e posteriormente são passadas máquinas com rolos compressores, reduzindo os vazios do solo. Perceba que o processo mecânico atual aplica certo peso, aumentando a massa específica aparente e conseqüentemente a sua resistência. Veja que houve uma grande evolução sobre as técnicas de compactação, mas, mesmo considerando a técnica atual, precisamos executá-la muito bem, de forma que não permaneçam condições desfavoráveis aos projetos. Com base nesse contexto, a empresa de engenharia em que você trabalha estuda traçados alternativos rodoviários e decide por áreas que necessitam da construção de aterros de conquista. Sua primeira atividade nesse projeto é auxiliar a equipe, que fará a adequação e a compactação de uma área para futuras instalações de um centro de apoio ao tráfego rodoviário. Inicialmente será construído um aterro de conquista horizontal, com 4,6 m de altura, em relação à cota do fundo do terreno, com grau de compactação de 100%. Atualmente a área retangular mede 20 m de frente por

50 m de frente a fundo, sendo localizado em um declive uniforme e constante, com diferença de cota de 6 m, entre frente e fundo, conforme apresentado na Figura 3.1.

Figura 3.1 | Esquema da área do terreno e aterro (cinza)



Fonte: elaborada pelo autor.

A partir do ensaio Proctor no solo utilizado no aterro, foram obtidas as seguintes relações entre o teor de umidade (%) e o peso específico seco (kN/m^3), respectivamente: ponto 1 (16;15,2), ponto 2 (19,9;16), ponto 3 (23;16,3), ponto 4 (26,5;15,4) e ponto 5 (29,9;14,3). O peso específico do solo é $16,40 \text{ kN/m}^3$ e o teor de umidade, 13,5%. O chefe da equipe de campo necessita saber quanto de volume (m^3) deverá ser acrescido ou escavado, além do volume a ser adicionado de água (m^3), ambos considerando a condição natural de campo do solo, para que seja atendida a condição de compactação de projeto.

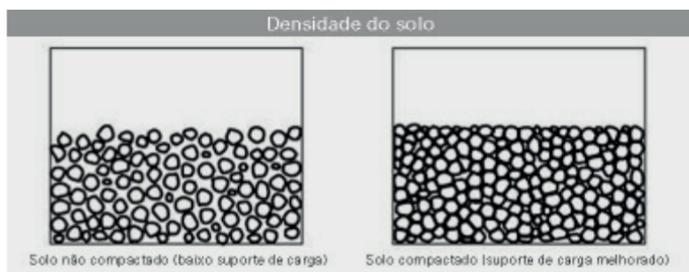
É fundamental que você compreenda os processos de compactação, quais parâmetros são necessários para a execução e os equipamentos adequados e, ao final, interprete todo esse contexto a fim de aplicá-lo na prática, nas obras de engenharia. Vamos começar?

Não pode faltar

Olá, aluno! Em nossas unidades anteriores vimos que os solos podem ser provenientes de muitas origens e com isso apresentar propriedades distintas. Nós até mesmo aprendemos sobre elas e como podemos determiná-las. Nesta nossa primeira seção trataremos da prática da compactação, um importante recurso utilizado na prática da engenharia geotécnica. Por que é tão

importante o conhecimento sobre a compactação de um solo? Essa técnica é muito utilizada em obras de terra de forma geral, porque na prática da engenharia um solo em determinado local pode não apresentar as condições necessárias de projeto. Assim, ele pode ser pouco resistente, muito compressível ou apresentar características naturais que possam deixar a desejar do ponto de vista econômico. Desta forma, a compactação dos solos tem uma grande importância para as obras geotécnicas, já que por meio dessa técnica é possível fornecer ao solo um aumento de sua resistência e uma diminuição de sua compressibilidade e permeabilidade. A compactação pode ser uma boa alternativa para que essas propriedades sejam melhoradas, sendo feita mecanicamente por meio de rolos compactadores, por exemplo, ou mesmo manualmente, com soquetes manuais. Como o peso específico representa a razão entre a massa e o volume de um solo, então se o volume desse solo reduz, mantendo a massa constante, o peso específico também aumentará. Observando a Figura 3.2, percebemos que a compactação produz um maior entrosamento entre os grãos, aumentando propriedades dos solos, como a coesão e o ângulo de atrito, favorecendo a resistência ao cisalhamento. Se aumentarmos a resistência ao cisalhamento, conseqüentemente aumentaremos também a capacidade de suporte do solo.

Figura 3.2 | Aspectos dos grãos do solo antes e após compactação



Fonte: <<https://goo.gl/wSoSF1>>. Acesso em: 26 nov. 2017.

Da mesma forma, com a redução de vazios, a permeabilidade do solo e sua capacidade de absorção d'água reduzem, tornando o solo mais estável. O Quadro 3.1 resume alguns mecanismos para que seja feita a estabilização de um solo.

Quadro 3.1 | Métodos utilizados para a estabilização de solos

Método	Processo
Físico	Confinamento (solo com atrito entre as partículas); pré-consolidação (solos finos argilosos); mistura (solo + solo); vibroflotação
Químico	Adição de sal; cal; cimento; asfalto
Mecânico	Compactação

Fonte: elaborado pelo autor.



Assimile

Quando um solo é retirado do seu local de origem, transportado e depositado para a construção de um aterro, ele tem seu estado alterado (solo fofo e heterogêneo). Além de pouco resistente e muito deformável, apresenta comportamento diferente de local para local. A compactação é uma técnica que busca o melhoramento do solo em sua nova condição, entende?

Com base nesse contexto, podemos dizer que o principal objetivo da compactação seria a redução da compressibilidade, da variação volumétrica por umedecimento e secagem, da permeabilidade e da absorção de água. Por fim, é preciso que haja o aumento da resistência.



Exemplificando

As técnicas de compactação podem ser empregadas em muitas obras e projetos, como já mencionamos, e entre as principais podemos citar a construção de aterros e camadas constituintes de pavimentos, além de barragens de terra. Estas últimas são muito comuns em aproveitamentos hídricos e áreas de mineração.

Vamos conhecer sobre a origem do ensaio de compactação. Em 1933, o engenheiro Ralph Proctor, a partir de muitos projetos de barragens de terra compactadas, divulgou a sua técnica (posteriormente divulgada como ensaio de compactação Proctor, conforme Figura 3.3), anunciando um dos princípios mais importantes da mecânica dos solos: que a densidade que o solo apresenta após a compactação,

realizada com uma determinada energia, depende da umidade do solo naquele instante.

Figura 3.3 | Ensaio Proctor



Fonte: <https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Proctor_device2.JPG>. Acesso em: 26 nov. 2017.

Resumindo, a massa específica (erradamente chamada de densidade devido à tradução incorreta da palavra inglesa *density*) de um solo compactado é dependente fundamentalmente da energia dispendida e do teor de umidade do solo.

Existem alguns ensaios para a determinação da compactação, tanto em campo quanto em laboratório. Esses ensaios adotam como princípio correlações existentes entre a massa específica aparente seca (ρ_d), a umidade (w) e a energia que será empregada na compactação, utilizando o ensaio idealizado por Proctor. Se utilizarmos esse ensaio, chegaremos à conclusão de que existe uma umidade ótima necessária para compactar um aterro, por exemplo, para cada energia de compactação (dada pelo peso do rolo compressor e pelo número de passadas por camada).



Exemplificando

Basicamente o ensaio idealizado por Proctor (Proctor normal) consiste na utilização de um cilindro metálico (volume de 1 l), onde a amostra sofre compactação em três camadas, cada uma através de 26 golpes a partir de um peso de 2,5 kg em queda livre de uma altura de 30,5 cm. Esse cilindro possui um anel sobressalente para prender o excesso de material, que é retirado depois de completada a compactação. Assim, raspamos então a superfície do solo no cilindro para que tenhamos o volume exato de 1 l.

Inicialmente esse ensaio foi padronizado pela *American Association of State Highway Officials* (AASHO), sendo chamado de *Proctor Standard*. No Brasil, a ABNT (norma MB-33) passou a chamá-lo de Ensaio Normal de Compactação.

Atualmente são utilizados equipamentos que utilizam pesos maiores, permitindo a obtenção de pesos específicos cada vez maiores. Isso exigiu a modificação do ensaio normal de compactação (Proctor intermediário e modificado). Entre as principais modificações estão a utilização de soquetes de 4,5 kg em queda livre de uma altura de 45 cm, compactando o solo em cinco camadas através de 50 golpes de soquete.



Assimile

A grande diferença entre os ensaios Proctor normal e modificado é referente à técnica empregada. Assim, em um ensaio Proctor normal uma pequena amostra de solo é retirada do local da obra. Um peso padronizado é deixado cair várias vezes sobre a amostra. O material é pesado e secado em estufa para obtenção do teor de umidade. No ensaio Proctor modificado a única diferença está em relação ao compactador utilizado: no caso, ele é indicado para maiores impactos, sendo muito indicado para materiais que sejam sujeitos a esforços de cisalhamento.

A Tabela 3.1 apresenta um resumo sobre as técnicas empregadas em laboratório para o ensaio Proctor com algumas características de cada ensaio.

Tabela 3.1 | Características de ensaios Proctor

Ensaio	Peso do pistão (kg)	Altura de queda (cm)	Golpes por camada	Camadas
Proctor Normal	2,5	30,5	26	3
Proctor Modificado	4,5	45,7	55	5
Proctor Intermediário	4,5	45,7	26	5
Proctor – 12 golpes	2,5	30,5	12	3

Fonte: adaptado de Tschebotarioff (1958, p. 305).

Considerando que já tenhamos realizado o ensaio de compactação e determinado a umidade do solo contido no cilindro Proctor, podemos obter a massa específica, a umidade de uma pequena porção do solo retida do material compactado e, por fim, a massa específica aparente seca do solo compactado.

Nesse processo, o solo que será compactado deve possuir um teor de umidade inferior ao valor ótimo (média 5 %). Após a execução da compactação, o peso do corpo de prova deve ser anotado e o peso específico, imediatamente determinado. Também é obtido o teor de umidade, pelo método da estufa. Sequencialmente é adicionada certa quantidade de água a esse solo para que o seu teor de umidade seja 2% maior que o ensaio anterior. O procedimento é repetido algumas vezes. Como vimos, o ensaio Proctor produz a compactação de um solo mediante o impacto.

Outro ensaio muito utilizado na prática da compactação é o Ensaio do Índice de Suporte Califórnia (ISC ou CBR – *California Bearing Ratio*), apresentado na Figura 3.4, que significa a relação entre a pressão, exercida por um pistão de diâmetro padronizado, necessária à penetração no solo até determinado ponto.

Figura 3.4 | Ensaio CBR



Fonte: <<http://www.mattestlaboratories.co.uk/soil-testing/>>. Acesso em: 23 nov. 2017.

Esse ensaio é descrito na NBR 9895 - Solo - Índice de Suporte Califórnia (ABNT, 1987). Por meio do ensaio de CBR é possível conhecer qual será a expansão de um solo sob um pavimento quando este estiver saturado. Ele indica também perda de resistência do solo com a saturação. Você sabia que, apesar de ter um caráter empírico, o ensaio de CBR é mundialmente difundido e serve de base para o

dimensionamento de pavimentos flexíveis? O principal objetivo desse ensaio é fornecer o Índice de Suporte Califórnia (ISC) como índice de resistência do solo compactado.



Assimile

O ISC é utilizado na técnica rodoviária para medição da resistência à penetração dos solos. Assim, ela mede a capacidade de suporte das bases compactadas, sendo muito útil no julgamento de compactação de bases de pavimentos e projetos de pavimentos flexíveis. Interessante, não?

A sequência desse ensaio é bem simples. Inicialmente é determinada a umidade ótima e o peso específico máximo através do ensaio de compactação, utilizando as energias de compactação: 55, 26 e 12 golpes/camada. Posteriormente são determinadas as propriedades expansivas do material e finalmente é feita a determinação do ISC ou CBR.

Outro ensaio bastante utilizado na prática de laboratório é o Ensaio de compactação miniatura Havard (Figura 3.5), desenvolvido pela universidade que leva o nome. Basicamente o procedimento consiste na utilização de um cilindro de 10 cm de altura por 10 cm² de área.

Figura 3.5 | Ensaio Havard



Fonte: <[Você sabe qual seria a vantagem na utilização desse ensaio em relação ao Proctor? A vantagem está na utilização de menor quantidade de material e menor esforço manual. Ele é muito empregado na confecção de corpos de prova de solo compactado, em especial para pesquisas com solo estabilizado com aditivos. Além disso, as pequenas dimensões facilitam operações de cura e rompimento.](https://www.google.com.br/search?rlz=1C1CHZL_pt-BRBR711BR7116&biw=13666&bih=5886&tbm=isch&a=1&ei=YzlaWuCR0oSewAT21LfaAg&q=havard+test+www.cee.vt.edu&oq=havard+test+www.cee.vt.edu&gs_l=psy-ab.3...57395.64553.0.65661.18.18.0.0.0.261.1573.9j5j1.15.0...0...1c.1.64.psy-ab.4.0.0...0.Xo3HJRAKznA#imgrc=0Z2Q8yNePMpf-M>. Acesso em: 26 nov. 2017.</p></div><div data-bbox=)

Em campo, a compactação por impacto é amplamente utilizada. Podemos exemplificar, ao observar os equipamentos, que normalmente são utilizados nas obras, tais como rolos compressores (liso, vibratório, pneumático, pé-de-carneiro, combinados e especiais com grade e placas) e compactadores de impacto/vibratórios, queda livre de grandes pesos e vibroflotação.

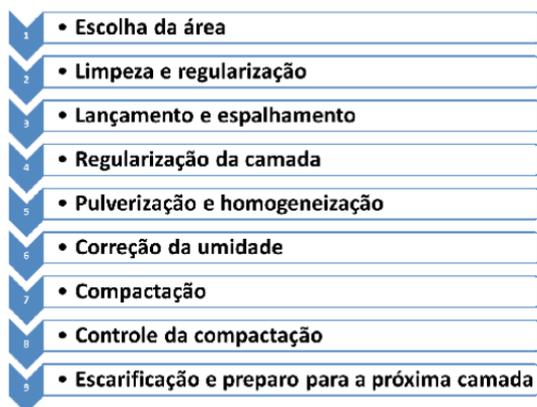


Refleta

Existem muitas técnicas de compactação tanto em campo quanto em laboratório e todas objetivam determinar os parâmetros pós-compactação dos solos. Será que existe maior ou menor vantagem no uso de determinada técnica para uma mesma obra? Qual delas seria a mais indicada para determinado objetivo?

Em campo o procedimento de compactação segue uma ordem lógica (Figura 3.6). Vamos entendê-la?

Figura 3.6 | Etapas da compactação



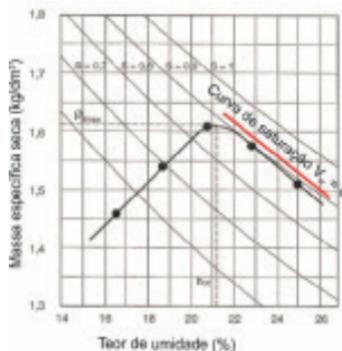
Fonte: elaborada pelo autor.

A primeira etapa consiste na escolha da área de empréstimo. Nesse contexto muitos fatores devem ser considerados, principalmente quanto a questões técnicas e econômicas, como distância de transporte, características geotécnicas e umidade do material em relação à umidade de compactação. Escolhida a área, devemos proceder com a limpeza e a regularização da área de trabalho. Em seguida, são realizados o lançamento e o espalhamento do material (uso de *motoscrapers* ou unidades de transporte). Após essa etapa, é

feita a regularização da camada, utilizando motoniveladora para acerto da altura da camada (espessura das camadas ≤ 30 cm de material fofo para ter 15 a 20 cm de solo compactado, incluindo 2 a 5 cm da camada anterior). Ocorre então a pulverização e a homogeneização do material da camada pela remoção ou desagregação de torrões secos, material aglomerado ou fragmentos de rocha alterada por uso de escarificadores ou arados de disco. É feita a correção da umidade, utilizando técnicas de irrigação (caminhões pipa e irrigadeiras) ou aeração (arados de disco), havendo homogeneização e conferência da umidade. Por fim, é executada a compactação propriamente dita por meio de equipamentos escolhidos de acordo com o tipo de solo e de serviço (número de passadas de acordo com as especificações de densidade ou até atingida a espessura de camada esperada, além da rolagem em passadas longitudinais das bordas ao centro com superposição de no mínimo 20 cm entre as passadas). Após a compactação, é necessário fazer o controle dela pela avaliação da umidade ótima (tolerância de ± 2 a 3%) e $\gamma_{d\max}$ pelo grau de compactação especificado. É feita a escarificação para a camada seguinte, e o processo é repetido.

Agora que vimos sobre as técnicas praticadas para a compactação, vamos entender como esses dados podem ser representados. Quando executamos a compactação no solo, são utilizadas diversas condições de umidade em função de uma determinada energia de compactação. Assim, podemos obter uma curva (curva de compactação), a partir de cinco ou seis pares de valores de massas específicas e teores de umidade. A curva de compactação (Figura 3.7) apresenta a variação dos pesos específicos ou mesmo da massa específica, ambos secos, em função do teor de umidade (w).

Figura 3.7 | Exemplo de curva de compactação



Fonte: adaptado de Sousa Pinto (2006, p. 67).

Com base na Figura 3.7, temos uma estreita relação entre a massa específica e a umidade. Para uma massa específica seca máxima (ou peso específico aparente seco máximo), existe uma umidade ótima ($W_{ótima}$ ou h_{ot}). Então, para cada solo, sob uma dada energia de compactação, existe uma umidade ótima e uma massa específica seca máxima. Antes desse ponto, temos o ramo seco (parte crescente do gráfico) e o ramo úmido (parte decrescente do gráfico). As curvas de compactação, embora sejam diferentes para cada tipo de solo, se assemelham quanto à forma. O comportamento do solo, indicado na curva de compactação, pode ser explicado considerando que à medida que cresce o teor de umidade, até certo valor ($W_{ótima}$), o solo se torna mais “trabalhável”, resultando em massas e pesos específicos maiores e teores de ar no solo menores. Como não é possível expulsar todo o ar existente nos vazios do solo, a curva de compactação não poderá nunca alcançar a curva de saturação (que é, teoricamente, a curva de $V_{ar} = 0$), justificando-se, assim, a partir da massa específica seca máxima, onde o ramo é descendente. Ainda observando a Figura 3.7, podemos notar que, para um baixo teor de umidade, o atrito entre partículas é alto, dificultando a compactação. Quando ocorre o aumento no teor de umidade, há um efeito de lubrificação entre as partículas, aumentando a compactação enquanto a saída de ar é facilitada. Após certo teor de umidade próximo à saturação – umidade ótima ($W_{ótima}$) –, a compactação não consegue mais expulsar o ar dos vazios. Assim, a maior quantidade de água presente resulta em redução da massa específica do solo. Lembre-se de que um solo é considerado com grau de compactação (G_c) 100%, quando: $G_c = \frac{\gamma_{dcampo}}{\gamma_{dmáximo}} \times 100\% = 1$.



Dica

Para elaborarmos uma curva de compactação, iniciamos da seguinte maneira: utilizamos os dados obtidos no ensaio de compactação e desenhamos a curva, que consiste na representação da massa específica seca em função da umidade. Geralmente, associa-se uma reta aos pontos ascendentes do ramo seco, outra aos pontos descendentes do ramo úmido e unem-se as duas por uma curva parabólica. Como se justificou anteriormente, a curva define uma massa específica seca máxima, à qual corresponde uma umidade ótima. No próprio gráfico do ensaio, pode-se traçar a curva de saturação que corresponde à

região geométrica dos valores de umidade e massa específica seca, estando o solo saturado. Da mesma forma, podemos traçar curvas correspondentes a igual grau de saturação. A curva de compactação é definida pela equação:

$$\gamma_d = \frac{S \times \gamma_s \times \gamma_w}{S \times \gamma_w + \gamma_s \times w}, \text{ onde } \gamma_d \text{ é o peso específico aparente}$$

seco, γ_s é o peso específico real dos grãos; γ_w é o peso específico da água, S é o grau de saturação ($S = 1$, quando solo saturado) e w é o teor de umidade.

Existe muita confusão no meio técnico sobre o que seria o processo de compactação e o que seria o processo de adensamento. Vamos entender a diferença entre esses dois processos. No processo de compactação, a diminuição dos vazios do solo ocorre por expulsão do ar contido nos seus vazios. As cargas aplicadas na compactação são de natureza dinâmica, e o efeito conseguido é imediato. No processo de adensamento, ocorre predominantemente a expulsão de água dos interstícios do solo. As cargas aplicadas são normalmente estáticas, e o processo de adensamento ocorre ao longo do tempo (pode levar muitos anos para que ocorra por completo, a depender do tipo de solo). Percebeu a diferença?



Pesquise mais

Agora que aprendemos a teoria da compactação, que tal aprimorarmos ainda mais? Acesse a Biblioteca Virtual e leia as seções 12.1, 12.2 e 12.3 do livro:

CAPUTO, H. P.; CAPUTO, A. N. **Mecânica dos solos e suas aplicações**: volume 1: fundamentos. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2015.

Além disso, acesse o link e aprenda um pouco mais sobre o ensaio de compactação.

Mecânica dos solos: ensaio normal de compactação. Disponível em: <<https://www.youtube.com/watch?v=3ip6hpWeyg0>>. Acesso em: 12 nov. 2017.

Sem medo de errar

Como vimos, a empresa de engenharia em que você trabalha necessita que você auxilie a equipe que fará a adequação de uma área para futuras instalações de um centro de apoio ao tráfego rodoviário. Ela escolhe uma área, e o seu supervisor necessita saber o volume que será adicionado ou escavado, além do volume de água que deverá ser adicionado de água (m^3), para que seja atendida a condição de compactação de projeto. Com base nas características do terreno (área de 20 x 50 m e 6 m de altura, contando da parte mais baixa para a parte mais alta do terreno), podemos deduzir que para a construção de um aterro será necessário escavar parte do terreno e ir depositando esse solo desde a cota mais baixa até que ele fique com 4,6 m de altura, contando da parte mais baixa. Analisando a forma do terreno, podemos calcular o volume se considerarmos como sendo um triângulo retângulo multiplicado pela extensão. Para o cálculo do volume, podemos utilizar o mesmo procedimento, mas, para a obtenção da área do triângulo que compõe o aterro, devemos fazer a seguinte relação: $\frac{50}{x} = \frac{6}{4,6} \therefore x = 38,3 m$. Desta forma, o

volume correspondente ao aterro será:

$$V_{\text{aterro}} = \frac{b \times h}{2} \times \text{frente} \therefore V_{\text{aterro}} = \frac{38,3 \times 4,6}{2} \times 20 = 1761,80 m^3.$$

Sabemos que $V_{\text{aterro}} = V_s \times (1 + e_{\text{aterro}})$. Considerando a umidade natural do campo de 13,5% e os pesos específicos naturais, temos que:

$$e_{\text{aterro}} = \frac{\gamma_{\text{terreno}}}{\gamma_d} - 1 = \frac{\gamma_{\text{terreno}}}{\frac{\gamma_{\text{terreno}}}{(1+w)}} - 1 = \frac{16,40}{16,40} - 1 = 0,13$$

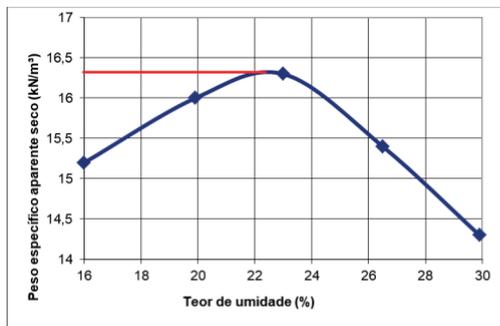
O valor de G pode ser obtido pela relação:

$$G = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} = \frac{\gamma_d \times (1 + e_{\text{aterro}})}{\gamma_w} = \frac{14,45 \times (1 + 0,13)}{10} = 1,63$$

O valor de V_s corresponde a: $V_s = V_{\text{aterro}} - V_v$, onde $V_v = e_{\text{aterro}} \times V_s$, assim $V_s = 1559,11 m^3$.

Vamos agora determinar qual seria a umidade de projeto e para isso utilizaremos os resultados de CBR que estão plotados na curva de compactação (Figura 3.8) a seguir:

Figura 3.8 | Curva de compactação



Fonte: elaborada pelo autor.

Na curva é indicado o par (22,2%; 16,4 kN/m³) que corresponde a um grau de compactação igual a 100%.

Para calcularmos o volume de água necessário para que as exigências de projeto sejam respeitadas, ou seja, o grau de compactação de 100% e o teor de umidade de 22,2 %, podemos utilizar a fórmula $V_w = w \times V_s \times G$. Então:

$$\text{Volume de água no terreno é } V_w = 0,135 \times 1559,11 \times 1,63 = 343,08 \text{ m}^3$$

$$\text{Volume de água no aterro é } V_w = 0,222 \times 1559,11 \times 1,63 = 564,18 \text{ m}^3$$

O volume de água a ser acrescentado no aterro para que se obtenha os parâmetros de projeto será dado pela diferença entre o volume de água no terreno e o volume de água no aterro, ou seja, 221,10 m³.

Avançando na prática

Obtendo resultados dos ensaios de compactação.

Descrição da situação-problema

A empresa de engenharia decide iniciar a alternativa do traçado da rodovia e para isso constrói seu primeiro aterro de conquista. Após alguns ensaios de compactação, são adotados os resultados apresentados na Tabela 3.2 a seguir:

Tabela 3.2 | Resultados de ensaio de compactação

Amostras	1	2	3	4	5
Massa específica natural g/cm ³	1,37	1,62	1,58	1,54	1,51
Teor de umidade %	13,86	19,11	23,56	24,95	26,14

Fonte: elaborada pelo autor.

Com os dados apresentados na tabela acima, desenhe a curva de compactação e determine a umidade ótima e a massa específica aparente seca máximo do material que será usado para a construção de um aterro.

Resolução da situação-problema

Com base nos dados fornecidos de massa específica úmida, podemos determinar a massa específica seca pela expressão:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + w}$$

3.3 a seguir:

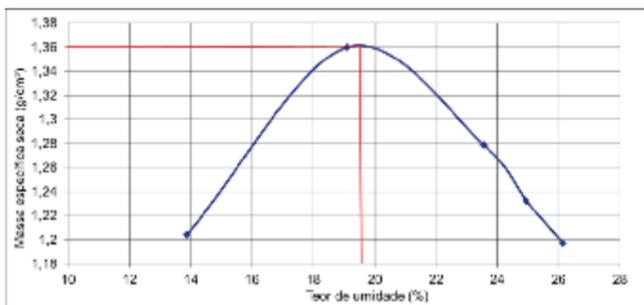
Tabela 3.3 | Dados interpretados do solo

Amostras	1	2	3	4	5
Massa específica natural (g/cm ³)	1,37	1,62	1,58	1,54	1,51
Umidade %	13,86	19,11	23,56	24,95	26,14
Massa específica seca (g/cm ³)	1,204	1,36	1,27	1,23	1,19

Fonte: elaborada pelo autor.

A partir da tabela podemos construir a curva de compactação apresentada na Figura 3.9 a seguir:

Figura 3.9 | Curva de compactação para o problema apresentado



Fonte: elaborada pelo autor.

Com base nos resultados apresentados, obtemos que a massa específica aparente seca máxima e o teor de umidade ótima são, respectivamente, $1,36 \text{ g/cm}^3$ e 19,35%.

Faça valer a pena

1. Um solo in natura apresenta características únicas, podendo haver uma mudança em sua estrutura quando sofre qualquer tipo de intervenção. Entre os processos artificiais que podem alterar as características de um solo está a compactação. A respeito da compactação de um solo, podemos afirmar que:

Assinale a alternativa correta:

- a) O adensamento é um tipo de compactação que ocorre ao longo do tempo.
- b) O teor de umidade de um solo compactado está afastado do limite de plasticidade de um solo.
- c) Pressões aplicadas em um tempo restrito juntamente com o teor de umidade do solo influenciam o resultado da compactação.
- d) É feita por métodos físicos, químicos e mecânicos.
- e) Ocorre a alteração do volume de partículas sólidas do solo.

2. Uma das principais características de um solo, após o processo de compactação, é que ele se encontra em sua umidade ótima. Sobre o papel da umidade na compactação, podemos afirmar que:

Assinale a alternativa correta:

- a) A umidade ótima corresponde à umidade inicial do solo, que deve ser mantida após a compactação.
- b) Se for acrescida ou retirada certa quantidade de água e o solo for compactado, a massa específica é mantida.
- c) Sequências de ensaios de compactação permitem a obtenção da densidade e o teor de umidade, fundamentais para a construção da curva de compactação.
- d) Existe um teor de umidade para o qual a massa específica seca alcança valor máximo, chamada de umidade ótima.
- e) A umidade ótima representa o menor teor de umidade natural em uma amostra compactada.

3. Para determinar a densidade de um solo em campo foi feita uma cavidade em um solo arenoso úmido de volume $2,04 \text{ dm}^3$. O peso da areia extraída, em seu estado natural, corresponde a $3,287 \text{ kg}$ e o peso da mesma areia seca, $3,080 \text{ kg}$. Supondo G igual a $2,65$, determine o teor de umidade, o índice de vazios e a porosidade, respectivamente.

Assinale a alternativa correta:

- a) $6,7 \%$; $0,76$; 43% .
- b) $6,7 \%$; $0,78$; 49% .
- c) $6,1 \%$; $0,71$; 41% .
- d) $8,7 \%$; $0,68$; 38% .
- e) $6,3 \%$; $0,76$; 43% .

Seção 3.2

A compactação no campo

Diálogo aberto

Olá, aluno! Nesta segunda seção da Unidade 3 estudaremos um pouco mais sobre a compactação, o papel da energia de compactação na eficiência de uma obra, além dos equipamentos mais utilizados para tal. A compactação é muito utilizada na construção de estradas e aeroportos, barragens de terra, fundações e aterros, por exemplo. Assim, na construção de rodovias e aeroportos, a compactação possibilita execução imediata do pavimento definitivo, sem receio de recalques futuros, gerando pavimentos mais econômicos, devido ao aumento da capacidade de suporte do subleito. Em barragens de terra a técnica melhora a estabilidade do maciço terroso. Já para fundações é possível a execução de estruturas utilizando taxas admissíveis maiores e mais econômicas. Vamos aplicar um pouco mais da técnica de compactação? A empresa de engenharia em que você trabalha estuda traçados alternativos rodoviários e decide por áreas que necessitam da construção de aterros de conquista. Durante a execução do novo trecho da rodovia Rio – SP, a empresa solicitou a você verificar o potencial de determinado horizonte de solo, encontrado nas proximidades, como material para construção de pavimentos flexíveis. Desta forma, você foi encarregado de coletar material e encaminhar ao laboratório de pavimentos, dando prosseguimento aos ensaios. Foram preparados três corpos de prova na umidade ótima, com 13, 27 e 56 golpes, sendo determinado o peso específico seco para cada um deles. Após quatro dias de imersão dos corpos de prova em água destilada, foi medida a resistência à penetração de um pistão, com diâmetro de 5 cm, com uma velocidade controlada de 1,25 mm/min. As pressões padrões para penetrações de 2,54 mm e 5,08 mm são respectivamente 6,9 MPa e 10,3 MPa. A Tabela 3.4 mostra os resultados do ensaio da penetração (P_e) pela pressão (P) em função do tempo (t).

Tabela 3.4 | Resultados da penetração

t (min)	Pe (mm)	P (Mpa)	t (min)	Pe (mm)	P (Mpa)	t (min)	Pe (mm)	P (Mpa)
0	0	0,00	2,5	3,17	0,91	6,0	7,62	1,16
0,5	0,63	0,18	3,0	3,81	0,98	7,0	8,89	1,20
1,0	1,27	0,32	3,5	4,44	1,05	8,0	10,16	1,28
1,5	1,90	0,51	4,0	5,08	1,09	9,0	11,43	1,35
2,0	2,54	0,73	5,0	6,35	1,12	10,0	12,70	1,42

Fonte: elaborada pelo autor.

Com base nos resultados você deve apresentar um relatório técnico discorrendo sobre o potencial deste solo para uso em pavimentos flexíveis. Avalie por meio da variação do CBR, recomendando ou não a utilização desse material. É fundamental que você lembre as recomendações praticadas, apoiando-se em normas e técnicas praticadas. Vamos começar?

Não pode faltar

Olá, aluno! Em nossa seção anterior estudamos os princípios da compactação e sua prática nas obras. Vimos também sobre os diferentes ensaios de compactação em campo e laboratório. Por fim, vimos como os resultados obtidos nesses ensaios podem ser interpretados, utilizando a curva de compactação. Nesta seção falaremos um pouco mais sobre essa técnica, principalmente sobre a energia de compactação, o dimensionamento dos equipamentos utilizados e como podemos determinar o controle da compactação em obras importantes, como obras de terra, aterros e pavimentos flexíveis. Vimos que existem variações dentro da prática dos ensaios, mas você sabia que ela está relacionada justamente com a energia de compactação? Devido à necessidade das exigências de muitos projetos (a adoção de padrões de compactação e o aprimoramento das técnicas), muitos equipamentos foram desenvolvidos de forma a suprir essa necessidade, e conseqüentemente a energia de compactação sofreu modificação (aumento do peso dos soquetes, altura de queda e especialmente a adoção de equipamentos robustos como rolos e compactadores mecânicos). Essa modificação foi motivada principalmente devido ao aumento na produtividade das obras, de uma maneira mais econômica. A Tabela 3.5 apresenta as energias de compactação para os ensaios Proctor.

Tabela 3.5 | Energias de compactação

Ensaio	Energia de compactação (kg.cm/cm ³)
Normal	5,7
Intermediário	12,6
Modificado	26,6

Fonte: elaborada pelo autor.



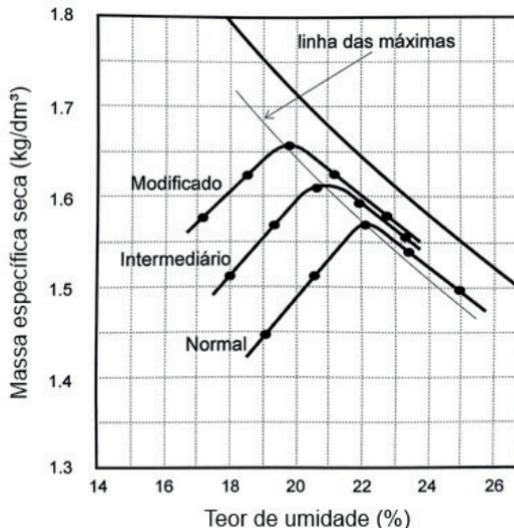
Assimile

Energia de compactação é o esforço de compactação de um trabalho executado, por uma unidade de volume de solo após compactação. Ela pode ser determinada pela expressão $E = \frac{P \times h \times N \times n}{V}$, onde E

corresponde à energia de compactação (por volume, representado por V), P é o peso do soquete, h representa a altura de queda do soquete e N e n são o número de golpes por camada e o número de camadas, respectivamente. Os dados para utilizarmos na fórmula podem ser obtidos a partir da Tabela 3.1 (contida em nossa seção anterior) e da Tabela 3.4.

Podemos observar a influência da energia de compactação nos parâmetros físicos dos solos mediante a Figura 3.10.

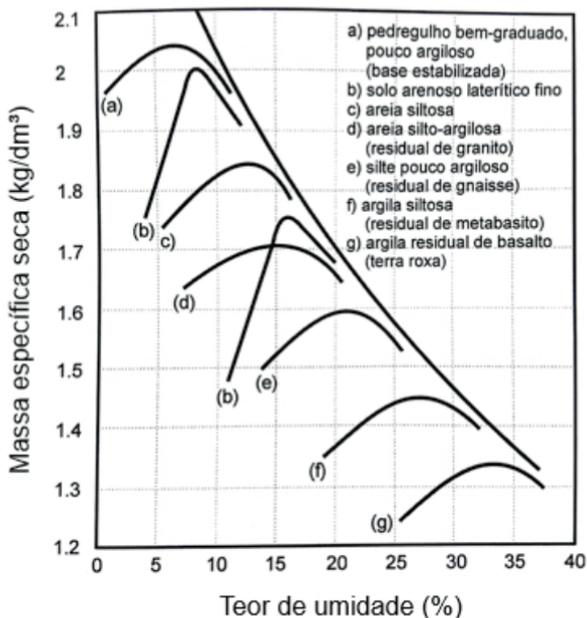
Figura 3.10 | Curvas de compactação para as energias Proctor



Fonte: adaptada de Pinto (2006, p. 83).

Como você pode perceber, à medida que a energia vai aumentando, a massa específica seca do solo também aumenta, com a redução do teor de umidade. Além da energia, as características dos solos na eficiência da compactação são fundamentais. Podemos exemplificar essa variação da massa específica pelo teor de umidade, para uma dada energia, ensaiando diferentes solos, conforme apresentado na Figura 3.11.

Figura 3.11 | Curvas de compactação para diferentes solos



Fonte: adaptada de Pinto (2006, p. 80).



Refleta

Observando a Figura 3.11 podemos notar que, dentre todos os solos, os lateríticos (b) apresentam o ramo seco bem íngreme, em relação aos outros. Você conseguiria imaginar o porquê? Lembre-se da Seção 1.1.

Assim, podemos apresentar alguns valores típicos de $W_{ótima}$ e $\gamma_{dsmáx}$ para alguns solos típicos, como apresentado na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 | Valores de $W_{\text{ótima}}$ e $\gamma_{\text{dsmáx}}$ para solos típicos

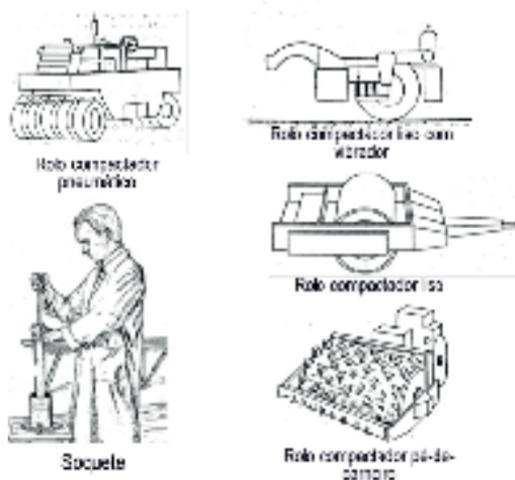
Solos	$W_{\text{ótima}}(\%)$	$\gamma_{\text{dsmáx}}$ (kN/m ³)
Solos argilosos	25 a 30	14 a 15
Solos siltosos	curvas abatidas e baixos valores de $\gamma_{\text{smáx}}$	
Areias bem graduadas com pedregulhos	9 a 10	20 a 21
Areias finas argilosas lateríticas	12 a 14	19

Fonte: elaborado pelo autor.

Se analisarmos a Figura 3.11 e a Tabela 3.6, podemos estimar uma previsão dos comportamentos desses solos, quando submetidos aos processos de compactação. Assim, podemos esperar que, por exemplo, as areias puras sejam totalmente ineficientes à compactação, porém solos arenosos com uma pequena porcentagem de argila respondam bem. No caso de argilas muito plásticas, a tentativa do uso do rolo compressor não permite que ocorra uma compactação eficiente, pois o solo se comporta analogamente como uma “massa de pão”. Se tivermos em nosso solo a presença de matéria orgânica, o que você acha que aconteceria no processo de compactação? O aumento da fração de matéria orgânica produz uma redução da massa específica seca máxima na compactação e ao mesmo tempo aumenta a compressibilidade do solo, muito prejudicial para obras como aterros e fundações, por exemplo. Neste caso, se a fração for inferior a 10%, a massa específica seca diminuirá consideravelmente. Da mesma forma, o teor de umidade ótima aumentará com o aumento da matéria orgânica.

Existem muitos equipamentos que podem ser utilizados para execução dos ensaios de compactação, e eles podem ser divididos em três categorias: os soquetes mecânicos, os rolos estáticos e os rolos vibratórios, conforme alguns exemplos apresentados na Figura 3.12. Cada um deles é utilizado para um objetivo, vamos conhecê-los?

Figura 3.12 | Equipamentos para compactação



Fonte: Vargas (1977, p. 49 e 57 a 59).



Assimile

Dentre os equipamentos utilizados na compactação em campo, qual seria o mais indicado na prática? Tudo depende do nosso objetivo e do tipo de solo que temos no local!

Os soquetes são equipamentos compactos utilizados em locais de difícil acesso a outros equipamentos, podendo ser manuais ou mecânicos. Algumas limitações dos soquetes estão relacionadas às camadas compactadas. Elas devem ter de 10 a 15 cm para solos finos e 15 cm para solos grossos. Podem também ser utilizados compactadores mecânicos automáticos, popularmente conhecidos como “sapos”. Já os rolos estáticos são representados por rolos pé-de-carneiro, rolos lisos de roda de aço e pneumáticos. Os rolos pé-de-carneiros são adequados para camadas com 15 cm de espessura e um número de passadas que varia de 4 a 6 (solos finos) e de 6 a 8 (solos grossos), sendo muito indicados para solos não arenosos, promovendo um maior entrosamento entre as camadas pós-compactação. São equipamentos robustos compostos por cilindros metálicos com protuberâncias (o que dá o nome pé-de-carneiro a este equipamento), em formato troncal cônico, com 20 cm de

altura. A eficácia em sua utilização está relacionada com a pressão e a área de contato de cada pé, com o peso do rolo, o número de pés por tambor que estão em contato com o solo. Já os rolos lisos são indicados para camadas com espessura entre 5 e 15 cm, com 4 a 5 passadas, sendo muito indicados em base de estradas, capeamentos, onde os solos sejam arenosos, pedregulhosos ou compostos por agregados graúdos. Trata-se de um cilindro oco de aço, preenchido ou não por areia umedecida ou água, objetivando aumentar a pressão. Em solos finos, o peso do rolo varia em função da baixa ou da alta plasticidade. Assim, em solos de baixa plasticidade são usados rolos de 7 ton. e para alta, rolos de 10 ton. Quanto à sua utilização, ele apresenta pequena área de contato (devido às dimensões do rolo e às partes que tocam o solo) e, em solos muito moles, ele afunda, dificultando a tração do equipamento, sendo esta uma desvantagem. Já os rolos pneumáticos são muito indicados para compactação de solos finos a arenosos, bem como capas asfálticas, bases e sub-bases de estradas. Recomendados para camadas com 40 cm de espessura, sua eficiência na compactação está relacionada com a área de contato, pressão dos pneus e peso do equipamento. Cabe ressaltar que pesos muito elevados podem causar rupturas no solo. Por fim, temos os rolos vibratórios, cuja compactação do solo é consequência da vibração do equipamento, sendo eficientes em solos arenosos (camadas de até 15 cm) e, desta forma, com grande vantagem sobre os rolos pé-de-carneiro e pneumáticos. A frequência de vibração possui um efeito singular no processo de compactação, todavia o uso incorreto causa a supercompactação.



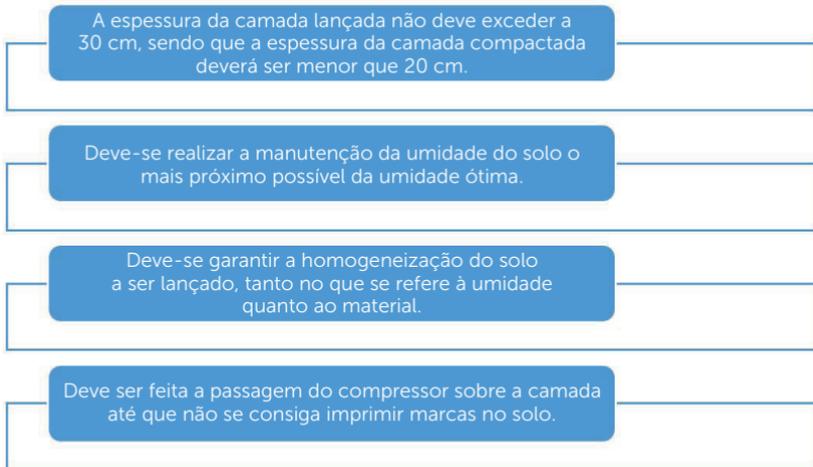
Exemplificando

Podemos escolher o equipamento mais adequado com base nos materiais naturais. Se tivermos solos coesivos, como siltes e argilas, são indicados rolos pé-de-carneiro e rolos conjugados. Isso se dá pelo fato de que, na parcela das partículas finas e muito finas, a força de coesão é muito presente. No caso de solos granulares, não existe coesão ou ela é mínima, porém há atrito interno entre os grãos, sendo indicados rolos lisos vibratórios. Cabe ressaltar que os parâmetros de coesão e ângulo de atrito caracterizam a resistência dos solos. Para mistura de solos (materiais coesivos e granulares em proporções variadas), que não possuem predomínio de uma ou outra fração que o compõem,

são indicados rolo pé-de-carneiro vibratório. Outro tipo que pode ser utilizado são rolos pneumáticos com rodas oscilantes, se a mistura de solo contiver argila, silte e areia. Na dúvida de qual equipamento usar, recomendam-se rolos pneumáticos pesados, com grande diâmetro e largura, para qualquer tipo de solo.

Não basta conhecermos os equipamentos e os materiais a serem compactados. É preciso haver um efetivo controle da compactação, sabia? Para que ele ocorra de forma adequada, alguns aspectos devem ser considerados, como: (i) o tipo de solo, (ii) a espessura da camada, (iii) o entrosamento entre as camadas, (iv) o número de passadas, (v) o tipo de equipamento, (vi) a umidade do solo em campo e (vii) o grau de compactação atingido. Desta forma, algumas medidas podem ser tomadas (Figura 3.13).

Figura 3.13 | Cuidados em uma compactação



Fonte: elaborado pelo autor.



Exemplificando

Vamos entender na prática como proceder a um controle da compactação, utilizando como exemplo a execução de um aterro. Inicialmente é feita a coleta de amostras de solo do local de empréstimo. Sequencialmente são executados os ensaios de compactação em laboratório. Com base nos resultados, é gerada

a curva de compactação e são obtidos os pesos específicos secos máximos e o teor de umidade ótima. À medida que o aterro for sendo executado, é necessário verificar, em cada camada compactada, qual seria o teor de umidade empregado, comparando-o com a que obtivemos em laboratório. Esse valor deve corresponder à seguinte relação: $w_{campo}(-2\%) < w_{ótima} < w_{campo}(+2\%)$. Também é necessário determinar o peso específico seco do solo no campo com o laboratório e, como vimos em nossa seção anterior, definir o grau de compactação (G_c). Se estas especificações não forem atendidas, então uma nova compactação deverá ser executada.

Existem ensaios que nos ajudam no controle da compactação, por meio do controle do teor de umidade ("speedy" e método da frigideira) e peso específico (frasco de areia, cilindro cortante e alguns mais modernos, como "nuclear moisture density meter", pela emissão de raios gama e nêutrons), já vistos em nossa Unidade 2.



Dica

Para que você elabore uma rotina de controle de compactação, é recomendada (DNER-ME 049/94 e DNER ME 129/94) a prática de um ensaio de compactação e um controle de massa específica para cada 1000 m³ compactados. No caso de solos finos, o controle da massa específica deve ser para cada 100 m de extensão (alternativamente centro e bordos).

Uma das maneiras mais praticadas para termos a certeza de que o grau de compactação foi atingido está na construção de um aterro experimental previamente no local desejado ou, mesmo, usar as próprias camadas que sofreram compactação para esta finalidade.

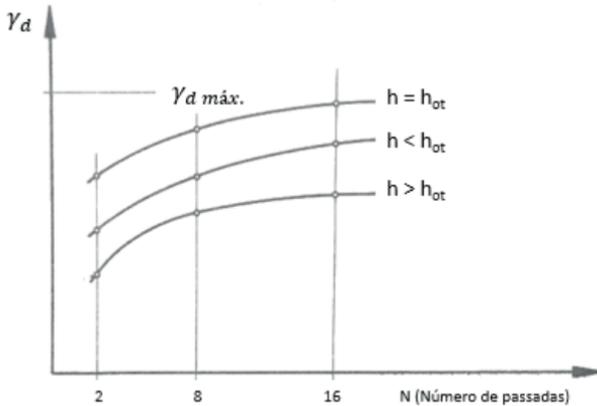


Exemplificando

Para a construção de um aterro experimental, devemos inicialmente escolher a área regularizada e compactada. Sequencialmente serão lançadas camadas do aterro experimental, adotando faixas com o dobro de largura do rolo compressor. Isso é para que ele passe de um lado, percorra o trecho experimental e volte pelo outro, tantas vezes

for necessário. A espessura da camada, inicialmente fofa, terá até 25 cm, sendo rigorosamente controlada. Cada trecho terá uma umidade mais próxima à ótima (h_{ot}) possível, sendo determinados os pesos específicos secos (γ_d) e umidades ao final de 2, 4, 8, 16 e 32 passadas. Assim, com base nesses resultados, construímos um gráfico como o apresentado na Figura 3.14.

Figura 3.14 | Curva de passadas para um aterro experimental



Fonte: adaptada de Vargas (1977, p. 66).

A partir dele podemos escolher qual será o número de passadas necessárias para compactar o aterro, lembrando que um aterro experimental pode ser repetido para cada tipo de solo e equipamentos disponíveis.

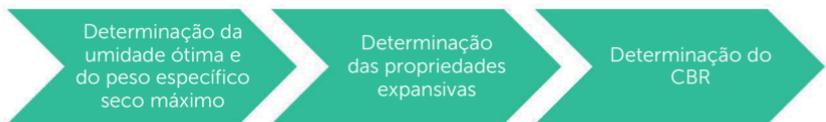
A interpretação da Figura 3.14 deve seguir algumas etapas. Uma das curvas indicará qual será o $\gamma_{d máx}$ para os esforços a partir de um dado equipamento de compactação. O $\gamma_{d máx}$ do laboratório poderá ser igual ou superior a esse valor. No caso de ser inferior, deve ser determinado o número de passadas necessárias para que o equipamento leve o peso específico desejado. Se $\gamma_{d máx}$ de laboratório for superior ao $\gamma_{d máx}$ do aterro, então o equipamento utilizado deverá ser alterado para outro. Se o $\gamma_{d máx}$ do aterro estiver próximo do $\gamma_{d máx}$ do laboratório (com uma variação de $\gamma_{d máx}$), então a energia de compactação obtida pelo equipamento será considerada adequada ao ensaio de laboratório. Lembre-se: os corpos de prova (CPs) compactados na $W_{ótima}$ não correspondem a resistências máximas, mas sim a máximas resistências estáveis, isto é, que não variam muito com uma saturação complementar.



A escolha do equipamento a ser utilizado em aterros experimentais é baseada em resultados de ensaios. Será que fatores econômicos, como o custo de equipamento, manutenção e combustível, podem restringir uma avaliação? Será que existem métodos alternativos?

Já a compactação aplicada a pavimentos flexíveis e bases de pavimentos utiliza o ensaio California Bearing Ratio (CBR) – ou Índice de Suporte Califórnia (ISC) – estudado em nossa seção anterior. Ele é muito útil em projetos rodoviários onde é necessário medir a resistência à penetração dos solos a partir da capacidade de suporte das bases compactadas. Vamos nos aprofundar um pouco mais nesse ensaio? Uma das características desse ensaio é a sua divisão em etapas, conforme apresentado na Figura 3.15.

Figura 3.15 | Etapas na compactação de pavimentos



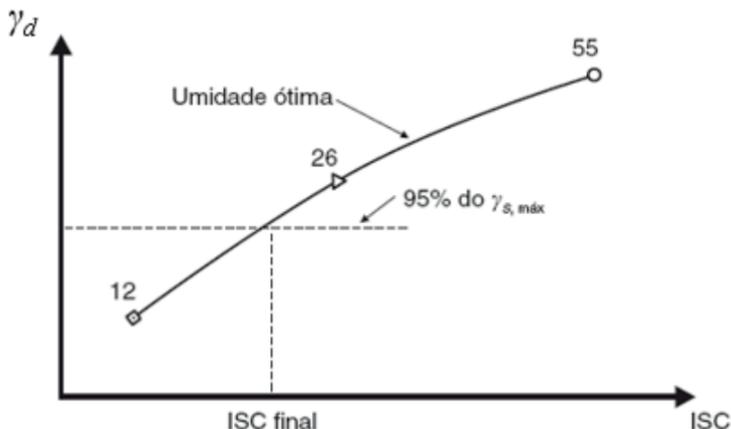
Fonte: elaborada pelo autor.

Primeiramente é feito um ensaio de compactação, semelhante ao Proctor modificado com cinco camadas, em termos de golpes e peso do soquete e altura de queda. A $W_{ótima}$ e o $\gamma_{d\text{máx}}$ são determinados a partir de três energias de compactação (55, 26 e 12 golpes/camada). Na etapa de expansão são moldados três CPs com $W_{ótima}$ e $\gamma_{d\text{máx}}$ obtidos na etapa anterior. É medida a expansão por absorção d'água, utilizando extensômetros (medem a deformação), por meio da imersão dos CPs, sendo colocados anéis (4,5 a 5 kg) para simular o peso dos pavimentos. São feitas medidas progressivas, a cada 24 horas, por quatro dias consecutivos para reproduzir a condição mais desfavorável em campo. Na última etapa é medida a resistência à penetração de cada CP e então é traçado o gráfico da pressão pela penetração, ou seja, do peso específico seco pelo CBR (Figura 3.16). O CBR pode ser determinado

pela expressão $CBR = \frac{\text{pressão}_{\text{calculada}}}{\text{pressão}_{\text{padrão}}} (\%)$, onde a penetração calculada é

obtida no ensaio e a pressão padrão é variável pra cada aparelho.

Figura 3.16 | Cálculo do CBR



Fonte: Caputo (1961, p. 164).



Assimile

Segundo o DNER (DNER-ME 049/94 e DNER ME 129/94), para que materiais sejam considerados bons para subleitos, devem ser obtidas expansões inferiores a 3 % e CBR > 20%. Para materiais de sub-base e base, as expansões devem ser inferiores a 2 % e 1 % para expansão e > 20 % e 40 %, respectivamente.

Outras obras importantes dependentes da técnica de compactação são barragens de terra. Elas podem ser consideradas aterros de grande altura e estão sujeitas a percolação de água. Suas condições de compactação devem ter, assim, características diferentes das utilizadas em aterros e obras de pavimentação. A Bureau of Reclamation, uma das organizações de maior autoridade em termos de construção de barragens de terra, recomenda critérios diferentes de especificações para solos finos (zonas impermeáveis) e solos grossos (zonas permeáveis), levando em conta o comportamento geral dos solos. No caso dos solos finos, a preocupação maior está relacionada à geração de pressões neutras (poro pressões), devido à baixa permeabilidade desses solos. Assim, podemos tratar o critério de compactação distintamente, considerando as zonas impermeáveis e permeáveis. Para os solos impermeáveis, podemos considerar os parâmetros apresentados na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 | Zona impermeável – solos finos

Altura da barragem (m)	% a subtrair da $w_{ótima}$	G_c a ser obtido (%)
0 – 45	0 – 2,0	98
45 – 90	1 – 2,5	96
90 – 130	1,5 – 3,0	94

Fonte: adaptada de U.S. Bureau of Reclamation (1998).

O critério adotado para obtenção da $w_{ótima}$ e da $\gamma_{d\text{máx}}$ é diferente do praticado em ensaios Proctor normal ou modificado, ou seja, utiliza, por exemplo, um soquete com peso de 2,5 kg, altura de queda de 45,7 cm, número de camadas igual a 3, número de golpes por camada igual a 25, utilizando uma energia de 61 t.m/m³. A adoção dos parâmetros sugeridos na Tabela 3.7 é recomendada em casos em que não foram feitos estudos especiais sobre a poropressão. Para alturas intermediárias também é possível interpolar valores para o teor de umidade. No caso da compactação para as zonas permeáveis, a Bureau of Reclamation recomenda que a compactação seja em função do grau de compactação pela expressão:

$$G_c = \frac{e_{máx} - e_{nat}}{e_{máx} - e_{mín}} = \frac{\gamma_{smáx} \times (\gamma_{nat} - \gamma_{smín})}{\gamma_{nat} \times (\gamma_{smáx} - \gamma_{smín})}, \text{ onde } \gamma_{d\text{máx}} \text{ e } \gamma_{d\text{mín}} \text{ são as}$$

massas específicas secas mínimas e máximas correspondentes a $e_{mín}$ e $e_{máx}$, obtidos conforme as normas praticadas pelo Bureau. Desta forma, é satisfatório para solos granulares, quando $G_c = 0,70\%$.



Pesquise mais

Vamos aprender um pouco mais sobre os processos construtivos de estradas, aterros e barragens de terra? Acesse os artigos sobre esses temas:

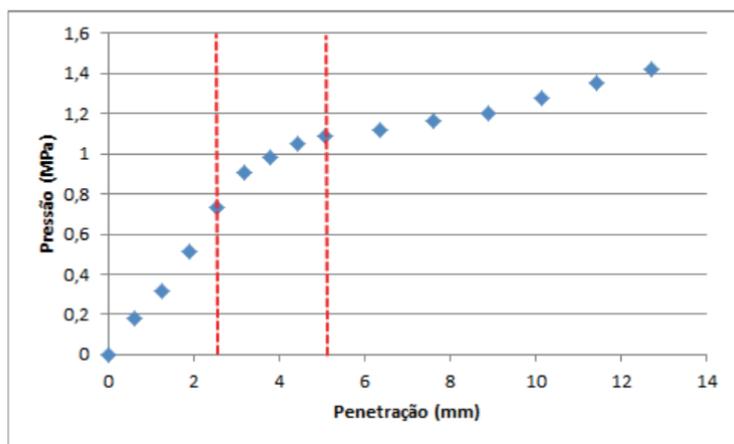
MELLO, L. G. F. S.; BILFINGER, W.; CAMMAROTA, L. P. **Controle de qualidade de aterros hidráulicos arenosos**. Disponível em: <https://www.abms.com.br/links/bibliotecavirtual/cobramseg/2014/599701_80_Controlde_de_Qualidade_de_Aterros_Hidraulicos_Arenosos.pdf>. Acesso em: 9 fev. 2018.

CARVALHO, D.; PASCHOALIN FILHO, J. A. **Estudo da estabilidade de pequenas barragens de terra compactadas em três teores de umidade**. Disponível em: <<http://www.redalyc.org/html/810/81000205/>>. Acesso em: 9 fev. 2018.

Sem medo de errar

Como vimos a empresa de engenharia, que você trabalha, estuda traçados alternativos rodoviários e decide por áreas que necessitam da construção de aterros de conquista. Em uma segunda etapa, durante a execução do novo trecho da rodovia Rio – SP, a empresa solicitou que você verificasse o potencial de determinado horizonte de solo, encontrado nas proximidades, como material para construção de pavimentos flexíveis. Desta forma, você foi encarregado de coletar material e encaminhar ao laboratório de pavimentos, dando prosseguimento aos ensaios. Os ensaios foram apresentados na Tabela 3.4 e, como um segundo desafio profissional, é necessário que você decida se o solo ensaiado seria adequado ou não como uso a pavimentos flexíveis. Vamos analisar primeiramente os resultados obtidos na Tabela 3.4, plotando os valores de penetração pela pressão e realçando os valores obtidos nas pressões padrões correspondentes à penetração de 2,54 mm e 5,08 mm, respectivamente, conforme a Figura 3.17.

Figura 3.17 | Relação entre a pressão e a penetração



Fonte: elaborada pelo autor.

Determinamos o CBR por meio da Figura 3.17. Nela obtemos uma reta tangente no ponto de inflexão, até que ela intercepte o eixo correspondente às penetrações do pistão, onde utilizamos as pressões padrões que temos. Assim, utilizando a fórmula de determinação do CBR e substituindo os valores para ambas as penetrações, temos que:

Para a penetração de 2,54 mm:

$$CBR = \frac{\textit{pressão}_{calculada}}{\textit{pressão}_{padr\~ao}} \times 100 = \frac{0,73}{6,9} = 10,6\%$$

Para a penetração de 5,08 mm:

$$CBR = \frac{\textit{pressão}_{calculada}}{\textit{pressão}_{padr\~ao}} \times 100 = \frac{1,09}{10,3} = 18,4\%$$

Não são informadas as condições de expansão, então vamos analisar com base apenas no CBR. A partir do maior valor (18,4 %) e segundo as recomendações do DNER, esse material não seria adequado como subleito e sub-base e nem como base, por não atender o mínimo de 20 %.

Avançando na prática

Executando o aterro

Descrição da situação-problema

Após a escolha de um primeiro trecho da rodovia para a implantação de um aterro experimental, a empresa opta pela utilização do equipamento do tipo "sapo". Desta forma, é solicitado que você determine: quantas passagens desse equipamento são necessárias para desenvolver uma energia de compactação equivalente à de um ensaio Proctor normal, se a compactação for feita em camadas de 15 cm e uma sobreposição das faixas do sapo for assumida em cada passagem de 50%? Considere a energia de cada golpe do sapo igual a 33 kg.m e que a área de contato do pé do equipamento é de 450 cm².

Resolução da situação-problema

Como é dada a energia do equipamento tipo sapo para cada golpe e a área de contato do equipamento com o solo, a energia por cada passada pode ser determinada pela expressão:

$$E = \frac{E_{golpe}}{\textit{Área} \times \textit{Sobreposição}_{camadas} \times \textit{Espessura}_{camada}} = \frac{33}{450 \times 0,50 \times 15} = 0,00978 \text{kg} \times \textit{m} / \textit{cm}^3$$

Com base na Tabela 3.5 a energia do ensaio Proctor normal corresponde a $5,7 \text{ kg} \times \text{m} / \text{cm}^3$. Assim, para determinarmos o número de passadas necessárias, basta fazermos a seguinte relação:

$$n_{\text{passadas}} = \frac{5,7}{0,00978} = 582,8 \sim 583. \text{ Arredondando, com esse tipo de}$$

equipamento, seriam necessárias 583 passadas.

Faça valer a pena

1. Os resultados de compactação indicam que existe um determinado teor de umidade para uma dada massa específica seca máxima, sendo este teor denominado de umidade ótima. Neste sentido, de que forma ocorre a influência da energia de compactação na massa específica seca máxima?

Assinale a alternativa correta:

- a) De forma padronizada, devido aos equipamentos de compactação.
- b) De forma variável, em função do processo de compactação.
- c) De forma variável, preservando a estrutura original do solo.
- d) De forma padronizada, com chance a modificação da umidade ótima e da massa específica seca máxima.
- e) De forma constante, sempre com a mesma relação entre a umidade ótima e a massa específica seca máxima.

2. Observando os resultados para ensaios de compactação é possível notar que as curvas de compactação se desviam para a esquerda e para cima. Esse comportamento é reflexo do processo de compactação. Nesse contexto, analise as afirmativas:

I - A eficiência da compactação será a semelhante, mesmo utilizando distintos equipamentos, contanto que sejam normalizados.

II - Processos diferentes de compactação produzem estruturas diferentes no solo compactado.

III - Métodos de compactação diferentes podem apresentar energias de compactação equivalentes.

IV - A compactação sempre produzirá pares diferentes de umidade e massa específica seca.

Agora, assinale a alternativa que apresenta a resposta correta:

- a) Apenas as afirmativas I e III estão corretas.
- b) Apenas as afirmativas I e IV estão corretas.
- c) Apenas as afirmativas II e III estão corretas.

- d) Apenas as afirmativas I, II e IV estão corretas.
e) Apenas as afirmativas II, III e IV estão corretas.

3. Um aterro deve ser construído com argila proveniente de uma área de empréstimo. É especificado que o material será compactado por rolos para resultar em um grau de compactação de 97%. Se $W_{ótima}$ e a $\rho_{d máx}$ em laboratório são, respectivamente, 16,5% e $1,12 \text{ g/cm}^3$, a ρ_d provável do material de empréstimo é:

Assinale a alternativa correta:

- a) $1,15 \text{ g/cm}^3$.
b) $1,27 \text{ g/cm}^3$.
c) $0,90 \text{ g/cm}^3$.
d) $1,08 \text{ g/cm}^3$.
e) $0,18 \text{ g/cm}^3$.

Seção 3.3

Ensaio Proctor

Diálogo aberto

Olá, aluno! Nesta terceira seção veremos a prática dos conceitos da compactação (vistos nas Seções 3.1 e 3.2), principalmente quanto aos tipos de ensaios Proctor praticados e a interpretação de seus resultados. Por diversas vezes em projetos de engenharia um solo de uma área de interesse não apresenta as condições ideais solicitadas em projeto. Dentre essas características podemos mencionar a baixa resistência, a alta compressibilidade ou mesmo o fato de serem inviavelmente econômicos do ponto de vista de exploração e tratamento. Entretanto, em muitas situações você se verá obrigado a trabalhar e propor soluções dentro de certos limites para execução de um projeto em uma área extremamente desfavorável. Talvez fosse mais fácil alterar o local de execução da obra, mas nem sempre essa opção está disponível. Assim, você terá basicamente duas alternativas: ou modificar as fundações de sua obra de engenharia ou melhorar as propriedades do solo a ser trabalhado. Saiba que quase sempre a segunda opção é a mais viável. Vamos ver como estes desafios podem ser resolvidos na prática, com base em nosso assunto da compactação dos solos? Relembremos que a empresa de engenharia em que você trabalha estuda traçados alternativos rodoviários e decide por áreas que necessitam da construção de aterros de conquista. Em um terceiro momento desta obra foi necessário executar dois aterros de conquista sobre uma camada de argila mole, de forma que o grau de compactação fosse de 98% com variação da umidade de +/- 1%. Devido aos prazos apertados do projeto da rodovia em si, o seu coordenador realizou uma breve interpretação com base nos critérios de projeto sobre as características do solo, o qual possui massa específica seca de $1,8 \text{ g/cm}^3$ e umidade de 15%, autorizando a execução. Apesar de ambos utilizarem o mesmo solo, o controle de compactação foi diferenciado, ou seja, o primeiro aterro utilizou o ensaio Proctor normal e o segundo, o ensaio Proctor modificado. As

Tabelas 3.8 e 3.9 a seguir apresentam os controles de compactação em laboratório para o primeiro e segundo aterros, respectivamente:

Tabela 3.8 | Parâmetros de compactação do Aterro 1

Aterro 1 – Proctor Normal					
$W_{ótima}$ (%)	12,5	13,6	14,6	15,2	15,6
$\rho_d máx$ (g/cm ³)	1,63	1,78	1,82	1,75	1,68

Fonte: elaborada pelo autor.

Tabela 3.9 | Parâmetros de compactação do Aterro 2

Aterro 2 – Proctor Modificado					
$W_{ótima}$ (%)	11,5	12,6	13,0	13,2	13,4
$\rho_d máx$ (g/cm ³)	1,95	2,09	2,12	2,04	1,96

Fonte: elaborada pelo autor.

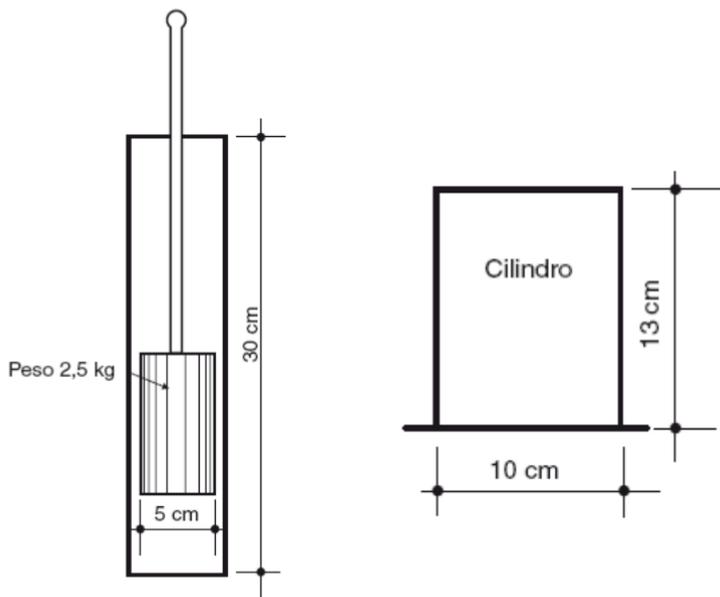
Considerando a sua responsabilidade sobre o controle de compactação, verifique a forma como o projeto foi elaborado, interpretando se há alguma implicação técnica. Além disso você deve formalizar sua justificativa ao seu superior com base no conhecimento adquirido acerca da metodologia desses ensaios e da validade dos resultados. Lembre-se de utilizar todos os conceitos que aprendemos em nossas seções sobre o processo de compactação.

Não pode faltar

Olá, aluno! Em nossas seções anteriores estudamos sobre o processo de compactação. Iniciamos nossa Seção 3.1 relatando o que significa compactar o solo e por que esse ensaio é tão praticado. Vimos a teoria dos principais ensaios praticados (ensaios Proctor, principalmente) e conhecemos a forma como esses ensaios podem ser apresentados, ou seja, por meio da curva de compactação. Em nossa Seção 3.2 aprendemos sobre a energia de compactação e a causa da necessidade de ela ser alterada, principalmente na construção de obras importantes como aterros, pavimentos e barragens de terra. Nesta seção focaremos, com base em nosso conhecimento adquirido, os conceitos práticos dos principais ensaios de compactação e o

modo de interpretar os resultados desses ensaios. Vamos relembrar um pouco sobre o ensaio Proctor, também conhecido como Proctor normal? Ele foi criado pelo engenheiro Ralph Proctor e utiliza um cilindro metálico, onde a amostra é compactada em três camadas (26 golpes por camada), utilizando um peso padrão de 2,5 kg em queda livre de uma altura padrão de 30,5 cm. Esse ensaio consiste em dispor amostras de um solo qualquer em três camadas sucessivas em um molde cilíndrico de um litro de capacidade, como o apresentado em detalhe na Figura 3.18.

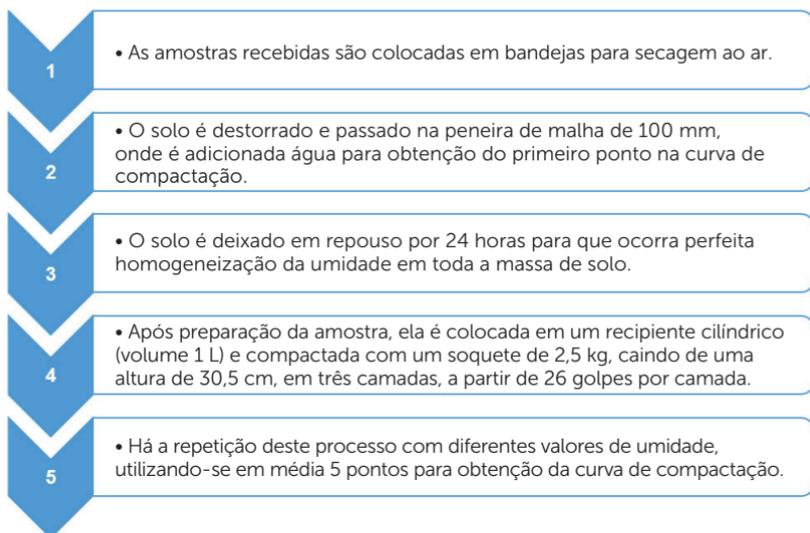
Figura 3.18 | Equipamentos utilizados no ensaio Proctor normal



Fonte: Caputo; Caputo e Rodrigues (2015, [s.p.]).

Esse ensaio é normatizado por várias associações (NBR 7182 da ABNT; D698-70 e D1557-70 da ASTM; T99-70 e T180-70 da AASHTO), mas de uma maneira geral e esquemática podemos visualizar as etapas sequenciais do ensaio Proctor, conforme apresentado na Figura 3.19.

Figura 3.19 | Etapas do ensaio de compactação Proctor normal



Fonte: elaborada pelo autor.



Assimile

Já aprendemos sobre a construção da curva de compactação, mas é importante reforçar algumas informações que podem auxiliá-lo na elaboração desse processo. Os cinco pontos que você plotará na curva devem ser obtidos seguindo certo critério, ou seja, dois pontos devem se encontrar no ramo esquerdo da curva (zona seca), um próximo a $W_{ótima}$ e os outros dois no ramo direito da curva (zona úmida).

O ensaio Proctor normal utiliza peso e altura padrões, o que limita o uso de energias de compactação mais elevadas.



Exemplificando

Quando executamos um aterro, a qualidade da compactação executada pode ser controlada pela obtenção de um $\gamma_d^{máx}$ de campo, que consiga se assemelhar em porcentagem ao $\gamma_d^{máx}$ de projeto, obtido em laboratório e utilizando o mesmo solo. Assim, para verificarmos se a compactação de um aterro está aceitável, utilizamos o grau de compactação (GC) já visto na Seção 3.1. Se o GC atinge ou ultrapassa a especificação mínima ($GC \geq 95\%$), o aterro está em uma condição aceitável. Do contrário, é necessário refazer o processo.

Em laboratório, o ensaio pode ser de três formas distintas, sabia? A mais convencional e que já estudamos é pela ação do golpe do soquete (compactação dinâmica), quando aplicamos certa carga sobre as camadas do solo, durante o processo de moldagem dos corpos de prova (compactação estática). Por fim, podemos utilizar um pistão com mola para projetar os golpes no solo (compactação pisoteamento). Esse último processo, além de permitir a avaliação do ensaio sobre a estrutura do solo, busca reproduzir a compactação em campo pelo uso do rolo pé-de-carneiro.



Refleta

Se utilizarmos o mesmo procedimento do Proctor normal, mas alteramos o peso, a altura e o número de golpes, será que as energias de compactação seriam diferentes? Qual a importância de uma energia de compactação mais elevada em um projeto de engenharia?

Relembrando nossa Seção 3.2, a utilização de diferentes energias de compactação, a partir da adequação do ensaio Proctor normal, permitiu que obras de engenharia como aterros tivessem sua velocidade construtiva aumentada. A maior velocidade permite a economia de recursos em uma obra. As adequações à norma do ensaio normal em laboratório possibilitaram que novas energias de compactação fossem obtidas. Assim, surgiram os ensaios de compactação Proctor modificado e intermediário. Nas Tabelas 3.1 (da Seção 3.1) e 3.5 (da Seção 3.2) vimos as diferenças entre os equipamentos utilizados nos ensaios Proctor que permitem a obtenção de energias diferenciadas de compactação.

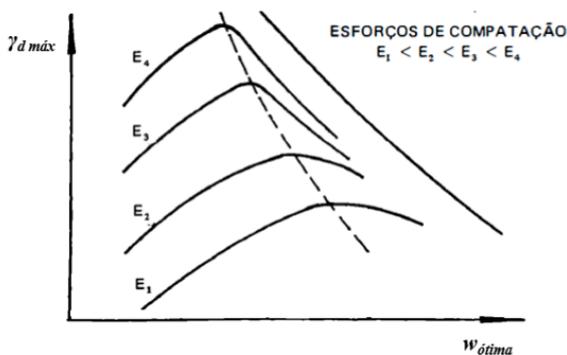


Dica

Você sabia que os ensaios Proctor normal, intermediário e modificado possuem as mesmas rotinas de execução, porém com uma mudança quanto aos equipamentos e parâmetros adotados? A mudança é justamente pela necessidade de utilizar diferentes energias de compactação, ou seja, o ensaio Proctor modificado é bem semelhante, porém é utilizado um compactador de maior impacto para compactar o material, sendo muito indicado para materiais que são sujeitos a grandes esforços de cisalhamento.

Em nossa Figura 3.10, vimos um exemplo de como a energia de compactação influencia na $W_{ótima}$ e na $\gamma_{d máx}$, mas vamos observar na Figura 3.20 como a utilização de diferentes energias de compactação permite que $\gamma_{d máx}$ cresça e $W_{ótima}$ decresça.

Figura 3.20 | Diferentes energias de compactação



Fonte: Caputo (1961, p.176).

Já dispomos de muito conhecimento sobre os ensaios de compactação e sobre o tipo de resultado que eles podem fornecer. Porém, algumas características dos solos são importantes para que possamos compreender o comportamento de um determinado solo no processo de compactação.



Exemplificando

Se pensarmos rapidamente, podemos julgar que seria melhor compactar um solo com uma umidade inferior à ótima por fornecer ao solo uma resistência mais elevada, não? Mas, se considerarmos que nesse contexto o volume de vazios também seria maior, haveria uma maior percolação de água pelos vazios do solo, o que em nossa curva de compactação estaria representado no ramo descendente da curva. Se este solo for utilizado em um aterro que fique submetido a intensas chuvas, ele ficaria saturado e conseqüentemente apresentaria outro valor de umidade. Assim, com a saturação, o solo perderia resistência. Quando o solo está na $W_{ótima}$ durante a compactação, ele não perderá completamente a sua resistência mesmo estando saturado. Assim, o aterro terá ainda uma resistência, se compactado em sua $W_{ótima}$, até mesmo em períodos e condições desfavoráveis, já que, apesar de o solo em sua $W_{ótima}$ não possuir a maior resistência, ele tem a maior estabilidade.

Podemos fazer algumas premissas sobre cuidados na execução dos ensaios de compactação. Pode-se reutilizar o solo no ensaio de compactação, porém não devemos reaproveitar amostras ensaiadas quando os solos possuem estrutura quebradiça. Lembre-se! Quanto mais material você tiver disponível, melhor! Quando desejamos ensaiar solos sensíveis à secagem, tais como solos lateríticos, solos residuais finos (argilosos e siltosos), é recomendado que você faça a compactação em laboratório sem a realização da secagem; dessa forma as condições do ensaio serão próximas às de campo. Já em solos pedregulhosos, é recomendada a utilização de um cilindro de compactação maior e com soquete mais pesado, além de um menor número de golpes de forma a relacionar a energia de compactação.

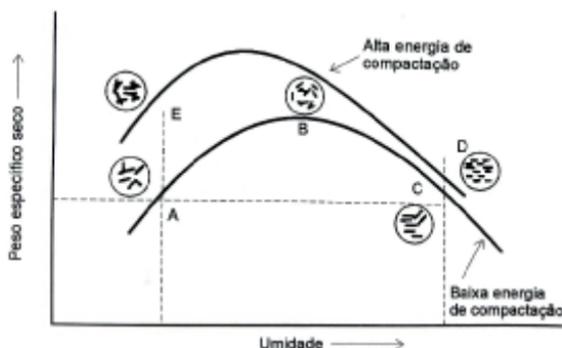


Assimile

Para uma mesma umidade, podemos ter solos com distintos valores de saturação. Antes da compactação, o solo possui muito ar presente nos vazios, e após a compactação, a quantidade de água pouco se altera, porém a quantidade de ar é drasticamente reduzida.

Uma questão bastante interessante que devemos considerar é o tipo de estrutura presente nos solos e seu comportamento durante o processo de compactação. A partir da curva de compactação de solos argilosos, Lambe e Whitman (1969) demonstraram que, no solo com baixa umidade (ramo seco), a atração das partículas não é vencida pela compactação. Neste caso o solo teria uma estrutura floculada. Quando o solo está próximo à sua saturação (ramo úmido), ocorre uma repulsão maior das partículas, e elas são orientadas conforme o processo de compactação; neste caso o solo teria uma estrutura dispersa. A Figura 3.21 apresenta a resposta dos solos ao processo de compactação.

Figura 3.21 | Influência da estrutura do solo na compactação



Fonte: Pinto (2006, p. 74).

Observando a Figura 3.21 notamos que para uma mesma umidade (solos A e E) há uma dispersão maior conforme a energia de compactação aumenta. Desta forma, em solos pós-compactação a estrutura do solo será dependente do tipo de carga aplicada, do tempo da sua aplicação, além do teor de umidade do solo. Existe um fenômeno chamado de “borrachudo”, ocorrendo quando há uma compressão do solo, que, apesar de reduzir seu volume, rapidamente se dilata, sendo uma resposta das bolhas de ar presentes no solo devido à compressibilidade.



Dica

Quando o solo não está totalmente desestruturado antes do processo de compactação, ocorre uma influência da macroestrutura natural do solo compactado.

Em nossa primeira unidade estudamos a compactação dos solos grosseiros. Esse estado pode ser avaliado por meio do grau de compactação (GC) ou pelo grau de compactação relativa (CR), que no fim representa a mesma informação sob um aspecto quantitativo. Esse parâmetro é utilizado quando dispomos do índice de vazios máximo, mínimo e natural (índice de vazios do solo em seu local de origem, mesmo após um processo de compactação).

A compactidade relativa pode ser definida pela expressão:

$$CR = \frac{e_{m\acute{a}x} - e_{nat}}{e_{m\acute{a}x} - e_{min}}$$

A Tabela 3.9 apresenta o valor de CR em relação

ao tipo de solo granular. Quanto maior o CR, maior será a compactação do solo.

Tabela 3.9 | Compactidade relativa dos solos granulares

Solo	CR
Areia fofa	CR < 0,33
Areia de compactidade média	0,33 < CR < 0,66
Areia compacta	CR > 0,66

Fonte: Pinto (2006, p. 40).



Assimile

Em ensaios de compactação, o valor de CR pode ser superior a 1. Dois fatores podem influenciar esse parâmetro. O primeiro deles é a difícil determinação do ndice de vazios mínimo. O segundo refere-se aos processos naturais que um solo arenoso pode ter sofrido ao longo dos anos. Assim, processos como terremotos e inundações, por exemplo, podem provocar reorganizações das partículas muitas vezes, até que essas partículas encontrem certo rearranjo que impossibilite a acomodação dos grãos.

Nenhuma das formas de compactação dinâmicas é capaz de expulsar significativamente a água do solo, você sabia? Esse fato se deve principalmente à baixa permeabilidade dos solos, pois o tempo de aplicação de esforço de compactação não foi suficiente para expulsar a água; veremos em nossa Unidade 4 sobre fenmenos como a capilaridade, responsável pela entrada de água em vazios do solo muito pequenos. Como vimos, a redução do volume do solo durante a compactação se deve à expulsão principalmente do ar, além da compressão que gera pressão, permitindo também que poros ainda menores sejam ocupados por ar. O ar se encontra sob uma pressão atmosférica inicial e, assim que aplicamos um esforço de compactação, a pressão no interior do solo torna-se positiva, ao mesmo tempo em que os vazios do solo são reduzidos. Para que essa

redução do volume se mantenha após a compactação, é fundamental que a estrutura do solo seja relativamente rígida, por exemplo, quando a umidade apresenta valores intermediários à umidade ótima. Se a umidade for excessivamente baixa, ao desaparecer o esforço da compactação, a própria pressão de ar, que não teve tempo suficiente para sair dos vazios do solo, fará com que os mesmos vazios se expandam novamente. Se considerarmos ainda a estrutura cristalina de alguns minerais, como os argilominerais, o atrito será elevado, exigindo assim muita energia de compactação para uma dada redução de volume. Entretanto, se a energia de compactação é muito elevada, os vazios se reduzirão suficientemente para expulsar o ar contido nos vazios do solo. Se aumentarmos a umidade do solo, ele possuirá uma estrutura rígida que dificultará a compactação, mas se aumentarmos ainda mais a umidade, a rigidez da estrutura do solo diminuirá e obteremos assim a máxima densidade seca úmida, não importando se utilizamos a energia de compactação muito elevada ou não. O caso mais desfavorável está relacionado à situação em que o solo está quase saturado. Ao receber um esforço de compactação, o ar preso nos vazios do solo será comprimido, porém não terá como sair, e dessa forma o esforço de compactação será nulo pela não modificação da estrutura do solo. Perceba que não basta conhecermos as normas dos ensaios, mas é preciso entender o efeito que determinado ensaio provoca em nosso solo e, da mesma forma, como nosso solo responderá aos esforços, considerando suas propriedades intrínsecas.



Pesquise mais

Vamos agora aprofundar um pouco mais nosso conhecimento sobre a compactação, estudando casos práticos nos artigos científicos a seguir:

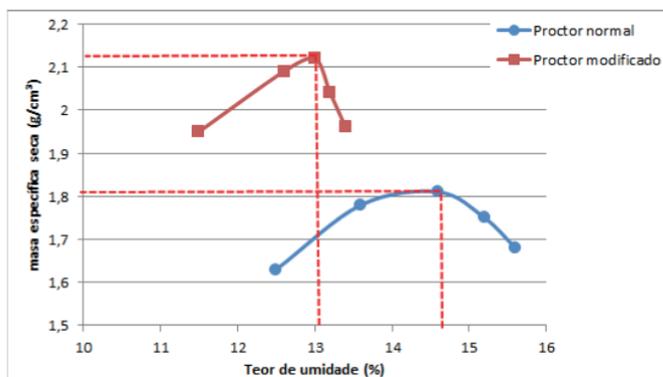
CRISPIM, F. A. et al. Compactação de solos em laboratório: efeito do diâmetro e do número de camadas do corpo de prova. **Revista Árvore**, Viçosa, MG, v. 39, n. 3, p. 535-542, 2015. Disponível em: <<http://www.scielo.br/pdf/rarv/v39n3/0100-6762-rarv-39-03-0535.pdf>>. Acesso em: 9 fev. 2018.

DA SILVA, A. M. et al. Estudo de parâmetros de compactação de solo para uso em pavimentos rodoviários. **Transportes**, v. 24, n. 4, 2016. Disponível em: <<https://www.revistatransportes.org.br/anpet/article/view/1098>>. Acesso em: 9 fev. 2018.

Sem medo de errar

Relembrando: a empresa de engenharia em que você trabalha estuda traçados alternativos rodoviários e decide por áreas que necessitam da construção de aterros de conquista. Em um terceiro momento desta obra foi necessário executar dois aterros de conquista sobre uma camada de argila mole, de forma que o grau de compactação seja de 98% com variação da umidade de +/- 1%. Devido aos prazos apertados do projeto da rodovia em si, o seu coordenador realizou uma breve interpretação sobre as características do solo, que possui massa específica de $1,8 \text{ g/cm}^3$ e umidade de 15%, autorizando a execução. Apesar de ambos utilizarem o mesmo solo, o controle de compactação foi diferenciado, ou seja, o primeiro aterro utilizou o ensaio Proctor normal e o segundo, o ensaio Proctor modificado. Desta forma é necessário que você avalie a compactação de ambos os aterros, com base no seu conhecimento adquirido, devendo apresentar seus argumentos ao seu supervisor. Vamos inicialmente, com base nas Tabelas 3.7 e 3.8, gerar as curvas de compactação (Figura 3.22) para ambos os ensaios.

Figura 3.22 | Curvas de compactação Proctor normal e modificado



Fonte: elaborada pelo autor.

Com base na Figura 3.22 podemos obter a $W_{\text{ótima}}$ e a $\rho_{d\text{máx}}$, indicadas pelas linhas tracejadas. Assim, podemos notar que para o Aterro 1, que utilizou a técnica do Proctor normal, os valores de $W_{\text{ótima}}$ e $\rho_{d\text{máx}}$ foram $1,82 \text{ g/cm}^3$ e 14,6%. Já para o Aterro 2, esses índices

foram respectivamente 2,12 g/cm³ e 13,1%. Comparando ambas as técnicas, notamos que o aumento da energia no ensaio de compactação Proctor modificado “densificou” o solo, ou seja, houve uma redução do índice de vazios, neste caso causado pela compactação (amassamento e pressão) do solo. O aumento da energia proporcionou um aumento da massa específica seca do solo, como já estudamos, porém vamos ver o que isso pode impactar na qualidade do aterro construído. Segundo as premissas do projeto deste aterro, ele deverá ter um grau de compactação de 98% com a umidade variando para mais ou menos 1%. Agora que dispomos dos resultados, vamos verificar o GC pela

expressão: $GC = \frac{\rho_{d\text{campo}}}{\rho_{d\text{máx}}} \times 100$. Desta forma, para o Aterro 1 teremos:

$$GC = \frac{1,8}{1,82} \times 100 = 98,9\% \text{ e para o Aterro 2, } GC = \frac{1,8}{2,12} \times 100 = 84,9\% .$$

Observando ambos os resultados, podemos verificar que apenas o Aterro 1 atende as especificações de projeto. Um dos motivos disso pode ser explicado pela escolha inadequada do equipamento. Apesar de não sabermos qual foi o equipamento utilizado, podemos ter certeza de que a energia de compactação aplicada foi maior pelo simples fato de ter sido executado o ensaio Proctor modificado. Além do mais, a interpretação da curva de compactação pode ter gerado alguma dúvida quanto ao número de passadas necessárias para compactar o aterro e a quantidade de água a ser adicionada. Vale lembrar que, na construção de um aterro, é feita inicialmente a coleta de amostras de solo do local de empréstimo. Sequencialmente são executados os ensaios de compactação em laboratório. Com base nos resultados, é gerada a curva de compactação e são obtidos os pesos específicos secos máximos e o teor de umidade ótima. Desta forma, o Aterro 2 precisa ser refeito, ou seja, deve ser executada uma nova compactação. Perceba que a utilização de energias de compactação mais elevadas nas obras é muito válida e, como já foi mencionado anteriormente, gera economia e produtividade nas obras. Entretanto, é necessário que seja feito um rigoroso controle da compactação e do dimensionamento dos equipamentos a serem utilizados, já que alguns solos podem ser muito ou pouco sensíveis a determinada técnica.

Qual jazida escolher?

Descrição da situação-problema

Após um estudo de um trecho da rodovia, a empresa em que você trabalha planeja a construção de um aterro de conquista em local onde predominam solos moles. Ela precisa analisar os parâmetros geotécnicos de projeto desse aterro. A partir de cálculos, foi estimada a necessidade de 500.000 m^3 de solo arenoso para a construção desse aterro, utilizando um rolo compactador liso. Após uma pesquisa, ela obteve o custo ($\text{R}\$/\text{m}^3$) de transporte de solo de três jazidas de um mesmo tipo de solo, que se distribuem por uma grande área. Ensaio de laboratório forneceram os valores de e_{\min} , e_{\max} e e_{nat} , conforme Tabela 3.10, e da ρ_s , que corresponde a $2,71 \text{ g/cm}^3$.

3.10 | Características das jazidas

Jazida	e_{\min}	e_{\max}	e_{nat}	$\text{R}\$/\text{m}^3$
1	1,1	1,6	1,1	10,00
2	0,6	1,2	0,9	9,00
3	0,8	1,4	1,3	9,40

Fonte: elaborada pelo autor.

Devido à grande urgência para liberação dessa área, o seu supervisor solicita que você tome a decisão sobre de qual jazida de solo obter o volume, em termos de custo-benefício. Considere que o aterro será compactado a partir de parâmetros do ensaio Proctor normal e deverá ter $\rho_{d\max}$ de $1,26 \text{ g/cm}^3$.

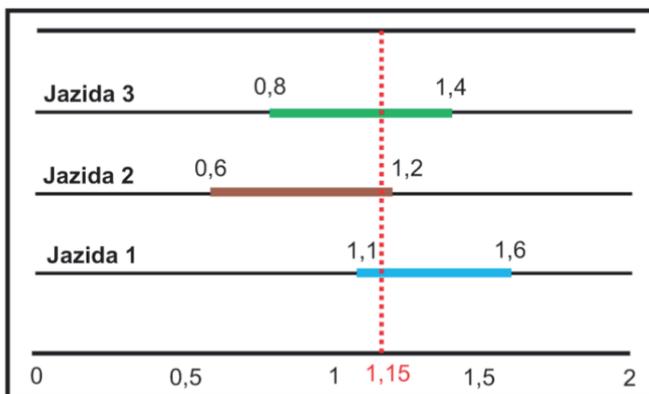
Resolução da situação-problema

Primeiramente podemos determinar o índice de vazios do solo utilizando a expressão $\rho_d = \frac{\rho_s}{1+e}$ e considerando o $\rho_{d\max}$. Substituindo

os valores, temos que: $1,26 = \frac{2,71}{1+e}$, onde $e = 1,15$. Vamos agora analisar

os valores de e_{\min} e e_{\max} em relação ao e do ensaio de compactação (1,15). Essa representação está apresentada na Figura 3.23.

Figura 3.23 | Índice de vazios para as jazidas



Fonte: elaborado pelo autor.

Sem entrarmos em muitos cálculos, podemos notar que a Jazida 1 está próxima do valor de e_{min} e assim ela já estaria compactada com o valor de $e = 1,15$, enquanto as outras ainda necessitariam de equipamentos mais pesados, com energias de compactação mais elevadas, número de passadas, por exemplo, o que também pode ser verificado pela CR de cada jazida. A Jazida 1 possui o maior preço em relação às outras, mas demandaria um volume menor de extração e transporte. Considerando a área a ser compactada, não podemos deixar de pensar no custo com a operação de compactação (equipamentos e hora/homem), além do tempo que esse processo poderá demorar até que o aterro esteja em condições aceitáveis de projeto.

Faça valer a pena

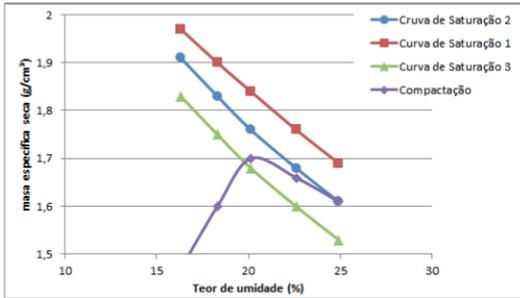
1. A partir do resultado de compactação na Figura 3.24, avalie as seguintes asserções e a relação proposta entre elas:

I. A energia de compactação na curva de saturação 3 foi maior em relação às curvas 1 e 2 para atender a $w_{ótima}$ do ensaio de compactação.

PORQUE

II. A curva de compactação possui uma $\rho_{d\max}$ em torno de $1,7 \text{ g/cm}^3$.

Figura 3.24 | Curvas de saturação e compactação



Fonte: elaborada pelo autor.

A respeito dessas asserções, assinale a alternativa correta.

- As asserções I e II são proposições verdadeiras, e a II é uma justificativa da I.
- As asserções I e II são proposições verdadeiras, mas a II não é uma justificativa da I.
- A asserção I é uma proposição verdadeira, e a II é uma proposição falsa.
- A asserção I é uma proposição falsa, e a II é uma proposição verdadeira.
- As asserções I e II são proposições falsas.

2. Considerando a Figura 3.24, podemos dizer que o valor da massa específica seca a ser obtida, em campo na construção de um aterro com este solo, considerando a mesma energia de compactação e laboratório e $GC = 95\%$, será:

Assinale a alternativa correta:

- $1,62 \text{ g/cm}^3$.
- $1,72 \text{ g/cm}^3$.
- $1,52 \text{ g/cm}^3$.
- $1,42 \text{ g/cm}^3$.
- $1,82 \text{ g/cm}^3$.

3. Considerando ainda a Figura 3.24, é necessário que a construção do aterro atenda ao seguinte critério: $w_{\text{ótima}} - 2\% \leq w_{\text{compactação}} \leq w_{\text{ótima}} + 1\%$. Desta forma, podemos dizer que o intervalo de umidades será de:

Assinale a alternativa correta:

- $20,3\% \leq w_{\text{compactação}} \leq 21,3\%$.
- $26,3\% \leq w_{\text{compactação}} \leq 27,3\%$.
- $22,3\% \leq w_{\text{compactação}} \leq 24,3\%$.
- $20,3\% \leq w_{\text{compactação}} \leq 23,3\%$.
- $18,3\% \leq w_{\text{compactação}} \leq 21,3\%$.

Referências

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D698-70**: standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort (12.400 ft-lbf/ft³ (600 kn-m/m³)). West Conshohocken: ASTM International, 2012.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D1557-70**: standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using modified effort (56.000 ft-lbf/ft³ (2,700 kn-m/m³)). West Conshohocken: ASTM International, 2012.

ASSOCIAÇÃO AMERICANA DE RODOVIAS DO ESTADO E FUNCIONÁRIOS DE TRANSPORTE. **T99-70**: standard method of test for the moisture-density relations of soils. Washington: AASHTO, 2011.

ASSOCIAÇÃO AMERICANA DE RODOVIAS DO ESTADO E FUNCIONÁRIOS DE TRANSPORTE. **T180-70**: modified method of test for the moisture-density relations of soils. Washington: AASHTO, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**: solo – ensaio de Compactação. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 9895**: Solo – Índice de suporte Califórnia (ISC) – Método de ensaio. São Paulo: ABNT, 1987.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos para uso de engenheiros rodoviários**. Rio de Janeiro: Ao Livro Técnico, 1961.

_____; CAPUTO, A. N.; RODRIGUES, J. M. de A. **Mecânica dos solos e suas aplicações**: volume 1: fundamentos. 7. ed. Rio de Janeiro:

LTC, 2015.

CRAIG, R. F.; KNAPPETT, J. A. **Mecânica dos solos**. Rio de Janeiro: LTC, 2014.

DAS, B. M.; SOBHAN, K. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. São Paulo: Cengage Learning Learning, 2014.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **ME 049**: solos: determinação do índice de suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas. Brasília: DNER, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **ME 129**: solos: compactação utilizando amostras não trabalhadas. Brasília: DNER, 1994.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil mechanics**. New York: John Wiley and sons, 1969.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

TSCHEBOTARIOFF, G. P. **Mecánica del suelo**: cimientos y estructuras de tierra. Madrid: Aguilar, 1958.

U. S. BUREAU OF RECLAMATION. **Earth manual**. Colorado: United States Printing Office, 1998.

VARGAS, M. **Introdução a mecânica dos solos**. São Paulo: Editora USP, 1977.

WESLEY, L. D. **Fundamentals of soil mechanics for sedimentary and residual rocks**.
New Jersey: Wiley, 2010.

Água no solo

Convite ao estudo

Olá, aluno! Vimos em nossas unidades anteriores diversas características dos solos e como podemos determinar, a partir delas, as propriedades físicas importantes que subsidiam as obras de engenharia. Nesta Unidade 4, falaremos sobre o efeito da água nos solos. A água pode modificar as propriedades físicas e mecânicas de solos e rochas, apesar de existirem mecanismos para minimizar os seus efeitos (drenagens e monitoramento do nível d'água (N.A.) e piezométrico), ela ainda pode trazer consequências muito prejudiciais às obras de engenharia. Os fluidos (água, óleo, gás) presentes nos vazios dos solos e das rochas podem fluir através dos poros interconectados. Nesse sentido, podemos estudar a influência da água no solo sob uma perspectiva de único fluido presente (fluxo monofásico) ou dois ou mais fluidos presentes (fluxo multifásico). Para isso vamos contextualizar uma situação que você poderá passar ao longo de sua vida profissional. Imagine a seguinte circunstância:

A empresa na qual você trabalha está elaborando o projeto de uma barragem, mas como ainda o projeto básico está sendo elaborado, muitos parâmetros ainda precisam ser determinados para definição do tipo de estrutura a ser construída. Considerando que a região de clima tropical a rocha encontra-se a grandes profundidades, subjacente a solos de distintas origens. Devido à grande preocupação com problemas oriundos de condições hidrogeológicas adversas é fundamental que seja compreendido o regime de fluxo e condutividade hidráulica dos solos envolvidos. Você deve aplicar seu conhecimento sobre o tema para colaborar com a equipe do projeto. A ideia inicial é obter parâmetros que serão inseridos em modelos físicos e matemáticos de forma a reproduzir a condição mais real possível, assegurando o

sucesso do empreendimento. Dessa forma, as principais questões que necessitamos responder estão relacionadas a problemas de determinação da vazão através do solo, dos recalques em fundações e da resistência.

Em nossa primeira seção, estudaremos os conceitos básicos relacionados ao Teorema de Bernoulli e Lei de Darcy. Aprenderemos a determinar propriedades importantes como, por exemplo, a condutividade hidráulica e o coeficiente de permeabilidade. Além disso, veremos como se comporta o solo sob a ação do fluxo e como este movimento gera tensões nos solos.

Já em nossa segunda seção, avançaremos nos conceitos a partir do entendimento da rede de fluxo, tanto em solos homogêneos quanto heterogêneos, fundamentais à aplicação de problemas em obras de engenharia. Veremos também fenômenos interessantes, como a areia movediça, condicionada por uma propriedade importante chamada gradiente hidráulico. Por fim, nesta seção, veremos os típicos ensaios de permeabilidade praticados em campo.

Na última seção, teremos um foco aplicado e prático através dos variados tipos de permeâmetros, entendendo e interpretando parâmetros importantes, como a condutividade hidráulica.

O conhecimento sobre a presença da água no solo possibilita que o profissional perceba a influência e restrições desse condicionante sobre diversos tipos de empreendimentos e projetos de engenharia. Por meio da aplicação de modelos tradicionalmente expostos, é possível simular em laboratório, condições próximas à realidade. Assim, alguns questionamentos podem ser respondidos: como os parâmetros hidráulicos dos solos se comportam em diferentes condições de fluxo. Como a utilização de métodos para representar condições hidrogeológicas naturais pode ser corretamente interpretada? Agora que você aprendeu sobre a água nos solos, quais conclusões podem ser obtidas? Vamos lá?

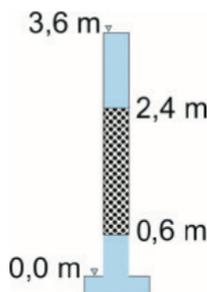
Seção 4.1

Estudo da água nos solos

Diálogo aberto

Nesta primeira seção da Unidade 4, estudaremos sobre os princípios do fluxo no solo e como ele se comporta mediante esse fenômeno. O estudo não apenas do fluxo, mas de solos saturados é muito importante para obras que sejam influenciadas pela presença de água, como em barragens de terra e rejeito, fundações em áreas alagadas e construção de aterros em regiões de alta pluviosidade. Dessa forma, a empresa que você trabalha pretende construir uma barragem e para isso necessita obter parâmetros hidráulicos dos solos disponíveis. Como primeira estimativa do projeto a empresa opta por uma barragem de terra. Para etapa inicial, foi elaborado um modelo físico simples para simulação das propriedades hidráulicas dos materiais de construção envolvidos, no caso solos da própria região. Assim, foi construído um permeâmetro contendo solo arenoso, de peso específico de 20 kN/m^3 , conforme apresentado na Figura 4.1 para simular o sistema de drenos a serem instalados na fundação da barragem.

Figura 4.1 | Permeâmetro utilizado



Fonte: elaborada pelo autor.

Sabendo que o solo arenoso possui porosidade de 0,33 e condutividade hidráulica de $0,5 \text{ cm/s}$, é necessário que você apresente o diagrama das cargas hidráulicas juntamente com as velocidades de

aproximação e de percolação, em relação às elevações na coluna. Devido à grande disponibilidade de solos argilosos, você acha que seria fundamental utilizar um solo granular em drenos ou um solo argiloso poderia fornecer velocidades de aproximação e percolação semelhantes? Utilize os seus conhecimentos sobre a Lei de Darcy e fluxo no solo, lembrando conceitos importantes que possam fundamentar sua linha de raciocínio.

Não pode faltar

Em nossas unidades anteriores, vimos muitas características e propriedades dos solos que podem ser determinadas desde critérios de observação e classificação, até procedimentos experimentais. Vimos, por exemplo, que a presença de água é responsável por mudar a consistência em solos argilosos. Entendendo o conceito do teor de umidade podemos estimar relações físicas importantes, com aplicação direta a ensaios de compactação. Nesta unidade, falaremos sobre as propriedades hidráulicas dos solos e a permeabilidade. A permeabilidade é um parâmetro que possui estreita relação com a maior ou menor capacidade de um solo em permitir que fluidos percolem por ele. Com base na maior ou menor capacidade de um solo em permitir a percolação, podemos classificá-los desde permeáveis (maior percolação) até quase impermeáveis (mínima percolação).



Refleta

Vimos que os solos em presença da água podem apresentar comportamentos diferenciados. Qual seria a implicação de realizarmos um projeto onde o solo de fundação, por exemplo, está saturado ou não. Não apenas isso, mas qual a implicação em se ter um fluxo de água passando pelos vazios de solo? Será que essas condições seriam problemas? Seriam soluções dependendo da obra a ser construída?

A água está presente em muitas das situações de nossos projetos, como em barragens, obras de drenagem ou que necessitem rebaixamento do nível freático, adensamento, por exemplo. Se olharmos para o solo, veremos que se trata de um

material natural composto por grãos minerais com ou sem matéria orgânica, podendo ser homogêneo e heterogêneo. Como vimos em nossa Unidade 2, ele possui além das fases sólida e gasosa, a fase líquida, contida nos poros localizados entre os grãos. Será que a água presente nos solos possui um mesmo comportamento se compararmos um solo arenoso com um argiloso? Em solos granulares os poros podem ser conectados por canalículos, onde a água presente encontra-se em equilíbrio hidrostático ou pode fluir pela ação da gravidade. Em solos argilosos a situação é diferente, pois nesses solos os diâmetros dos poros são muito inferiores e consequentemente esses mesmos canalículos também o são. Somado a esse fator está a própria estrutura dos solos, o que torna a relação entre a fase líquida e sólida bem distinta se compararmos a solos granulares.

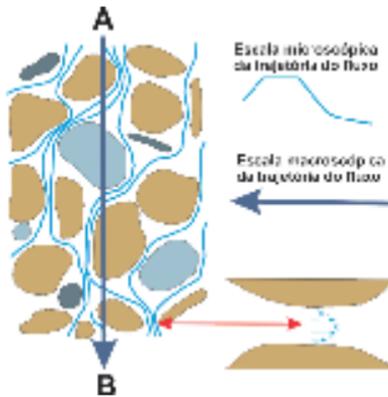


Assimile

A maioria das teorias de percolação considera o solo como sendo um meio poroso, sendo bastante indicado para solos arenosos. Entretanto, esse tipo de modelo perde a sua validade se considerarmos solos argilosos, que possuem as características que mencionamos acima.

Para entendermos a questão da percolação da água no interior do solo, precisamos compreender inicialmente o conceito de velocidade instantânea. Uma partícula de água em um ponto qualquer ao longo da sua trajetória depende do tamanho do poro e da sua posição dentro do poro (especialmente da sua distância até a superfície sólida mais próxima). A velocidade média de uma molécula que viaja de um ponto A até um ponto B no interior do meio poroso depende também da tortuosidade da trajetória percorrida. Assim, observando a Figura 4.2, notamos que em estudos de fluxo em escala macroscópica (escala de engenharia), pode-se considerar que o fluido flui do ponto A para o ponto B ao longo de uma linha reta, mas em uma escala microscópica ela segue caminhos tortuosos, como podemos observar também.

Figura 4.2 | Comportamento do fluxo no interior do solo



Fonte: elaborada pelo autor.

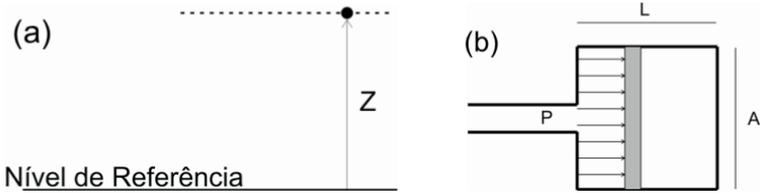
Neste caso, a velocidade calculada para o fluxo é igual à razão entre a distância linear entre os pontos A e B e o tempo que a partícula leva para se deslocar entre estes dois pontos. Esta é a velocidade média linear do fluido, que representa a menor velocidade real em qualquer ponto, sendo muito útil para o cálculo das vazões de fluido. Se olharmos para uma partícula, seja em repouso ou em movimento, notaremos que ela possui quantidade de energia resultante de três modalidades de trabalho cedidas ao fluido e acumuladas sob forma de energia. Assim, podemos dizer que ela possui (i) energia de elevação ou carga altimétrica, (ii) energia de pressão ou carga piezométrica e (iii) energia cinética. Vamos entender cada uma delas melhor. Por definição, a energia de elevação corresponde ao trabalho cedido para elevar a partícula de um nível de referência arbitrário a uma cota qualquer z (Figura 4.3a). Ela é definida como energia em relação à unidade de peso

e pode ser expressa por:
$$h_e = \frac{F \times d}{W} = \frac{m \times g \times z}{m \times g} = z$$
. Já a energia de

pressão corresponde ao trabalho cedido para aumentar a pressão atuante na partícula de uma pressão de referência (atmosférica) para uma pressão qualquer P . O trabalho realizado pelo fluido no deslocamento L do êmbolo (Figura 4.3b) é: $P \times A \times L = P \times V$ e a

carga de pressão pode ser expressa por:
$$h_p = \frac{P \times V}{W} = \frac{P \times V}{\gamma_w \times V} = \frac{u}{\gamma_w}$$
.

Figura 4.3 | Comportamento do fluxo no interior do solo



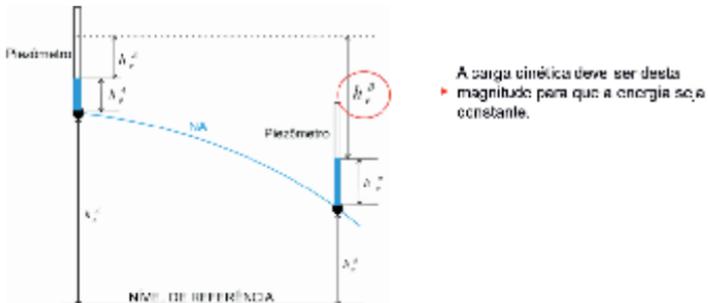
Fonte: elaborada pelo autor.

No caso da energia cinética, ela representa o trabalho cedido para aumentar a velocidade de uma partícula, ou seja, da velocidade de referência V_0 (em geral $V_0 = 0$) para uma velocidade qualquer V .

Podemos relacioná-la utilizando a expressão:
$$h_v = \frac{1}{2} \times \frac{m \times v^2}{m \times g} = \frac{v^2}{2 \times g}$$

Agora que vimos a definição das três energias, podemos relacioná-las com o conceito de carga total, expressa por unidade de comprimento utilizando a expressão: $H = h_e + h_p + h_v$. Esses contextos são fundamentais para que possamos entender o Teorema de Bernoulli. Ele considera que, no caso de fluidos ideais (incompressíveis e não viscosos) em regime de fluxo permanente, a energia de uma partícula permanece constante. A Figura 4.4 expressa o conceito desse teorema que também pode ser relacionado pela expressão: $h_e^A + h_p^A + h_v^A = h_e^B + h_p^B + h_v^B$.

Figura 4.4 | Teorema de Bernoulli



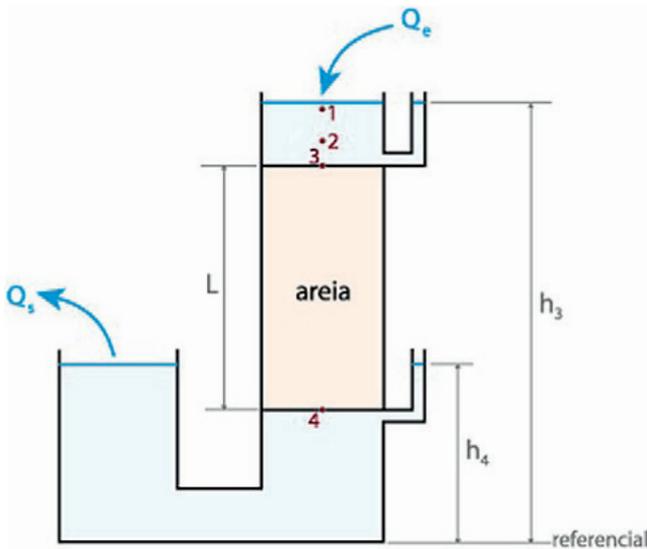
Fonte: elaborada pelo autor.



Algumas considerações importantes sobre a validade desse teorema devem ser consideradas. Para haver fluxo entre os pontos A e B é necessário que haja diferença de carga hidráulica total entre os pontos. No caso de movimento de água no maciço de solo, a carga total é dissipada pela ocorrência de atrito viscoso entre a água e as partículas do solo. Em solos, a velocidade do fluxo é muito baixa. Assim, em solos a carga de velocidade é desprezível, ou seja, $V = 0,01 \text{ m/s}$ e $h_v = 5,0 \times 10^{-6} \text{ m}$.

O entendimento do Teorema de Bernoulli é o primeiro passo para que possamos avançar sobre o estudo do fluxo em solo. Nesse sentido, vamos aprofundar nosso conhecimento a partir da Lei de Darcy, através do fluxo monofásico. Utilizando um permeâmetro (Figura 4.5), ele idealizou um experimento de forma a estudar as propriedades relacionadas ao fluxo unidirecional da água através de uma camada de areia.

Figura 4.5 | Experimento de Darcy



Fonte: elaborada pelo autor.

Na condição de fluxo permanente (velocidade constante), por continuidade, a vazão que entra no sistema é igual à vazão que

sai; logo: $Q_e = Q_s = Q$. Variando o comprimento da camada e as pressões no topo e na base, e medindo a vazão que passava através da areia, ele observou experimentalmente que: $Q \propto \frac{h_3 - h_4}{L} \times A$.

A constante de proporcionalidade foi chamada de condutividade hidráulica ou coeficiente de permeabilidade (k) $Q = k \times \frac{h_3 - h_4}{L} \times A$ e o gradiente hidráulico é definido como: $i = \frac{h_3 - h_4}{L}$. Fazendo

algumas correlações, a Lei de Darcy é expressa por: $Q = k \times i \times A$ (Lei de Darcy), sendo válida para a maioria dos fluidos, com velocidades baixas e que seja laminar.



Reflita

Vimos que algumas premissas devem ser consideradas para que a Lei de Darcy seja atendida. Nesse sentido, a velocidade do fluxo é expressa

por: $v = \frac{Q}{A}$ ou $v = k \times i$. Se por acaso o regime for turbulento com

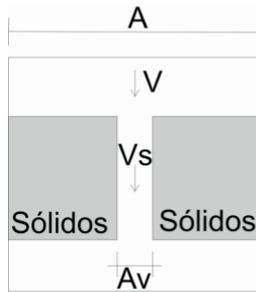
grandes velocidades, qual o impacto desse fator na validade da Lei. Experimente aplicar essa questão e tire suas conclusões.

Observando a Figura 4.5 notamos que a velocidade (v) entre os pontos 1 e 2 (fora da camada de areia) é chamada de velocidade de aproximação ou velocidade superficial. Entre os pontos 3 e 4 (dentro da camada de areia), a velocidade é mais alta porque a área disponível para o fluxo é menor, por corresponder à soma das áreas dos poros contidas na seção de área total A . A proporção da área de poros em relação à área total é, em média, igual à porosidade (η) $A_p = A \times \eta$. Assim, obtemos a seguinte expressão:

$\bar{v} = \frac{v}{\eta} = \frac{k \times i}{\eta}$, em que velocidade média linear (\bar{v}) no meio poroso

ou velocidade de percolação. Se olharmos com mais detalhes (Figura 4.6) podemos determinar a velocidade do fluxo quando o mesmo se aproxima do solo (velocidade de aproximação – V). V_s é a velocidade de percolação.

Figura 4.6 | Velocidade de aproximação



Fonte: elaborada pelo autor.

Se considerarmos a continuidade da vazão, ou seja,

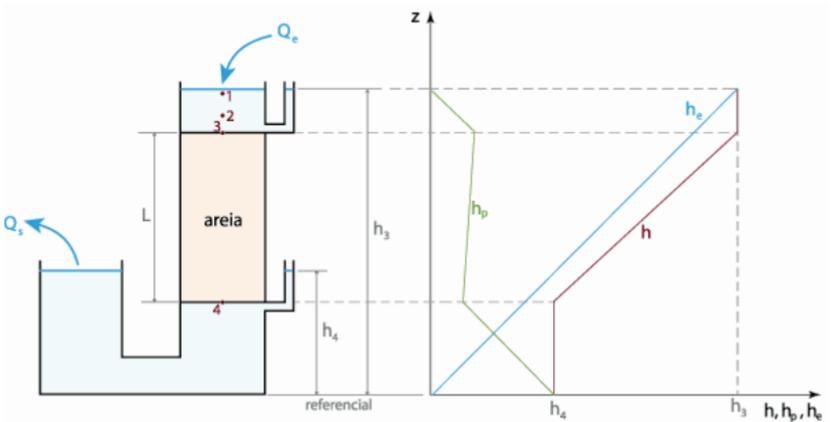
$$V \times A = V_s A_v \Rightarrow V_s = \frac{V \times A}{A_v} \times \frac{L}{L} \Rightarrow V_s = V \frac{Vol}{Vol_{vazios}}; \text{ então } V_s = \frac{V}{\eta}, \text{ já que}$$

$\eta < 1 \therefore V_s > V$. Na Lei de Darcy, as velocidades v e \bar{v} são usadas para calcular o tempo requerido para um fluido se mover ao longo de determinada distância no meio poroso. São consideradas velocidades aparentes (baseadas em observações macroscópicas) e nenhum dos dois valores representa a velocidade das partículas do fluido. Uma importante propriedade dos solos devido à presença d'água chama-se condutividade hidráulica. Ela é função das propriedades do meio poroso (geometria dos poros e gargantas, rugosidade da superfície dos grãos) e do fluido (massa específica, viscosidade dinâmica). Nesse mesmo contexto, podemos definir outra importante propriedade chamada de permeabilidade absoluta ou específica do meio poroso (independe do(s) fluido(s)

presente(s)) e que pode ser expressa por: $K = \frac{k \times \mu}{\rho \times g}$. Em um

sistema de fluxo monofásico (Figura 4.7), cuja Lei de Darcy tem validade podemos considerar as seguintes condições: em um meio poroso homogêneo, a perda de carga entre dois pontos é linear. Nas regiões externas ao meio poroso, a perda de carga pode ser desprezada em comparação com a perda no interior do meio poroso. Em geral, é mais conveniente se determinar as cargas hidráulicas na seguinte ordem: (1) elevação, (2) total e (3) pressão.

Figura 4.7 | Determinação das cargas hidráulicas



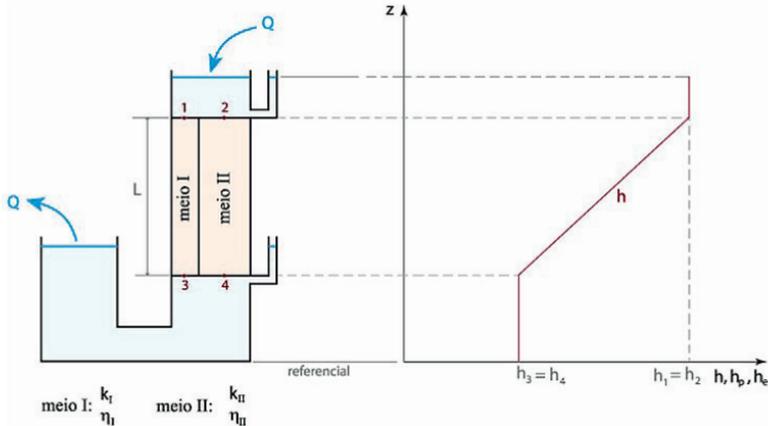
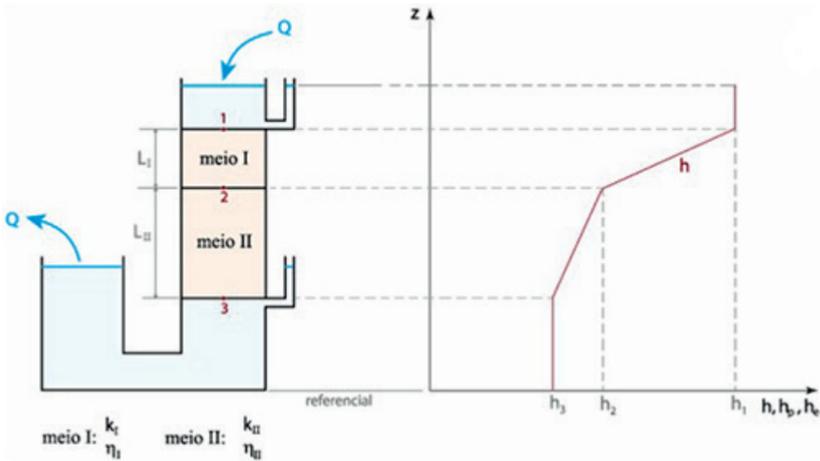
Fonte: elaborada pelo autor.

Se considerarmos o meio heterogêneo, utilizando arranjos diferentes, você acha que as condições de percolação serão diferentes? A Figura 4.8 apresenta duas representações sobre a direção do fluxo em relação à direção da camada do solo. Em 4.8(a), o fluxo está perpendicular aos planos das camadas. Já em 4.8(b), o fluxo está paralelo aos planos das camadas. Assim, quando o fluxo é paralelo todas as camadas estão sujeitas ao mesmo gradiente hidráulico e a velocidade de fluxo será diferente para cada camada. Nesse esquema, a vazão total que passa pelo solo é a soma das vazões de cada camada $Q_I + Q_{II} = Q$. Quando o fluxo é perpendicular a vazão que passa através de cada camada é a mesma e a perda de carga será diferente em cada uma das

camadas e k será expresso por: $k_1 \frac{(H_1 - H_2)}{L_1} A = k_2 \frac{(H_2 - H_3)}{L_2} A$. Se

a vazão for constante em todas as camadas e a área da seção transversal à mesma, então a velocidade de fluxo será a mesma em todas as camadas $Q_I = Q_{II} = Q$.

Figura 4.8 | Fluxo monofásico em meios porosos heterogêneos



Fonte: elaborada pelo autor.

O fluxo no solo gera tensões e você sabe que conceito está por trás dessa palavra? Tensão pode ser interpretada como um carregamento aplicado aos materiais naturais seja em função do peso próprio ou de fatores externos (prédio, aterros, barragens, por exemplo). Em 1929, o engenheiro alemão, Terzaghi, apresentou o princípio das tensões efetivas para solos saturados. Esse princípio se adapta muito bem à distribuição das tensões nos solos em escala de problemas de engenharia. Nesse sentido, as tensões em um solo saturado são suportadas de duas formas: (i) pela água nos poros (poropressão ou pressão neutra (u)), cuja pressão na água é hidrostática, ou seja,

atua em todas as direções e (ii) pelo esqueleto sólido do solo, que compreende o arranjo dos grãos minerais e os vazios.



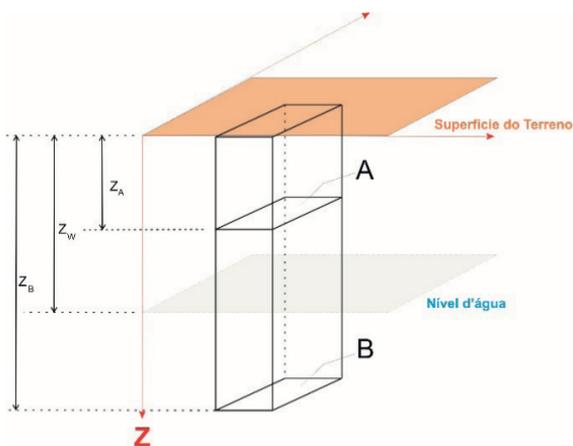
Exemplificando

As tensões efetivas são responsáveis pela deformação do solo. Em condições não drenadas (caso dos solos argilosos e de baixa permeabilidade), um carregamento externo gera excesso de poropressão, que se dissipa lentamente. É o caso do adensamento. No campo, a superposição de vários sedimentos/horizontes de solos é a responsável por tensões devidas ao peso próprio. Para uma mesma estratigrafia em um dado terreno as tensões a uma dada profundidade poderão variar em função da posição do nível d'água (NA). Nesse caso, a superfície do terreno é horizontal ou ocorra pequena variação lateral do tipo de solo (grande continuidade horizontal).

Vamos determinar a poropressão a partir do exemplo apresentado na Figura 4.9. Devemos considerar as seguintes condições: a pressão de água na profundidade B não depende das características do solo (porosidade, permeabilidade, peso específico, etc). A pressão de água na profundidade considerada depende apenas da coluna de água sobre o plano. Dessa forma, a poropressão pode ser determinada pela expressão:

$$u = (Z_B - Z_W) \times \gamma_w .$$

Figura 4.9 | Determinação da poropressão

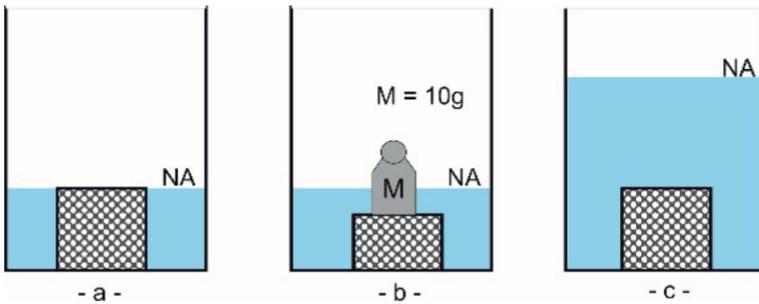


Fonte: elaborada pelo autor.



Considere a esponja (Figura 4.10) cúbica com 1 cm de aresta. Em (a) no nível d'água (N.A.) na superfície da esponja ocorrerão tensões resultantes do peso próprio e das pressões de água. Em (b) é aplicada a tensão de 1 kPa ($0,1\text{N} / 10^{-4} \text{m}^2$) e a esponja se deforma e expulsa parte da água no seu interior, não gerando poropressão ($\Delta u = 0$). As tensões no interior da esponja aumentarão deste mesmo valor. O acréscimo de tensão foi efetivo. Em (c) haverá elevação do NA em 10 cm, ou seja, há um acréscimo de 1 kPa na poropressão ($0,1 \text{ m} \times 10 \text{ kN} / \text{m}^3$). A esponja não sofre qualquer deformação. O acréscimo de pressão foi neutro.

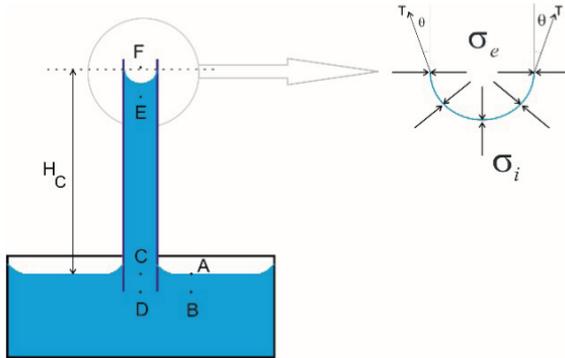
Figura 4.10 | Exemplo do efeito da tensão efetiva



Fonte: adaptada de Souza Pinto (2006, p. 99).

No solo ainda podemos mencionar o efeito da capilaridade. Em solos finos o tamanho dos poros é tão pequeno que a água se comporta como se estivesse em um tubo capilar. A superfície ar-água se comporta como se fosse uma membrana, com pressões diferentes de cada lado da mesma. No tubo da Figura 4.11, área com "zoom", vê-se que a pressão externa (atmosférica) é maior do que a pressão interna (água no tubo). A pressão atmosférica é considerada referência e nula, então a pressão capilar é negativa (sucção).

Figura 4.11 | Ascensão capilar



Fonte: elaborada pelo autor.

Se a água se mantém no interior do tubo é porque seu peso (P) é equilibrado pela componente vertical da força capilar (F), que depende da força de tensão superficial (T) entre a água e o tubo. Para se calcular a altura de ascensão capilar, deve-se considerar o equilíbrio na direção vertical. Peso da água num tubo com raio (r) e altura capilar (H_C) é dado pela expressão: $P = \text{pressão} \times \text{área} = H_C \times \gamma_w \times \pi \times r^2$. Considerando que a tensão superficial atua em toda a extensão do tubo cilíndrico, a componente vertical da tensão superficial é dada por: $F_C = 2 \times \pi \times r \times T \cos \theta$. Igualando-se as forças P e F , obtém-se a

altura de ascensão capilar, assim: $H_C = \frac{2T \cos \theta}{r \gamma_w}$, onde H_C é máxima

quando $\cos \theta$ é igual a 1. A expressão da altura de ascensão capilar mostra que H_C é tanto maior quanto mais fino for o solo (menor o tamanho dos poros – dado por r na equação). Cabe ressaltar que, se a água que envolve os grãos de solo se encontra em movimento, haverá a atuação das forças de infiltração, direcionadas no sentido da corrente e cujo valor por unidade de volume total é expressa por $j = i \times \gamma_w$. Com base em todo esse conhecimento que estudamos vimos que o fluxo de água no solo influencia as condições de tensão de um maciço de solo. Esses conceitos que vimos acima são a base teórica para tratativa de muitos problemas associados a fluxo em maciços de solo desde obras de engenharia mais simples, como aterros, fundações e encostas, até obras mais complexas, como barragens de terra.



Agora que aprendemos a teoria da compactação, que tal aprimorarmos ainda mais? Leia esses dois artigos interessantes que falam sobre o comportamento da água no solo de uma forma bem aplicada:

- A dependência entre a condutividade hidráulica saturada e atributos físicos do solo. Disponível em: <<http://www.scielo.br/pdf/%0D/cr/v34n3/a52v34n3.pdf>>. Acesso em: 16 dez. 2017.

MESQUITA, Maria da Glória Bastos de Freitas; MORAES, Sérgio Oliveira. A dependência entre a condutividade hidráulica saturada e atributos físicos do solo. **Ciência Rural**, Santa Maria, v. 34, n. 3, p. 963-969, mai-jun, 2004.

- Coluna de areia para medir a retenção de água no solo: protótipos e teste. Disponível em: <<http://revistas.bvs-vet.org.br/crural/article/view/18628>>. Acesso em: 16 dez. 2017.

REINERT, Dalvan José; REICHERT, José Miguel. Coluna de areia para medir a retenção de água no solo: protótipos e teste. **Ciência Rural**, Santa Marias, v. 36, n. 6, 2006.

Sem medo de errar

Como vimos a empresa na qual você trabalha está elaborando o projeto de uma barragem e necessita obter alguns parâmetros para definição do projeto da barragem. Nesse primeiro momento, ela simula, utilizando solos arenosos da região, um permeâmetro a fim de reproduzir um dreno a ser instalado na fundação da barragem. Ela necessita saber as cargas hidráulicas e as velocidades em relação às elevações na coluna. Vamos iniciar a resolução de nosso problema a partir da obtenção da velocidade de aproximação e de percolação. A velocidade de percolação é definida pela expressão:

$$V = ki. \text{ O valor de } i \text{ é expresso por: } i = \frac{h_1 - h_2}{L} = \frac{3,6 - 0,0}{(2,4 - 0,6)} = \frac{3,6}{1,8} = 2.$$

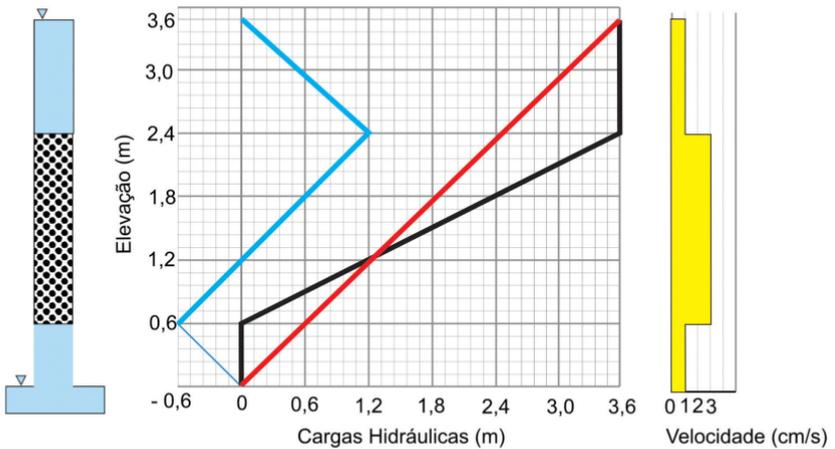
Substituindo os valores temos que: $V = 0,5 \times 2 = 1 \text{ cm/s}$. A velocidade

de percolação é definida pela expressão: $V_s = \frac{V}{\eta}$ e substituindo os

valores temos que: $V_s = \frac{1}{0,33} = 3,0 \text{ cm/s}$. Agora que determinamos

as velocidades, vamos obter as cargas hidráulicas. Assim, na Figura 4.12, temos a resposta em termos de carga de elevação, com base em nossos apontamentos anteriormente estudados.

Figura 4.12 | Cargas hidráulicas



Carga de elevação

Carga Total

Carga de pressão

Fonte: elaborada pelo autor.

Assim, temos que a carga de elevação corresponde à linha com inclinação de 45° . A carga total (H) pode ser definida por pontos. **Na elevação $0 \text{ m} \Rightarrow h_e = 0 \text{ m}$, $h_p = 0 \text{ m}$ e $H = 0 \text{ m}$.** **Na elevação $0,6 \text{ m} \Rightarrow h_e = 0,6 \text{ m}$, $H = 0 \text{ m}$** (não há perda de carga no tubo) e $h_p = H - h_e = -0,6 \text{ m}$. **Na elevação $3,6 \text{ m} \Rightarrow h_e = 3,6 \text{ m}$, $h_p = 0 \text{ m}$ e $H = 3,6 \text{ m}$.** **Na elevação $2,4 \text{ m} \Rightarrow h_e = 2,4 \text{ m}$, $H = 3,6 \text{ m}$** (não há perda de carga no tubo) e $h_p = 1,2 \text{ m}$.

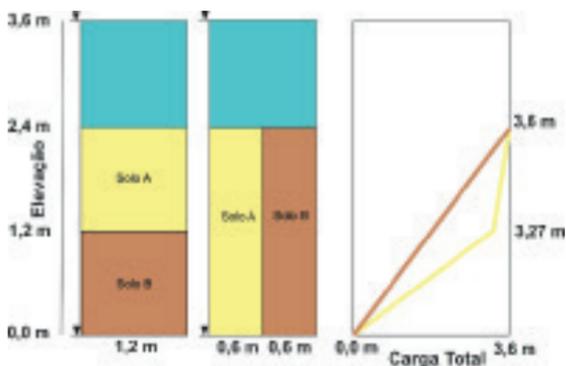
Os solos argilosos têm baixa permeabilidade e sua utilização em drenos não é razoável, justamente porque não permitiram que a função de redução da poropressão na fundação seja eficiente. Os solos argilosos podem ser utilizados em outras partes da barragem, como, por exemplo, no núcleo de uma barragem de terra.

Arranjo dos solos

Descrição da situação-problema

Deseja-se construir uma ensecadeira (estrutura executada para desviar um rio na construção de barragens) a partir de dois solos (A e B) disponíveis na área e que possuem uma condutividade hidráulica de 0,05 cm/s e 0,005 cm/s, respectivamente. Assim, são sugeridos dois arranjos, conforme apresentado na Figura 4.13. Observando o arranjo da esquerda e o da direita, quais seriam as vazões para cada arranjo e qual arranjo você indicaria para a construção da ensecadeira, sabendo que esta estrutura é provisória e está prevista a percolação de água pela mesma?

Figura 4.13 | Arranjo dos solos



Fonte: elaborada pelo autor.

Resolução da situação-problema

Em ambos os casos vamos utilizar a fórmula:

$$Q = k \times \frac{h_1 - h_2}{L} \times A$$

Assim: para o arranjo da esquerda: Solo A: $Q = 0,05 \times 10^{-2} \times \frac{0,33}{1,2} \times 1,2 = 1,65 \times 10^{-3} (m^3 / s)(m)$ e Solo B:

$$Q = 0,005 \times 10^{-2} \times \frac{3,27}{1,2} \times 1,2 = 1,65 \times 10^{-3} (m^3 / s)(m)$$

Para o arranjo da direita: Solo A: $Q = 0,05 \times 10^{-2} \times \frac{3,6}{2,4} \times 0,6 = 0,45 \times 10^{-3} (m^3 / s)(m)$ e

Solo B: $Q = 0,005 \times 10^{-2} \times \frac{3,6}{2,4} \times 0,6 = 0,045 \times 10^{-3} (m^3 / s)(m)$. Com base

nas velocidades e nos conceitos que aprendemos sobre o arranjo dos solos, fica evidente que o arranjo da esquerda fornecerá um controle da vazão mais linear devido à disposição dos solos a serem utilizados.

Faça valer a pena

1. Para que tenhamos o movimento de água ou fluxo entre dois pontos é necessário que algumas condições sejam atendidas. Com base nesse contexto, avalie as seguintes asserções e a relação proposta entre elas.

I. Haverá fluxo se o gradiente hidráulico for diferente de zero.

PORQUE

II. Devido à diferença de energias totais no sistema, o fluxo possui mesma direção e sentido contrário ao do gradiente hidráulico.

A respeito dessas asserções, assinale a alternativa correta:

- a) as asserções I e II são proposições verdadeiras, e a II é uma justificativa da I.
- b) as asserções I e II são proposições verdadeiras, mas a II não é uma justificativa da I.
- c) a asserção I é uma proposição verdadeira, e a II é uma proposição falsa.
- d) a asserção I é uma proposição falsa, e a II é uma proposição verdadeira.
- e) as asserções I e II são proposições falsas.

2. A permeabilidade de um solo pode ser influenciada com base em diversas características do mesmo. Assim, podemos afirmar que em solos saturados argilosos e arenosos:

Assinale a alternativa correta:

- a) Podem apresentar valores de permeabilidade semelhantes e dependentes da vazão.
- b) A permeabilidade é dependente do índice de vazios, que no caso dos solos argilosos quase não há espaço disponível para fluxo.
- c) A permeabilidade é diferente e quando o solo está saturado esse valor é ainda menor.
- d) Podem apresentar permeabilidades maiores quando o solo está parcialmente saturado.
- e) A expulsão do ar dos vazios ocorre quando os solos são saturados por capilaridade.

3. Coloque os solos, com base na classificação SUCS, em ordem crescente de permeabilidade:

1. Argila de baixa plasticidade.
2. GC.
3. SW.
4. SP.
5. Argila de alta plasticidade fissurada.
6. GP.

Assinale a opção que representa a ordem crescente CORRETA da permeabilidade dos solos:

- a) 5 – 1 – 3 – 4 – 6 – 2.
- b) 1 – 3 – 5 – 4 – 2 – 6.
- c) 1 – 5 – 4 – 3 – 6 – 2.
- d) 5 – 1 – 4 – 3 – 6 – 2.
- e) 1 – 5 – 3 – 4 – 2 – 6.

Seção 4.2

Fluxo de água nos solos

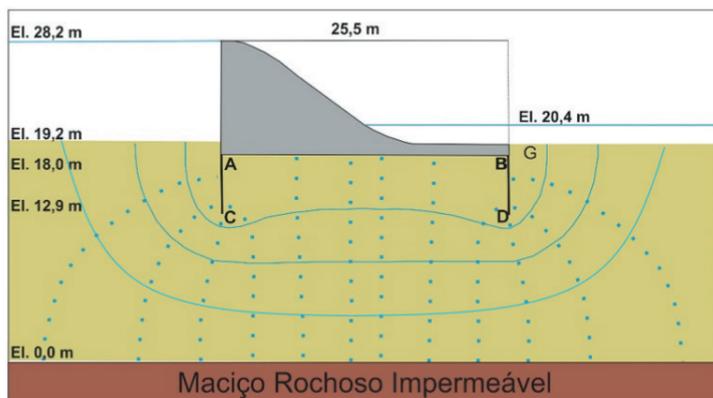
Diálogo aberto

Olá, aluno. Em nossa seção anterior, vimos importantes conceitos sobre o fluxo no solo. Nesta seção, avançaremos na aplicação desses conceitos e como eles podem influenciar as obras de engenharia e mineração, em que problemas relacionados à ruptura podem trazer consequências ambientais desastrosas.

Dentre os fenômenos, podemos citar a areia movediça e o piping. A areia movediça é causada quando o gradiente hidráulico supera o gradiente crítico, modificando o comportamento do solo. Já o piping está relacionado ao carreamento de partículas, provocando erosão interna não apenas na fundação das barragens, mas também no próprio corpo das barragens de terra.

Vamos avançar no seu aprendizado com mais um problema prático. Relembrando, a empresa em que você trabalha está elaborando o projeto de uma barragem, mas como ainda o projeto básico está sendo elaborado, muitos parâmetros precisam ser determinados para definição do tipo de estrutura a ser construída. Após uma campanha de investigações, foi constatado que, devido às condições geológicas locais, os solos disponíveis na fundação apresentam grande anisotropia para resistência, inviabilizando o projeto de uma barragem de terra, apesar de, em termos de permeabilidade, eles serem isotrópicos. Mesmo representando um custo mais elevado, optou-se pela elaboração do projeto básico de uma barragem de concreto-gravidade. Você ficou responsável pelo estudo hidrológico da fundação da barragem, devendo avaliar a rede de fluxo do maciço de fundação, composta por solo residual arenoso, com $k=0,05$ cm/s, com $\gamma_{sat} = 19,0$ kN/m³. As dimensões da barragem e rede de fluxo são apresentadas na Figura 4.14.

Figura 4.14 | Projeto da barragem e rede de fluxo no maciço



Fonte: elaborada pelo autor.

É necessário que você apresente as variações das cargas de elevação, total, de pressão e da poropressão, em duas situações: (i) imediatamente abaixo da fundação em dois pontos, localizados nos limites, montante e jusante da barragem (A e B), e (ii) a 5,1 m abaixo da fundação (C e D), respectivamente. Obtenha a vazão e o gradiente de saída no pé de jusante da barragem (Ponto G), considerando que o fluxo passa por um comprimento de 3,3 m (l). Com base no projeto, diga ao seu supervisor sobre a possibilidade de a barragem sofrer com problemas de liquefação ou piping. Para a resolução, você deve aplicar os seus conhecimentos sobre rede de fluxo e gradiente hidráulico. Vamos solucionar mais este desafio?

Considere γ_w sendo $9,81 \text{ kN/m}^3$.

Não pode faltar

Em nossa seção anterior, estudamos conceitos importantes que buscam demonstrar o comportamento do solo devido à presença de água. Nesta seção, iremos aprofundá-lo entendendo quais são os efeitos do movimento da água no solo, quando o maciço é homogêneo ou heterogêneo. Utilizaremos o artifício da rede de fluxos para visualizar o caminho preferencial da passagem de água no solo e quais são os efeitos em termos de propriedades hidráulicas dos solos, como o gradiente hidráulico. Ao final, conheceremos algumas técnicas de campo praticadas para a obtenção de

parâmetros importantes acerca da presença de água no solo. Como já vimos, a água no solo afeta as condições naturais dele. Quando esta água se encontra em fluxo, as forças que ocorrem são de natureza hidrodinâmica. Se variarmos a direção do fluxo, a pressão hidrodinâmica também irá variar e alterar parâmetros físicos, como o peso específico submerso ($\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w$). Se o fluxo ocorrer de forma ascendente, o peso específico submerso irá reduzir, bem como a poropressão, como já vimos sobre o princípio de Terzaghi. Você sabia que, quando a água se movimenta em uma direção (fluxo monofásico), há uma transferência de energia da água para as partículas motivada pelo atrito viscoso, caracterizando a perda de carga? O fluxo no solo pode ser calculado através da equação de Laplace. Ela considera certas condições, como o solo estar saturado, o fluxo ser estacionário, as partículas sólidas e de água não serem compressíveis e o fluxo ser bidimensional. Você sabe o porquê? Quando o fluxo encontra-se no estado estacionário significa que não haverá mudança de índice de vazios (sem expansão e compressão do solo). É muito comum para grande parte das obras geotécnicas as análises serem feitas considerando uma seção do maciço entre dois planos verticais e paralelos, cuja dimensão longitudinal é muito superior à transversal.

A equação de Laplace pode ser resolvida por muitos métodos de forma numérica (Método dos Elementos Finitos e Método dos Elementos Contínuos, por exemplo), analítica (certas situações ideais e com condições de contorno simples), por analogia (fluxos elétricos), por modelos físicos (métodos qualitativos utilizando caixas de areia) e graficamente, utilizando a rede de fluxo. O uso da rede de fluxo busca avaliar o fluxo bifásico, já que a água pode percorrer caminhos curvos e paralelos, muito comum nas fundações das barragens quando o rio é represado, condicionando inclusive a estabilidade desta obra.

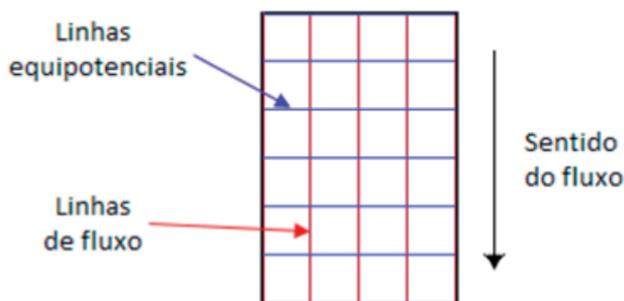


Assimile

A elaboração da rede é feita a partir de linhas traçadas no local onde existe o fluxo (Figura 4.15), representando as linhas de fluxo e equipotenciais. Esta representação gráfica é baseada na equação de Laplace, que trata do fluxo em um meio poroso. Quantificar e controlar o movimento da água é de suma importância para evitar

fenômenos de liquefação e erosão interna (piping), por exemplo. Assim, as linhas de fluxo indicam a trajetória macroscópica da partícula através do meio poroso. Já as linhas equipotenciais representam linhas de mesma energia (mesma carga hidráulica). Observando a Figura 4.15 podemos identificar algumas características. As linhas de fluxo e equipotenciais não se cruzam. A rede de fluxo deve satisfazer as condições de contorno do problema (contornos impermeáveis, por exemplo). Entre duas linhas de fluxo sucessivas (canal de fluxo) percola a mesma quantidade de fluxo. A mesma perda de carga ocorre entre duas linhas equipotenciais. Interessante, não?

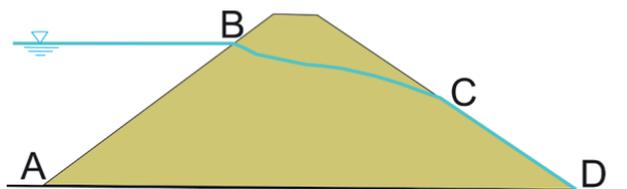
Figura 4.15 | Relação entre as linhas de uma rede de fluxo



Fonte: elaborada pelo autor.

Quando desejamos traçar uma rede de fluxo, é fundamental que você determine não apenas as condições de limites, mas também as de escoamento. Isso é necessário porque o fluxo pode se encontrar em uma condição confinada ou não confinada. Nesse sentido, precisamos definir a linha equipotencial máxima (superfície de entrada), a equipotencial mínima (superfície de saída) e linhas de fluxo superior e inferior. Assim, se todas as condições de contorno forem atendidas, o fluxo é considerado confinado e, da mesma forma, se ao menos uma delas não for, ele será considerado não confinado, como apresentado na Figura 4.16 pela linha freática B-C. Uma vez definidos os dois tipos de condições (confinado e não-confinado), são avaliadas quatro condições de contorno, ou seja, superfície impermeável, superfície em contato com o líquido, superfície livre de fluxo (Linha C-D na Figura 4.16) e linha freática.

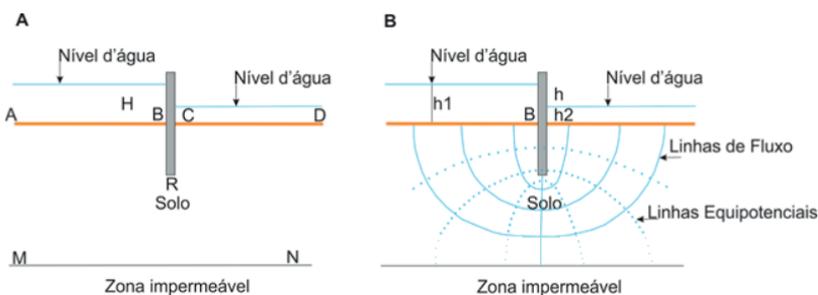
Figura 4.16 | Fluxo não confinado



Fonte: elaborada pelo autor.

A Figura 4.17A mostra um exemplo da aplicação da solução pela rede de fluxo, considerando uma parede de estacas-prancha cravadas em solo permeável, em um fluxo confinado. Já a Figura 4.17B mostra a interpretação com base na rede de fluxo.

Figura 4.17 | Fluxo confinado em solo permeável



Fonte: elaborada pelo autor.



Exemplificando

Analisando a Figura 4.17A, notaremos que o fluxo será no sentido da esquerda para direita por haver uma diferença de carga total. A linha A-B representa uma linha equipotencial de carga máxima, em que qualquer ponto sobre esta linha terá a mesma carga de elevação e pressão. Já a linha C-D representa uma linha equipotencial de saída (carga mínima). Durante a passagem do fluxo, haverá uma linha de fluxo superior (B-R-C) e uma que representa o caminho que a água percorrerá (M-N), a partir de uma longa distância. Nesta figura é apresentado um elemento chamado estaca-prancha (corpo vertical cinza) que, assim como o maciço rochoso (zona impermeável), não permite a passagem de água por eles. A Figura 4.17B representa a rede

de fluxo aplicada para solução. Assim, foram definidas nove linhas equipotenciais (L_{eq}) perpendiculares a cinco linhas de fluxo (LF), com tendência a formar elementos de forma quadrada. Se observarmos a rede de fluxo, notaremos que ela possui quatro canais (n_f), dados pela diferença entre as linhas de fluxo -1 ($n_f = LF - 1$), além de oito quedas de potencial ($n_{eq} = L_{eq} - 1$).

Observando ainda a Figura 4.17, notaremos que os canais de fluxo podem ter espessuras variáveis, já que a seção disponível abaixo da estaca-prancha é bem inferior, se comparada com a seção que representa a penetração da água no terreno. Assim, a velocidade da água será variável, ou seja, quando o canal se estreita a velocidade da água deverá ser maior, bem como o gradiente hidráulico. Sabendo ainda que a perda de potencial é constante a cada passagem de linha equipotencial, isso provoca uma redução do espaçamento entre cada L_{eq} , porém mantendo a relação entre as LF e L_{eq} constantes.



Pesquise mais

Durante o traçado de uma rede de fluxo, há uma simplificação que normalmente considera a perda de carga entre duas L_{eq} consecutivas constantes, resultando em uma figura quadrada com lados ligeiramente curvos. Assim, para determinarmos a variação da carga total disponível (Δh), podemos avaliar a perda entre duas linhas equipotenciais

$\left(\Delta h = \frac{h}{n_{eq}} \right)$. Também é possível expressar a vazão em cada canal de fluxo, sendo ela constante para todos os canais $\left(q = k \times \frac{h}{n_{eq}} \right)$. Por fim,

podemos definir a vazão total do sistema por unidade de comprimento

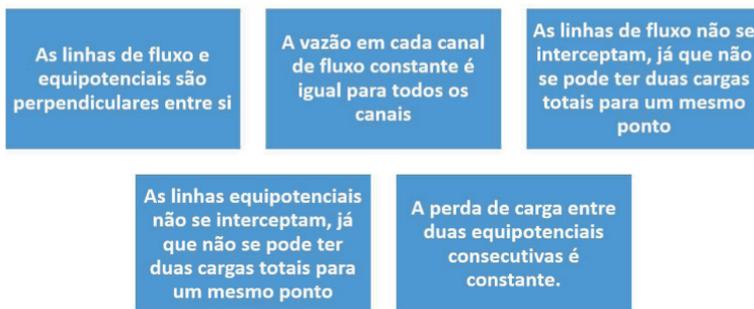
(Q) pela equação: $Q = k \times h \times \frac{n_f}{n_{eq}}$, em que k é a permeabilidade do

solo, h é a perda de carga total e $\frac{n_f}{n_{eq}}$ é o fator de forma (dependente

da rede traçada).

A partir da rede de fluxos, podemos listar resumidamente algumas de suas propriedades (Figura 4.18). Saiba que uma rede de fluxo que apresente um número exagerado de linhas de fluxo pode se tornar confusa e de difícil interpretação. Por outro lado, se o número de linhas de fluxo for pequeno, a rede pode perder precisão para a interpretação dos seus resultados.

Figura 4.18 | Propriedades das redes de fluxo



Fonte: elaborada pelo autor.

Até o momento, vimos situações em que o solo é isotrópico e homogêneo, mas na maioria dos casos práticos, os solos apresentam uma permeabilidade anisotrópica, ou seja, a permeabilidade é diferente em distintas direções.



Vocabulário

O termo isotrópico está relacionado ao fato de que um material possui propriedades iguais em qualquer direção. No caso de materiais anisotrópicos, o seu comportamento é direcional, ou seja, as propriedades variam conforme a direção de atuação (carregamento, fluxo, pressão e tensão, por exemplo).

Em maciços de solos compactados, essa situação é bastante comum, já que o coeficiente de permeabilidade horizontal costuma ser maior que o vertical. A vazão nesta situação utiliza uma permeabilidade equivalente (k_{eq}), de forma a considerar as reais permeabilidades, sendo a média dos coeficientes de permeabilidade

horizontal e vertical. Desta forma, a vazão total (Q) para este caso é expressa alterando o k , ou seja, $Q = k_{eq} \times h \times \frac{n_f}{n_{eq}} \times L$, em que L representa o comprimento da barragem.



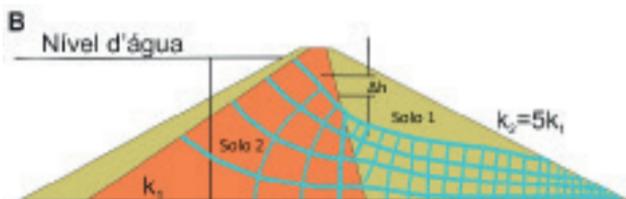
Assimile

Em meios heterogêneos, formados por mais de um material natural ou mesmo material com características distintas, como os corpos das barragens de terra, as permeabilidades são diferentes. Assim, uma barragem de terra pode ter o núcleo argiloso (baixa permeabilidade), espaldares arenosos (permeabilidade mais elevada) e fundada em rocha ou solo com distintas permeabilidades. Como utilizar a solução para materiais homogêneos aqui? Basta que levemos em consideração as condições de transferência das linhas de fluxo entre os distintos meios, pois quando a água atravessa a interseção entre dois solos, as linhas de fluxo alteram a direção. Quando a permeabilidade também é alterada, por exemplo, quando o fluxo sai de um solo de alta para um de baixa permeabilidade, os canais se alargam para compensar a vazão e a perda de carga; do contrário, o canal se estreita.

Se compararmos a aplicação da rede de fluxo em meios homogêneos com meios heterogêneos, veremos que, além de complexa, o meio heterogêneo pode fornecer diferentes resoluções para um mesmo problema, sendo dependente das hipóteses consideradas. A Figura 4.19 mostra um exemplo da interpretação de duas redes para um mesmo maciço de barragem de terra composto por dois materiais (Solo 1 e Solo 2). O Solo 1 é um material altamente permeável e o núcleo da barragem (Solo 2) tem permeabilidade cinco vezes menor que o outro.

Figura 4.19 | Redes de fluxo





Fonte: elaborada pelo autor.

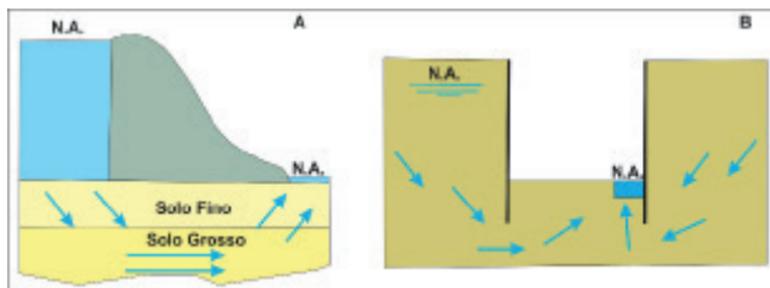
Olhando ambas as soluções, notamos que em A foi utilizada uma rede de elementos quadrados no Solo 1 e retangulares no Solo 2, de forma a manter a igualdade da vazão e a perda de carga. Já na solução B foi traçada uma malha quadrada tanto para o Solo 1 quanto para o Solo 2.

Se considerarmos um solo arenoso submetido a um fluxo ascendente, a presença de água no solo pode provocar a ruptura hidráulica do mesmo, representando a perda da estabilidade em função da perda da resistência causada pelas forças de percolação da água. Fisicamente, isso significa que as forças de percolação se igualam às forças gravitacionais efetivas, se o gradiente hidráulico for elevado, resultando em uma força efetiva nula. Podemos demonstrar melhor essa situação utilizando o gradiente hidráulico crítico (i_c), sendo 1 para a maioria dos solos, todavia pode ser determinado

pela expressão $i_c = \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_w}$. Quando o solo arenoso, que não possui

coesão, apresenta uma condição de fluxo para i_c , ele passa a se comportar como um líquido ($i \geq i_c$), cujo fenômeno é conhecido por areia movediça. Esse fenômeno é raro na natureza, mas pode ser provocado pela ação antrópica (Figura 4.20), como uma barragem ou uma escavação. Na Figura 4.20A temos um exemplo de uma barragem fundada sob solos arenosos, o mais superficial e fino e o mais profundo e grosso. Se observarmos as setas, a água percolará pela camada mais grossa e sairá pela camada de areia mais fina, através de um fluxo ascendente. Da mesma forma, no exemplo da Figura 4.20B é apresentada uma escavação em solo arenoso saturado, em que foi feito um rebaixamento do nível d'água (N.A.) para que possam seguir as escavações. Note que o fluxo também será ascendente, podendo provocar o fenômeno da areia movediça se as condições de que falamos anteriormente forem atendidas.

Figura 4.20 | Fenômeno da areia movediça por fluxo ascendente



Fonte: elaborada pelo autor.

Outro problema relacionado ao fluxo de água nos solos é chamado de piping. Esse fenômeno representa a erosão no solo, seja no contato da fundação com a barragem ou nos corpos das barragens de terra, devido ao carreamento das partículas em função de forças de percolação elevadas. Quando essas forças superam as de atrito das partículas, há propensão de carreamento, gerando tensões axiais reduzidas. Essa erosão ocorre à jusante da barragem de terra (saída de água), principalmente. Depois de iniciado, o processo é progressivo, desenvolvendo um mecanismo tubular de erosão, que pode levar ao colapso da estrutura. Algumas formas de combater esses mecanismos é reduzir a vazão de percolação e implantação de drenagens.



Refleta

Vimos os efeitos da água nos solos, a relação entre os parâmetros hidráulicos dos solos e sua importância para as obras de engenharia, mas você saberia como obter esses parâmetros e de que forma eles seriam suficientemente representativos quanto à permeabilidade do solo, por exemplo? Em laboratório, vimos os permeâmetros, mas em campo, quais ensaios poderíamos utilizar?



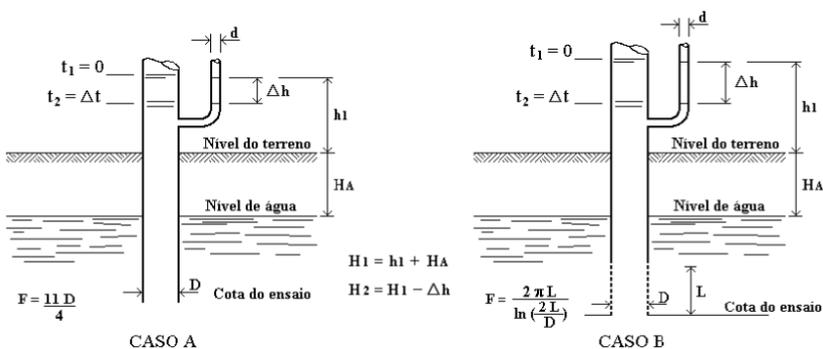
Assimile

Determinar a permeabilidade em laboratório é bem simples, mas os ensaios em si são de difícil reprodução e, desta forma, a representatividade dos resultados é condicionada pela qualidade tanto

das amostras como da execução dos ensaios. Em campo, os ensaios são de difícil controle, se forem comparados ao laboratório, porém eles representam melhor as condições do maciço.

Em campo, é muito comum aproveitar os furos de sondagem já executados para a realização de ensaios de permeabilidade. Assim, podemos medir a quantidade de água que infiltra no maciço em função do tempo (ensaio de infiltração), ou retirando a água de dentro do furo de sondagem, utilizando uma bomba e medindo a vazão (ensaio de bombeamento). Basicamente, os ensaios são divididos em quando a carga é variável e quando é constante. O ensaio de carga variável (Figura 4.21) consiste em permitir que a água desça ou suba no furo da sondagem, em que é registrado o tempo para que ocorra a variação da altura (mudança na carga hidráulica), sendo executado com simplicidade e rapidez, abaixo do nível d'água. A partir de um volume conhecido, a água é despejada no furo, sendo medidas as alturas (H_2) devido a intervalos em função do material da camada ensaiada (areias de 1 a 10 minutos, siltes de 30 a 60 minutos e argilas de 1 a 24 horas).

Figura 4.21 | Ensaio de carga variável



Fonte: Soares et al. (2006, p. 84).

A Figura 4.21 apresenta dois casos: A (mais genérico) e B para determinação da permeabilidade horizontal, cujas expressões

são respectivamente expressas por: $k = \frac{\pi \times d^2}{11 \times D} \times \frac{1}{(t_2 - t_1)} \times \ln \times \left(\frac{H_1}{H_2} \right)$ e



Vamos agora aprimorar ainda mais nosso conhecimento lendo os artigos abaixo que tratam do fluxo em obras de terra, utilizando inclusive ferramentas numéricas para auxiliar na interpretação do fluxo. Também é apresentado um artigo que mostra a aplicação de ensaios de campo de permeabilidade. Além disso, você pode consultar o capítulo 2 (Volume 2) do Livro do Homero Caputo disponível na biblioteca virtual. Bons estudos!

- CAPUTO, H. P.; CAPUTO, A. N.; RODRIGUES, J. M. de A. **Mecânica dos solos e suas aplicações, volume 1: fundamentos**. 7. ed. - Rio de Janeiro: LTC, 2015.
- MESQUITA, M. G. B. F.; MORAES, S. O. A dependência entre a condutividade hidráulica saturada e atributos físicos do solo. **Ciência Rural**, Santa Maria, v. 34, n. 3, p. 963-969, 2004. Disponível em: <<http://www.scielo.br/pdf/cr/v34n3/a52v34n3.pdf>>. Acesso em: 17 abr. 2018.
- ROJAS, J. W. J.; FONINI, A. **Análise de Percolação em Barragem de Terra Utilizando o Programa SEEP/W**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006. Disponível em: <<https://www.abms.com.br/links/bibliotecavirtual/Ilgeojovem2006/2006-rojas-fonini.pdf>>. Acesso em: 17 abr. 2018.
- FANTINATTI, P. H. A. et al. **Ensaio de Permeabilidade In Situ em Solos Saturados**. Universidade Estadual do Norte Fluminense, Rio de Janeiro, Disponível em <<https://www.abms.com.br/links/bibliotecavirtual/Ilgeojovem2006/2006-fantinatti-neto.pdf>>. Acesso em: 17 abr. 2018.

Sem medo de errar

Relembrando, a empresa em que você trabalha está elaborando o projeto de uma barragem e busca obter parâmetros para melhor definir o projeto. Nesta segunda etapa, ela já se prepara para o dimensionamento do projeto, havendo certo questionamento quanto ao tipo de barragem a ser construída e qual seria a resposta tanto do maciço quanto da própria barragem à passagem de fluxo. Com base nas dimensões apresentadas na Figura 4.14, podemos montar a Tabela 4.1 com os resultados das cargas de elevação, carga total, carga de pressão e a propressão (u) obtidas para os pontos A, B, C e D. Note

na figura que os Pontos A e B estão localizados na metade de duas equipotenciais, portanto têm, respectivamente, 4,5 e 8,5 quedas.

Tabela 4.1 | Cargas hidráulicas

Ponto	Carga de elevação (m)	Carga Total (m)	Carga de Pressão (m)	u (kN/m ²)
A	18,0	25,50	7,50	73,57
B	18,0	23,10	5,10	50,03
C	12,9	26,40	13,50	132,43
D	12,9	22,20	9,30	91,23

Fonte: elaborado pelo autor.

Com base em nossa Seção 4.1, a carga de elevação é obtida a partir do referencial da elevação 0 m até o ponto que desejamos. Para a obtenção da carga total, basta que tomemos como referência o ponto onde $\Delta h = 0$, ou seja, na elevação de 28,20 m. Assim, basta contarmos quantas perdas de carga ocorrem até o ponto desejado. A carga de pressão é obtida pela diferença entre as cargas total e de elevação. A partir da carga de elevação, basta que multipliquemos por γ_w . Para determinarmos a vazão, necessitamos aplicar a fórmula:

$$Q = k \times h \times \frac{n_f}{n_{eq}}. \quad \text{Assim,} \quad Q = 0,05 \times 10^{-2} \times 7,8 \times \frac{4}{13} = 1,2 \times 10^{-3} \text{ m}^3 / \text{s} \times \text{m}.$$

Já o gradiente hidráulico de saída no ponto G é determinado pela

$$\text{fórmula: } i_G = \frac{\Delta h}{l} = \frac{n_{eq}}{l} = \frac{0,6}{3,33} = 0,18. \quad \text{Note que o gradiente de saída}$$

foi calculado no quadrado que contém o ponto G. Este é o menor dos quadrados em que há fluxo vertical e, por este motivo, onde o gradiente é maior. Gradientes de fluxo vertical elevado podem levar ao problema da liquefação de solos. Se considerarmos que

$$i_G \leq i_c, \quad \text{ou seja } 0,18 \leq \frac{19 - 9,8}{9,8} \therefore 0,18 \leq 0,94, \quad \text{não haverá possibilidade}$$

de areia movediça nesse ponto e, apesar de o fluxo atuar nos grãos, a ocorrência de piping também será mínima. Caso exista alguma preocupação com piping, basta que sejam instalados elementos drenantes no pé de jusante.

Monitorando a poropressão

Descrição da situação-problema

Após a concepção do projeto da barragem de terra, a empresa solicita que você acompanhe um ensaio de rebaixamento do nível d'água em uma camada arenosa em específico. A partir de um furo de sondagem, de 50 mm de diâmetro, deseja-se ensaiar um trecho de solo arenoso que possui 2 m de espessura, em meio ao maciço de solo arenoso pouco siltoso. A perda de carga desse trecho equivale a 30 cm, e o volume coletado durante o ensaio de permeabilidade é de 10 cm^3 em 5 minutos. A partir das informações, é necessário que você interprete o resultado para obter a permeabilidade desse trecho arenoso que compõe a fundação.

Resolução da situação-problema

Sabemos que $\Delta h = 30 \text{ cm}$ e, desta forma, a vazão Q é obtida pela expressão: $Q = k \times i \times A$. Assim, podemos obter

os parâmetros que compõem a Lei de Darcy $Q = \frac{V}{t} = \frac{1000}{300}$,

$i = \frac{\Delta h}{L} = \frac{30}{200} = 0,15$ e $A = \pi r^2 = 3,14 \times (2,5)^2 = 19,625 \text{ cm}^2$. A obtenção

da permeabilidade do solo pode ser determinada diretamente por:

$$k = \frac{Q}{i \times A} = \frac{10}{300 \times 0,15 \times 19,625} = 1,13 \times 10^{-2} \text{ cm / s}$$

Faça valer a pena

1. A areia movediça é um fenômeno que pode ser provocado por uma atividade do homem, como a escavação para uma fundação. Com base nesse contexto, analise as sentenças abaixo:

- I - O fenômeno ocorre pela percolação descendente da água.
- II - Ocorre caso a força de percolação se iguale ou exceda a força peso do solo.
- III - O gradiente crítico é um parâmetro indicativo deste movimento.
- IV - Solos argilosos são propensos ao fenômeno.

Agora, assinale a alternativa que apresenta a resposta correta:

- a) Apenas as afirmativas I e III estão corretas.
- b) Apenas as afirmativas I e IV estão corretas.
- c) Apenas as afirmativas II e III estão corretas.
- d) Apenas as afirmativas I, II e IV estão corretas.
- e) Apenas as afirmativas II, III e IV estão corretas.

2. As redes de fluxo são soluções gráficas utilizadas para problemas relacionados ao cálculo de descargas, cálculo de diagramas de subpressão e verificação de segurança contra piping. Considerando o contexto apresentado, avalie as seguintes asserções e a relação proposta entre elas.

I. Quando a rede de fluxo utiliza elementos quadrados a construção da rede fica mais fácil.

PORQUE

II. A utilização de elementos como quadriláteros com a mesma relação de lados em redes de fluxo proporcionam distintas descargas e quedas de potencial.

A respeito dessas asserções, assinale a alternativa correta:

- a) as asserções I e II são proposições verdadeiras, e a II é uma justificativa da I.
- b) as asserções I e II são proposições verdadeiras, mas a II não é uma justificativa da I.
- c) a asserção I é uma proposição verdadeira, e a II é uma proposição falsa.
- d) a asserção I é uma proposição falsa, e a II é uma proposição verdadeira.
- e) as asserções I e II são proposições falsas.

3. Uma escavação está sendo executada em um solo arenoso com porosidade de 45% e massa específica de $2,7 \text{ g/cm}^3$. O gradiente crítico para que ocorresse o fenômeno da areia movediça seria:

Assinale a alternativa correta:

- a) 0,83.
- b) 0,78.
- c) 0,89.
- d) 0,93.
- e) 0,98.

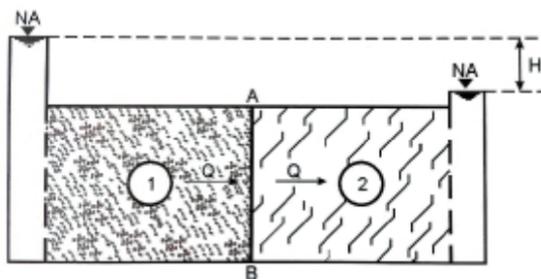
Seção 4.3

Condutividade hidráulica

Diálogo aberto

Olá, aluno! Em nossas seções anteriores aprendemos conceitos importantes relacionados ao fluxo no solo e seus efeitos hidráulicos associados. Nesta seção, avançaremos colocando em prática nossos conceitos aprendidos utilizando permeâmetros, aparelhos utilizados em laboratório, para reproduzir casos práticos da engenharia, relacionados ao fluxo no solo, como fundações de barragens e maciços de terra, por exemplo. Vamos avançar no seu aprendizado com mais um problema prático. Relembrando, a empresa que você trabalha está elaborando o projeto de uma barragem, mas como ainda é o projeto básico, muitos parâmetros precisam ser determinados para definição do tipo de estrutura a ser construída. Nesta nova prática, após a apresentação da rede de fluxo a empresa decide adequar o modelo físico da barragem, construindo um permeâmetro horizontal de laboratório, em escala métrica, para a estimativa do regime hidrogeológico ao longo da fundação próximo à condição em campo e para estudo do filtro de proteção. A Figura 4.23 abaixo representa simplificada o permeâmetro horizontal, sendo $H = 20$ cm e o fluxo percorrerá 40 cm em cada solo (L).

Figura 4.23 | Simulação em laboratório de fluxo em fundação de barragem



Fonte: Massad (2010, p. 21)

Considerando fluxo unidimensional, com velocidade perpendicular à interface AB, temos a mesma vazão e área transversal constante ($A = 400 \text{ m}^2$):

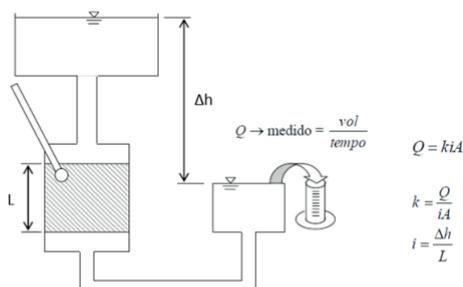
$$Q = v_1 \times A = v_2 \times A \rightarrow v_1 = v_2$$

O solo 1 e o solo 2 indicados possuem $\gamma_{sat} = 19 \text{ kN/m}^3$ e coeficiente de permeabilidade igual a 0,05 e 0,03 cm/s, respectivamente. A empresa gostaria de estimar a vazão e o gradiente hidráulico de saída. Após as suas análises, diga se haverá problemas de liquefação à jusante da barragem. Para a resolução, você deve aplicar os seus conhecimentos acumulados até agora na Unidade 4, principalmente relacionados aos permeâmetros e propriedades hidráulicas importantes, como o gradiente hidráulico. Agora, vamos avançar na prática a partir de mais um desafio!

Não pode faltar

Em nossas seções anteriores, aprendemos sobre as propriedades hidráulicas dos solos e como elas podem variar, devido ao fluxo ser em uma e em mais de uma direção, considerando ainda solos homogêneos e heterogêneos. Nesta última seção da Unidade 4, colocaremos todos esses conceitos na prática utilizando um aparelho muito simples conhecido como permeâmetro e já brevemente abordado na seção anterior. Ele serve para medição da permeabilidade de um solo em laboratório. Entre os permeâmetros clássicos se destacam dois principais, os de carga constante e os de carga variável. Tanto um quanto o outro podem ser de fluxo ascendente ou descendente. A Figura 4.24 apresenta um exemplo de permeâmetro de carga constante, recomendado para ser executado em laboratório, impondo-se um fluxo unidimensional em amostras com fluxo horizontal ou vertical.

Figura 4.24 | Permeâmetro de carga constante



Fonte: Gerscovich (2011, p.31).

Neste permeâmetro uma amostra de solo é colocada no interior de uma "célula" (área hachurada), cuja entrada possui comunicação com um depósito preenchido por água (sem ar), de nível constante. O nível de água neste depósito se mantém fixo devido ao abastecimento contínuo de outro depósito que supre e compensa qualquer quantidade de água que percole o solo contido na "célula". O volume de água que passa pelo solo na célula em um tempo determinado é medido com precisão por meio de uma bureta, indicada na Figura 4.24, quando o solo é pouco permeável, ou mesmo utilizando uma proveta se o solo for muito permeável. As alturas piezométricas podem ser medidas por meio de piezômetros. Assim, evita-se ter que considerar perdas nas conexões, o que em solos muito permeáveis acabam sendo desprezíveis. No depósito de água contido no permeâmetro e que mantém a água constante, podemos elevar ou baixar o nível mediante um dispositivo (guia e manivela), permitindo assim que possam ser executados ensaios com distintos gradientes hidráulicos. A condutividade hidráulica é determinada aplicando-se uma diferença de carga constante e medindo-se a vazão resultante.

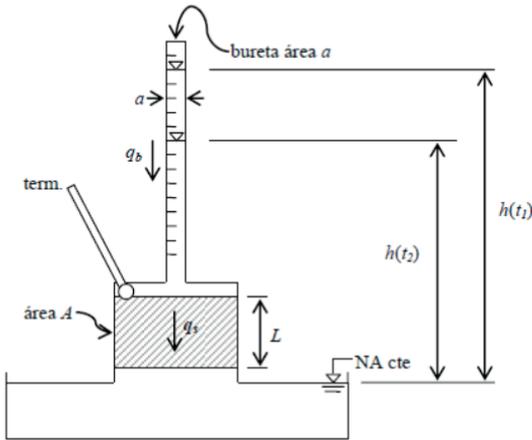


Dica

Este ensaio em solos saturados é recomendado quando estes possuem alta permeabilidade. Se o solo for saturado, porém com baixa permeabilidade, a vazão será muito pequena e conseqüentemente será necessário muito tempo para realizar a medição, havendo risco inclusive de perdas por evaporação. Portanto, essas condições devem ser consideradas. Se por acaso o solo não estiver saturado, geralmente o ensaio é executado em vários níveis de sucção/umidade, de forma que consigamos determinar as relações entre a condutividade hidráulica e a razão sucção/umidade.

Já o permeâmetro vertical de carga variável (Figura 4.25) é utilizado somente para ensaios em solos de baixa permeabilidade.

Figura 4.25 | Permeâmetro de carga variável



Fonte: Gerscovich (2011, p.33).

Neste ensaio a água desce pelo tubo em um intervalo de tempo, em que a forma descendente pela parte superior do tubo delgado exige que o volume de água seja igual a que atravessa uma seção (A) qualquer da amostra. Um detalhe importante é evitar que se formem vias preferenciais de infiltração entre a amostra e as paredes do permeâmetro. Considerando na Figura 4.25 que $q_b = q_s$, a permeabilidade é dada pela integração da lei de Darcy em

função do tempo, resultando na seguinte equação: $k = \frac{a \times L}{A \times t_1} \ln \frac{h_0}{h_1}$,

onde a e A são, respectivamente, a área da bureta e a área da seção de solo. Cabe ressaltar que em solos saturados a presença de ar pode atrapalhar este parâmetro. Neste caso, devemos eliminar primeiramente o ar dissolvido naturalmente na água, que pode ser facilmente resolvida por ebulição ou submetendo o solo ao vácuo.

Em solos impermeáveis, para saturar as amostras, devemos aumentar a pressão intersticial mediante uma contra-pressão e para isso é necessário utilizar um equipamento triaxial (aplica forças em três direções), por exemplo. Para solos não saturados são recomendados ensaios de absorção-drenagem em laboratório. Ele consiste na medição do volume de água que sai de uma amostra de solo, em um dado tempo, quando o solo está no interior de uma

célula ou placa de pressão e sofre um acréscimo de pressão de ar ou sucção. Este ensaio é importante, pois fornece a relação entre a condutividade hidráulica e a capacidade de retenção específica para um determinado nível de sucção, relação conhecida como difusividade e a condutividade hidráulica é determinada de forma indireta com base nesse resultado com a curva característica, proveniente do ensaio de sucção.

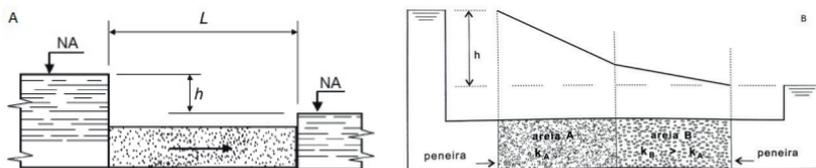


Assimile

No ensaio com o permeâmetro vertical de carga (h) constante, o fornecimento de água na entrada é ajustado de modo que a diferença de carga entre a entrada e a saída permaneça constante durante o período de ensaio. Depois que uma vazão constante for estabelecida, a água será coletada em um frasco graduado durante um tempo conhecido. Já no ensaio com o permeâmetro vertical de carga variável, a água de um piezômetro flui através do solo, cuja diferença de carga inicial h_1 no tempo ($t = 0$) é registrada e deixa-se a água fluir através da amostra de solo, de modo que a diferença de carga final no tempo $t = t_2$ é igual a h_2 . Neste ensaio o procedimento é feito enchendo a bureta em $t = 0$. Quando $t = t_1$ mede-se a carga hidráulica (t_1) e quando o $t = t_2$ mede-se novamente a carga hidráulica (t_2), resumidamente.

Já vimos em seções anteriores que se uma massa de solo é colocada em contato com a água, ocorrerá uma diferença de potencial entre a água e o solo, resultando na percolação de água, forçada para dentro de uma massa de solo, independentemente de qualquer diferença gravitacional de potencial. Já vimos anteriormente quando a água percola em permeâmetros verticais, mas como seria quando esses permeâmetros estão dispostos horizontalmente? Considere as Figuras 4.26A e 4.26B.

Figura 4.26 | Permeâmetros horizontal (A) e vertical (B)



Fonte: Caputo (2015, [s.p.]) e Pinto (2006, p.130), respectivamente.

No caso de se estabelecer um fluxo horizontal, isso representa que a lei de Darcy será válida para um fluxo capilar, aparecendo uma velocidade horizontal de fluxo correspondente a $v_x = ki_x$ e

desta forma o gradiente hidráulico horizontal será $i_x = \frac{h_c + h_0}{x}$. Se

considerarmos que o índice de vazios (e) do maciço de solo, em um pequeno intervalo de tempo dt , a quantidade de água percolará horizontalmente por unidade de seção, então teremos a seguinte

relação: $\frac{e}{1+e} \times \frac{dx}{dt} = k \times \frac{h_c + h_0}{x}$. Assim, considerando um intervalo de

tempo Δt , o fluxo avançará de x_1 para x_2 , tal que:

$x_2^2 - x_1^2 = \frac{1+e}{e} \times 2k \times (h_c + h_0) \times \Delta t$. Para o permeâmetro vertical no

caminho vertical de ascensão, o fluxo progredirá para ascender da cota do nível da água até uma cota z , dado pela integração da

equação: $t = \frac{e}{1+e} \times \frac{h_c}{k} \times \left[-\ln \left(1 - \frac{z}{h_c} \right) - \frac{z}{h_c} \right]$.



Reflita

Esse movimento ilustrado a partir da Figura 4.24A e abordado acima, apesar de ser de difícil expressão matemática, pode significar que ele na prática não exista? Será que em problemas de percolação de água nos solos é razoável desprezar algo de difícil expressão?

O coeficiente de permeabilidade é uma das propriedades mais importantes e que mais varia de um solo para outro, você sabia? Esse raciocínio fica facilmente entendível se observarmos um solo arenoso e compararmos com um solo argiloso, sendo este último é muito mais impermeável comparado ao primeiro. Vamos verificar na Tabela 4.2 alguns valores típicos de coeficiente de permeabilidade.

Tabela 4.2 | Valores típicos do coeficiente de permeabilidade

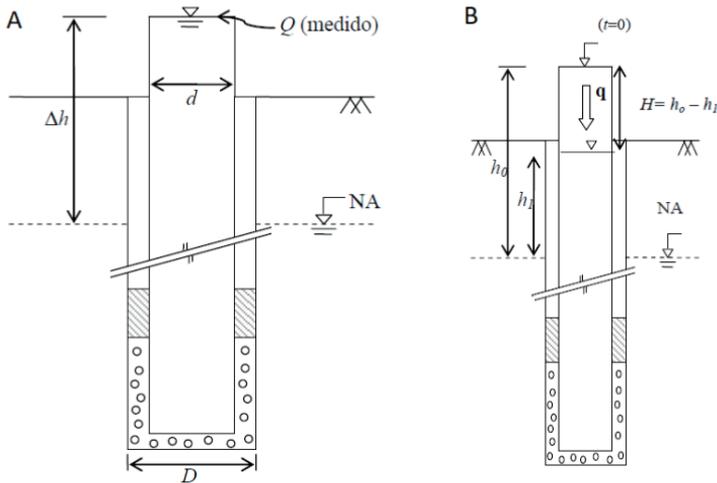
Solo	k (cm/s)	Observações
Pedregulho	> 1	Podem ser drenadas por bombeamento
Areia grossa	$1 \text{ a } 10^{-1}$	
Areia média	$10^{-1} \text{ a } 10^{-2}$	
Areia fina	$10^{-2} \text{ a } 10^{-3}$	Drenagem pouco eficiente
Areia siltosa	$10^{-3} \text{ a } 10^{-4}$	
Turfa	$3 \times 10^{-3} \text{ a } 10^{-7}$	
Siltes e argilas meteorizadas	$1,5 \times 10^{-4} \text{ a } 5 \times 10^{-6}$	Praticamente impermeáveis
Solo compactado impermeável	$10^{-6} \text{ a } 10^{-8}$	
Argilas não meteorizadas	$10^{-7} \text{ a } 10^{-9}$	

Fonte: Salas e Alpañes (1975, p. 132).

Além da permeabilidade, que vimos em nossa Seção 4.2, determinada em campo a partir de ensaios de infiltração com a carga constante e com a carga variável, podemos também determinar a condutividade hidráulica em campo utilizando piezômetros. Esses instrumentos são amplamente empregados na engenharia geotécnica para o monitoramento das poropressões em obras que sofram influência da água, como já mencionamos em outras seções. Portanto, são utilizados piezômetros em solos naturais e compactados para determinação da permeabilidade nesses materiais, apresentando a vantagem quanto à simplicidade e rapidez de operação. A condutividade hidráulica in situ pode ser determinada utilizando piezômetros do tipo escavado, considerando as condições de carga constante e variável.

A Figura 4.27 apresenta piezômetros instalados em furos para execução de ensaios abaixo do nível d'água com carga constante (4.27A) e carga variável (4.27B), como já mencionamos em nossa seção passada.

Figura 4.27 | Piezômetros escavados



Fonte: Gerscovich (2011, p. 41 e 44)

Para executarmos um ensaio de condutividade hidráulica com piezômetro escavado, utilizamos materiais bem simples, como tubos de PVC com diâmetro de 32 a 40 mm, de forma a permitir o aumento do comprimento do tubo de suporte, até que a profundidade de ensaio seja atingida (cada tubo é “costurado” um no outro, utilizando conexões rosqueadas e vedadas). Também é colocado no furo bentonita para a execução do “selo” e areia para execução do filtro (construído com areia de granulometria grossa, havendo a recomendação de que seja usada uma camada adicional de alguns centímetros de areia fina sobre a camada de areia grossa), buscando não permitir a colmatação do filtro pela bentonita.



Vocabulário

A colmatação do solo ocorre quando existe infiltração de um fluido, geralmente água, que ao encontrar a rocha ou um solo de baixa permeabilidade promove a elevação do solo devido ao acúmulo de água.

Bentonita é um argilomineral muito utilizado com água no processo de perfuração de solos de forma a estabilizar as paredes do furo.

É utilizada uma bureta graduada para a medição do volume de água infiltrado, além de ferramentas de corte, como trados e hastes para a execução do furo de sondagem. A equação básica para a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica, a partir de resultados de ensaios com piezômetros, requer o conhecimento da relação entre a carga hidráulica aplicada no interior do furo e a vazão medida durante o ensaio, além do fator de forma da ponteira. Esse fator de forma F é uma função da geometria do piezômetro e do tipo de ensaio (com aplicação de carga hidráulica constante ou variável). A utilização desta equação também pressupõe que o solo seja homogêneo e isotrópico. Para uma vazão Q (vazão estabilizada) no piezômetro, sob uma carga hidráulica constante h , são propostas duas equações considerando a carga constante

e variável, ou seja, respectivamente: $k_{fs} = \frac{Q}{F \times h}$ e $k_{fs} = \frac{d^2 \times \left[\ln \times \left(\frac{h_1}{h_2} \right) \right]}{F \times (t_2 - t_1)}$,

onde o d corresponde ao diâmetro do tubo, h_1 e h_2 as cargas hidráulicas anotadas nos tempos t_1 e t_2 , respectivamente e F é o fator de forma. Apesar do fator de forma ser alvo de grandes discussões no meio geotécnico, ele comumente é definido pela

equação: $F = \frac{2 \times m \times \pi \times L_f}{\ln \left[\frac{m \times L_f}{D_f} + \sqrt{1 + \left(\frac{m \times L_f}{D_f} \right)^2} \right]}$, onde m é considerado igual a 1.



Refleta

Sabemos que o coeficiente de permeabilidade ou condutividade hidráulica é uma propriedade que indica a maior ou menor facilidade da água percolar através do solo, sendo um equivalente à velocidade de fluxo sob um gradiente unitário. Aprendemos que solos argilosos possuem uma baixa permeabilidade em relação aos solos arenosos. O que influencia de fato a condutividade hidráulica de um solo? Serão apenas as características dos fluidos ou existe alguma contribuição da fase sólida dos solos?

Existe um detalhe sobre a influência da temperatura na viscosidade e conseqüentemente na permeabilidade do solo e por isso devemos controlar a temperatura da água durante o ensaio.



Exemplificando

Se o ensaio foi realizado a uma temperatura t_1 e nós necessitamos conhecer o coeficiente de permeabilidade a uma temperatura t_2 , podemos utilizar a seguinte relação: $k_{t1} = k_{t2} \times \frac{\eta_{t1}}{\eta_{t2}}$, onde η_{t1} e η_{t2} são os coeficientes de viscosidade para estas temperaturas.

Desta forma, a relação entre a condutividade hidráulica, a viscosidade e a temperatura é tal qual que, quanto maior a temperatura, menor será a viscosidade e conseqüentemente maior será a condutividade hidráulica. Existe uma grande contribuição da fase sólida presente nos solos e neste caso são representados por: tamanho da partícula, índice de vazios, estrutura, grau de saturação e composição mineralógica.



Exemplificando

Saber o efeito na contribuição de cada um deles na condutividade hidráulica é muito difícil, pois alguns desses fatores são interdependentes. Por exemplo, a estrutura do solo depende do tamanho de grão, índice de vazios e composição mineralógica. A influência do tamanho da partícula é mais importante em solos siltosos e arenosos, cujos grãos minerais possuem a mesma dimensão. No caso do índice de vazios, ele apresenta uma relação de proporcionalidade com a condutividade hidráulica, sendo dependente do tipo de solo. Se considerarmos um mesmo índice de vazios, dependendo da estrutura presente no solo, poderemos ter uma maior ou menor facilidade de percolação. No caso da composição mineralógica, ela acaba sendo mais importante para solos argilosos, em termos de argilominerais expansivos. O grau de saturação é um importante influenciador na condutividade hidráulica, pois quanto maior a saturação, maior será a facilidade de percolação e conseqüentemente maior será o seu coeficiente de permeabilidade.

Perceba que muitas características podem influenciar as propriedades hidráulicas dos solos, seja em campo ou em laboratório. O desconhecimento dessas características impacta diretamente na escolha adequada das investigações a serem realizadas, bem como

na interpretação dos ensaios. Desta forma, é necessário entender por completo o contexto de cada problema e aplicar criticamente o conhecimento que você já adquiriu.



Pesquise mais

Vamos agora aprimorar ainda mais nosso conhecimento lendo os artigos abaixo que discutem a utilização de permeâmetros e obtenção da condutividade hidráulica in situ sob diversas aplicações. Bons estudos!

CARVALHO, Z. S. et al. **Barreiras minerais de solo compactado: comparação da permeabilidade em campo e em laboratório, para diferentes tipos de fluido**. COBRAMSEG, 2016, XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 19-22 out., Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil. Disponível em: <<https://goo.gl/o7jxop>>. Acesso em: 30 dez. 2017.

SILVEIRA, C. A.; DIAS, P. SCHUCH, F. S. **A problemática das inundações em áreas urbanas sob a ótica da permeabilidade do solo**. COBRAC 2014 –Congresso Brasileiro de Cadastro Técnico Multifinalitário, 12 a 16 out. 2014, UFSC Florianópolis. Disponível em: < https://repositorio.ufsc.br/xmlui/bitstream/handle/123456789/134547/COBRAC_2014_6-8-1-RV.pdf?sequence=1&isAllowed=y >. Acesso em: 30 dez. 2017.

JESUS, L. S.; FERNANDES, J. B.; GIACHETI, H. L. Investigação da condutividade hidráulica dos solos de uma área de aterro de resíduos sólidos urbanos por meio de ensaios de campo e laboratório. **Ciência e Engenharia**, [S.l.], v. 22, n. 1, 12-28 jan-jun. 2013 Disponível em: < <https://repositorio.unesp.br/bitstream/handle/11449/135175/ISSN1983-4071-2013-22-01-21-28.pdf?sequence=1&isAllowed=y> >. Acesso em: 30 dez. 2017.

Sem medo de errar

Conforme aprendemos, a empresa necessita simular o fluxo abaixo de uma barragem por meio de um permeâmetro horizontal apresentado na Figura 4.23.

Para obter os gradientes hidráulicos, vamos analisar a vazão e a perda de carga do sistema:

$$Q = Q_1 = Q_2 \rightarrow k_1 \times i_1 \times A = k_2 \times i_2 \times A \rightarrow k_1 \times h_1 = k_2 \times h_2 \rightarrow 0,05 h_1 = 0,03 h_2$$

$$\therefore h_1 = 0,6 h_2$$

$$H = h_1 + h_2 = 20 \text{ cm} \text{ assim, } h_1 = 12,5 \text{ cm} \text{ e } h_2 = 7,5 \text{ cm}.$$

$$\text{E temos que } Q = Q_1 = Q_2 = k_1 \times i_1 \times A = 0,05 \times 0,19 \times 400 = 3,8 \text{ cm}^3 / \text{s}$$

Considerando os parâmetros informados, vamos obter os gradientes hidráulicos para cada solo:

$$i_1 = \frac{h_1}{L_1} = \frac{7,5}{40} = 0,19$$

$$i_2 = \frac{h_2}{L_2} = \frac{12,5}{40} = 0,31$$

$$i_{crit} = \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_w} = \frac{(19 - 10)}{10} = 0,9$$

Analisando os gradientes hidráulicos acima, verificamos que o gradiente de saída é menor do que o gradiente crítico, confirmando a segurança contra a ocorrência do piping.

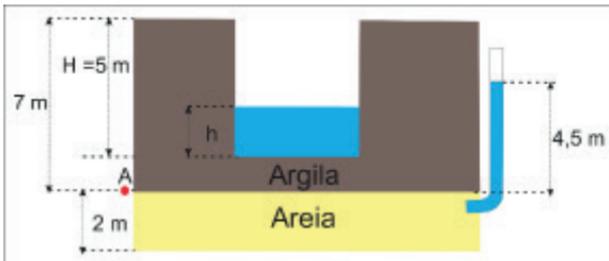
Avançando na prática

Simulando a realidade em laboratório

Descrição da situação-problema

A empresa deseja executar uma escavação em solo argiloso saturado ($\gamma_{sat} = 19 \text{ kN} / \text{m}^3$) e rijo, depositada sobre solo arenoso saturado ($\gamma_{sat} = 18 \text{ kN} / \text{m}^3$) e utiliza um modelo em escala reduzida (permeâmetro) em laboratório, conforme está apresentado na Figura 4.28.

Figura 4.28 | Modelo da escavação



Fonte: elaborada pelo autor.

Ela instala um piezômetro imediatamente abaixo do contato entre os sedimentos, que possui em seu interior uma coluna de água de 4,5 metros. Considerando as condições apresentadas, qual deverá ser a altura (h) da água mantida no interior da escavação (a partir do ponto A) para que não haja deformações na argila saturada?

Lembrando-se de que tensão total é $\sigma = \gamma \times h$, a poropressão é $u = \gamma_w \cdot h_w$ e a tensão efetiva corresponde a $\sigma' = \sigma - u$.

Resolução da situação-problema

Para a estabilidade da camada de argila abaixo da escavação, devemos relembrar nossos conceitos aprendidos nas seções anteriores e considerar que para haver perda da estabilidade, a tensão efetiva deve se igualar a zero, temos:

$$\sigma_A = (7 - 5) \times \gamma_{sat\ argila} + h \times \gamma_w = 2 \times 19 + h \times \gamma_w = 38 + 10 \times h \left(\frac{kN}{m^2} \right)$$

Sabendo que a poropressão em A é: $u_A = 4,5 \times 10 = 45 \frac{kN}{m^2}$

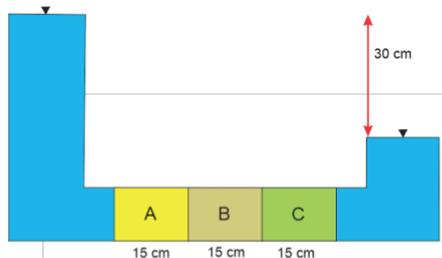
e a tensão efetiva em A é igual a zero ($\sigma'_A = 0$). Assim,

$$\sigma'_A = 38 + 10 \times h - 45 = 0 \therefore h = 0,7m$$

Faça valer a pena

1. A figura apresenta três camadas (A, B e C) em um tubo que possui uma área de 100 cm^2 . A água fornecida gera uma diferença de carga constante de 30 cm ao longo de todas as amostras. A condutividade hidráulica do solo na direção do fluxo que passa por eles é respectivamente, em cm/s, de 10^{-2} , 3×10^{-3} e $4,9 \times 10^{-4}$. A taxa de fornecimento de água Q em cm^3/h é:

Figura | Camadas de um solo



Fonte: elaborada pelo autor.

Utilizar a permeabilidade equivalente $k_{v(eq)} = \frac{L}{\left(\frac{L_1}{k_1}\right) + \left(\frac{L_2}{k_2}\right) + \left(\frac{L_3}{k_3}\right)}$

Assinale a alternativa correta:

- a) 301 cm³/h.
- b) 298 cm³/h.
- c) 291 cm³/h.
- d) 285 cm³/h.
- e) 305 cm³/h.

2. A condutividade hidráulica pode ser influenciada tanto pelas características do líquido, quanto pela fase sólida. Considerando esse contexto, analise as afirmativas a seguir e assinale V para verdadeiro e F para falso:

- () Em solos pedregulhosos sem partículas com diâmetro superior a 2 mm, a permeabilidade é superior a 0,01 cm/s.
- () Quanto maior a dimensão dos poros de um solo, mais permeável será o solo, mesmo em argilas moles.
- () Solos arenosos ricos em quartzo possuem permeabilidade menor em relação a solos argilosos com montmorilonita.
- () A presença de estruturas provenientes da rocha mãe, como falhas e fraturas, podem aumentar a permeabilidade do solo.

Assinale a alternativa que apresenta a sequência correta:

- a) V – F – F – V.
- b) F – V – F – V.
- c) V – F – V – V.
- d) F – F – V – V.
- e) F – F – F – F.

3. Os ensaios de laboratório são muito válidos para estimar a permeabilidade dos solos, porém são muito questionáveis quanto à representatividade do maciço de solo. Nesse sentido, existem ensaios in situ, e dentre eles podemos mencionar o ensaio de rebaixamento. Com base nesse contexto, analise as seguintes sentenças abaixo:

- I- O gradiente hidráulico é constante.
- II- O escoamento varia entre turbulento a laminar até estabilizar o N.A.
- III- Considera que a formação é homogênea e isotrópica.
- IV- A lei de Darcy é adaptada.
- V- O poço de bombeamento não necessita penetrar em toda espessura da camada permeável.

Agora, assinale a alternativa que apresenta a correta:

- a) Apenas as afirmativas I e III estão corretas.
- b) Apenas as afirmativas I e IV estão corretas.
- c) Apenas as afirmativas II e III estão corretas.
- d) Apenas as afirmativas I, II e IV estão corretas.
- e) Apenas as afirmativas II, III e IV estão corretas.

Referências

CAPUTO, H. P.; CAPUTO, A. N.; RODRIGUES, J. M. de A. **Mecânica dos solos e suas aplicações, volume 1: fundamentos**. 7. ed. - Rio de Janeiro: LTC, 2015.

CRAIG, R. F.; KNAPPETT, J. A. **Mecânica dos solos**. Rio de Janeiro: LTC, 2014.

GERSCOVICH, D. M. S. **Notas de Aula – fluxo em solos saturados**. UERJ: Departamento de Engenharia Civil, 2011.

LAMBE, T. W.; ROBERT V. W. **Soil Mechanics**. Ann Arbor: Wiley, 1960.

MASSAD, F. **Obras de terra: curso básico de geotecnia**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 Aulas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

SALAS, A. J.; ALPAÑEZ, J. L. J. **Geotecnia Y Cimientos – Volumen 1**. Madrid: Rueda, 1975.

SOARES, J. M. D.; PINHEIRO, R. J. B.; TAVARES, I. S. **Notas de Aula – Mecânica dos Solos**. UFSM – Departamento de Transportes, 2006.

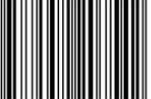
SOUSA PINTO, C. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

TSCHEBOTARIOFF, G. P. **Mecánica del suelo – cimientos y estructuras de tierra**. Madrid: Aguilar, 1958.

VARGAS, M. **Introdução a mecânica dos solos**. São Paulo: Editora USP, 1977.

WESLEY, L. D. **Fundamentals of Soil Mechanics for Sedimentary and Residual Rocks**. New Jersey: Wiley, 2010. CAPUTO, H. P.; CAPUTO, A. N.; RODRIGUES, J. M. de A. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2015. 1. v: fundamentos.

ISBN 978-85-522-0754-2



9 788552 207542 >