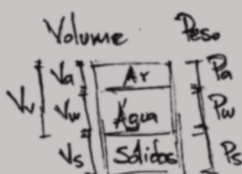
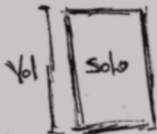
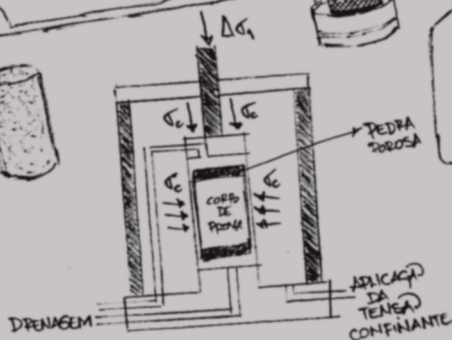


$$h = \frac{P_{\text{água}}}{P_{\text{solo seco}}} \times 100$$



MECÂNICA DOS SOLOS EXPERIMENTAL

$$\sigma = \frac{N}{A}$$



MECÂNICA DOS SOLOS
EXPERIMENTAL

RAFAEL ABRANTES GONÇALVES
VERUSCHKA ESCARIÃO DESSOLES MONTEIRO

MECÂNICA DOS SOLOS EXPERIMENTAL

1ª Edição



Campina Grande
2018

© dos autores e organizadores

Todos os direitos desta edição reservados à EDUFCG

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA BIBLIOTECA CENTRAL DA UFCG

EDITORA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE - EDUFCG

G635m Gonçalves, Rafael Abrantes.
Mecânica dos solos experimental [recurso digital] / Rafael Abrantes
Gonçalves, Veruschka Escarião Dessoles Monteiro. – Campina Grande:
EDUFCG, 2018.
204 p.

ISBN 978-85-8001-233-0
Referências.

1. Engenharia Civil. 2. Geotecnia. 3. Mecânica dos Solos. 4. Solos. I.
Monteiro, Veruschka Escarião Dessoles. II. Título.

CDU 624.131

EDITORA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE - EDUFCG

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE – UFCG

editora@ufcg.edu.br

Prof. Dr. Vicemário Simões
Reitor

Prof. Dr. Camilo Allyson Simões de Farias
Vice-Reitor

Prof. Dr. José Helder Pinheiro Alves
Diretor Administrativo da Editora da UFCG

Simone Cunha
Revisão

Yasmine Lima
Editoração Eletrônica

Rafael Abrantes Gonçalves
Imagem da capa

CONSELHO EDITORIAL

Anubes Pereira de Castro (CFP)
Benedito Antônio Luciano (CEEI)
Erivaldo Moreira Barbosa (CCJS)
Janiro da Costa Rego (CTRN)
Marisa de Oliveira Apolinário (CES)
Marcelo Bezerra Grilo (CCT)
Naelza de Araújo Wanderley (CSTR)
Railene Hérica Carlos Rocha (CCTA)
Rogério Humberto Zeferino (CH)
Valéria Andrade (CDSA)

Dedico este livro à minha família, à minha filha Maria Teresa, a meus pais, Jucemar Abrantes e Luciana Alves, à minha esposa Élyda Fernanda, e à minha irmã, Luana Abrantes, por toda dedicação, inspiração e fé. Seus esforços foram de suma importância.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus em primeiro lugar, pelo dom da vida e pela sabedoria adquirida.

Agradeço a meus pais, pela paciência e luta diária, as quais me fizeram vencer e obter conhecimento.

Agradeço à minha esposa e filha, pela cumplicidade e fé no meu trabalho.

Agradeço à minha família, pelo bom exemplo e amor fraterno.

Agradeço a meus professores e técnicos, pelos ensinamentos e toda experiência passada, em especial à Prof. Veruschka Escarião, que me confiou o difícil trabalho de escrever este livro e, com muita paciência, me ajudou a editá-lo.

Agradeço à mestrandia Raliny Mota de Souza Farias, pela ajuda inicial e algumas das revisões.

Agradeço a meus amigos, pelo companheirismo e pelas palavras de incentivo.

Agradeço a todos os que colaboraram ou venham a colaborar com este trabalho, com críticas, sugestões, participação na discussão e elaboração dos textos, identificação e correção de erros. Aos amigos, professores e profissionais que tiveram a paciência de ler e opinar quanto ao conteúdo e à forma.

EPÍGRAFE

Nas palavras de Avelino Gonçalves Kock Torres,

Estudar engenharia não é saber apenas o “como”. Quem tem que sabê-lo são os técnicos de nível médio e os operacionais. O engenheiro tem que conceituar para indicar as soluções para problemas nunca antes enfrentados. Deve saber usar naturalmente seu potencial, pela consciência objetiva de ser um profissional do conhecimento conceitual. É ele quem define, para gestores e executores, o que fazer, quando e como fazer. O estudante evita a mediocridade pela prática dos seguintes tópicos:

APRENDER A DESAPRENDER

Há que ter um compatível medo do novo, mas conviver produtivamente com ele.

APRENDER A CONCEITUAR

Definir o porquê, frente a possíveis opções, para assim justificar sempre o “como”.

APRENDER A CORRER RISCOS

Ousar e inovar (ou seja, ser criativo, agregando valor. Todos nós somos criativos, mas poucos somos inovadores).

APRENDER A ASSUMIR RESPONSABILIDADES

Aceitar desafios como oportunidade para o crescimento pessoal e para a realização profissional. Assumir sua dimensão de incompetência, quando for o caso, como um procedimento de retomada e exercício de perseverança.

APRENDER A DECIDIR FRENTE A INCERTEZAS

Encarar o erro como uma oportunidade de melhoria, não se inibindo pela necessidade “demonstrativa” de não errar. Exercitar sempre a busca do maior número possível de dados e fatos, para o exercício de cada decisão a ser tomada. Eliminar qualquer interferência para suas decisões.

APRENDER A VENCER DIFICULDADES

Ao assumir, consigo mesmo, o compromisso de fazer prova (de ser avaliado e melhor se avaliar) honestamente e, assim, ter o insucesso como desafio a ser vencido (não aceitar o faz de conta, a mentira institucionalizada).

Satisfeitas essas condições, cada um terá o melhor embasamento para acionar suas potencialidades.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 01	(A) TRADO MANUAL; (B) TRADO MECÂNICO	25
FIGURA 02	RETIRADA DE AMOSTRA INDEFORMADA UTILIZANDO ANÉIS METÁLICOS: (A) CILÍNDRICO; (B) RETANGULAR	26
FIGURA 03	(A) CILINDROS E ANÉIS BISELADOS PARA RETIRADA DE AMOSTRAS INDEFORMADAS; (B) COLETA DE AMOSTRA INDEFORMADA EM BLOCO – BASE DE ATERRO COMPACTADO	27
FIGURA 04	TUBOS AMOSTRADORES DE LATÃO	29
FIGURA 05	QUARTEAMENTO DA AMOSTRA DE SOLO	34
FIGURA 06	ALMOFARIZ COM A MÃO DE GRAL RECOBERTA DE BORRACHA	31
FIGURA 07	PENEIRA DE 2,0 MM E AMOSTRA DE SOLO PARA PENEIRAMENTO	31
FIGURA 08	REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DOS TRÊS CONSTITUINTES DE UM SOLO: PARTÍCULA SÓLIDA, ÁGUA E AR	34
FIGURA 09	(A) ADIÇÃO DE 15 ML DE ÁLCOOL ETÍLICO; (B) COMBUSTÃO NAS AMOSTRAS	40
FIGURA 10	(A) APARELHO DE <i>SPEEDY</i> CONVENCIONAL COM LEITOR APENAS DE PRESSÃO; (B) APARELHO DE <i>SPEEDY</i> , COM DUAS ESCALAS, UMA DE PRESSÃO E OUTRA DE UMIDADE	43
FIGURA 11	PICNÔMETRO EM DETALHE	49
FIGURA 12	(A) DISPERSOR DE MOLÉCULAS; (B) APÓS O DISPERSOR, AMOSTRA SENDO PASSADA PARA O PICNÔMETRO	50
FIGURA 13	MEDIÇÃO DE TEMPERATURA DO CONTEÚDO DO PICNÔMETRO	51
FIGURA 14	LIMITES DE ATTERBERG DOS SOLOS	55
FIGURA 15	APARELHO DE ARTHUR CASAGRANDE	59
FIGURA 16	(A) HOMOGENEIZAÇÃO DA AMOSTRA; (B) VERIFICAÇÃO DE ESPESSURA CENTRAL COM UTILIZAÇÃO DE GABARITO	60
FIGURA 17	(A) DIVISÃO DA AMOSTRA COM A UTILIZAÇÃO DO CINZEL; (B) AMOSTRA REPARTIDA EM DUAS PARTES	61
FIGURA 18	FRICÇÃO DA AMOSTRA COM A PLACA DE VIDRO	63
FIGURA 19	REPARTIÇÃO DA AMOSTRA EM CILINDROS DE 10 CM DE COMPRIMENTO, APROXIMADAMENTE	64
FIGURA 20	EXEMPLO DE CURVA GRANULOMÉTRICA POR PENEIRAMENTO E SEDIMENTAÇÃO DE UMA AMOSTRA DE SOLO RESIDUAL	68
FIGURA 21	DISPERSOR EM FUNCIONAMENTO	71
FIGURA 22	RETIRADA DA AMOSTRA DO BÉQUER	72
FIGURA 23	(A) PROVETA DE 1000 ML SENDO COMPLETADA; (B) CUIDADO PARA QUE NÃO ULTRAPASSE O VOLUME; (C) AGITAÇÃO DA AMOSTRA DURANTE 1 MIN	73
FIGURA 24	PENEIRAMENTO FINO	74
FIGURA 25	PENEIRAMENTO GROSSO.	75

FIGURA 26	CURVA DE COMPACTAÇÃO	85		
FIGURA 27	(A) ADIÇÃO DE ÁGUA DESTILADA; (B) REVOLVIMENTO PARA HOMOGENEIZAÇÃO DA UMIDADE NA AMOSTRA	88		
FIGURA 28	SOQUETE E MOLDE CILÍNDRICO	88		
FIGURA 29	COLOCAÇÃO DAS CAMADAS E APLICAÇÃO DOS GOLPES	89		
FIGURA 30	(A) PESAGEM DO CONJUNTO; (B) CÁPSULAS COM AMOSTRAS PARA DETERMINAÇÃO DA UMIDADE	90		
FIGURA 31	DESTORROAMENTO DO MATERIAL E JUNÇÃO COM O MATERIAL DA BANDEJA	90		
FIGURA 32	MARTELO, PÁ DE MÃO E TALHADEIRA	97		
FIGURA 33	CONJUNTO FRASCO + FUNIL	98		
FIGURA 34	PESAGEM DO CONJUNTO FRASCO + FUNIL	99		
FIGURA 35	ESCAVAÇÃO DA CAVIDADE RESPEITANDO OS LIMITES DO ORIFÍCIO DO CENTRO DA BANDEJA	100		
FIGURA 36	(A) RETIRADA DO MATERIAL DA CAVIDADE; (B) MÉTODO DO <i>SPEEDY</i>	101		
FIGURA 37	ABERTURA DO REGISTRO DO FUNIL	102		
FIGURA 38	APÓS RETIRADA DOS CONJUNTOS	102		
FIGURA 39	RETIRADA DA AREIA PARA REUTILIZAÇÃO	103		
FIGURA 40	EXPERIÊNCIA DE DARCY	107		
FIGURA 41	RESERVATÓRIO COM EXTRAVASOR CENTRAL (TUBO PRETO)	112		
FIGURA 42	MEDIÇÃO DA DISTÂNCIA L, ENTRE OS CENTROS DAS ABERTURAS DOS MANÔMETROS	113		
FIGURA 43	DETALHE DO MATERIAL GRANULAR	114		
FIGURA 44	PERMEÂMETRO	115		
FIGURA 45	(A) DETALHE PARA DIFERENÇA DE NÍVEIS NOS TUBOS; (B) MEDIÇÃO DAS VAZÕES	116		
FIGURA 46	(A) COLOCAÇÃO DE PAPEL FILTRO; (B) COLOCAÇÃO DA PEDRA POROSA	119		
FIGURA 47	DETALHE PARA O CORPO DE PROVA NO PERMEÂMETRO	119		
FIGURA 48	PERMEÂMETRO MONTADO PARA REALIZAÇÃO DE ENSAIO	120		
FIGURA 49	MEDIÇÃO DE TEMPERATURA DA ÁGUA	121		
FIGURA 50	ANÉIS DE ENCAIXE DA AMOSTRA	129		
FIGURA 51	ANEL E PEDRAS POROSAS PARA REALIZAÇÃO DO ENSAIO	130		
FIGURA 52	(A) BASE RÍGIDA, PEDRA POROSA E PAPEL FILTRO; (B) ANEL; (C) CORPO DE PROVA CONTIDO NO ANEL; (D) PAPEL FILTRO E PEDRA POROSA SUPERIOR; (E) DISCO; (F) CABEÇOTE METÁLICO E CONJUNTO AJUSTADO AO SISTEMA DE APLICAÇÃO DE CARGA	131		
FIGURA 53	DESTAQUE PARA RECIPIENTE DE SATURAÇÃO DA AMOSTRA DURANTE O ENSAIO, À DIREITA	132		
FIGURA 54	CARGA POSTA PARA APLICAÇÃO DO PRÉ-ADENSAMENTO	133		
FIGURA 55	CRONÔMETRO PARA CONTAGEM DO TEMPO	136		
FIGURA 56	CURVA DE ALTURA DO CORPO DE PROVA, EM FUNÇÃO DO LOGARITMO DO TEMPO, PARA CÁLCULO DO COEFICIENTE DE ADENSAMENTO PELO PROCESSO DE CASAGRANDE	139		
FIGURA 57	CURVA ALTURA DO CORPO DE PROVA, EM FUNÇÃO DA RAIZ QUADRADA DO TEMPO, PARA O CÁLCULO DO COEFICIENTE DE ADENSAMENTO PELO PROCESSO DE TAYLOR	140		
FIGURA 58	PRINCIPAIS PROBLEMAS ENVOLVENDO A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS	144		
FIGURA 59	O SOLO: UM MEIO PARTICULADO	147		
FIGURA 60	(A) CAIXA BIPARTIDA; (B) BASE E QUEPE PARA TRANSMISSÃO DE CARGA	147		
FIGURA 61	(A) UTILIZAÇÃO DO RETIRADOR DE AMOSTRA; (B) CORPO DE PROVA	148		
FIGURA 62	SEQUÊNCIA DE TALHAGEM DO CORPO DE PROVA PARA ENCAIXE NO MOLDE RETANGULAR	149		
FIGURA 63	PASSAGEM DA AMOSTRA DO MOLDE METÁLICO RETANGULAR PARA A CAIXA BIPARTIDA (CAIXA DE CISALHAMENTO)	149		
FIGURA 64	INSTALAÇÃO DA CAIXA DE CISALHAMENTO NA PRENSA	150		
FIGURA 65	PENDURAL E PESOS PARA APLICAÇÃO DO CARREGAMENTO	150		
FIGURA 66	(A) DETALHE PARA AFASTAMENTO DA PARTE SUPERIOR EM RELAÇÃO A INFERIOR, MOSTRANDO QUE A AMOSTRA FOI CISALHADA; (B) CORPO DE PROVA CISALHADO	151		
FIGURA 67	EQUIPAMENTO DE ENSAIO TRIAXIAL	156		
FIGURA 68	ESQUEMA DO EQUIPAMENTO DE ENSAIO TRIAXIAL	157		
FIGURA 69	RESULTADOS TÍPICOS DO ENSAIO TRIAXIAL	158		
FIGURA 70	CÍRCULOS DE MOHR ASSIMILADOS PELA RETA DE COULOMB	159		
FIGURA 71	AMOSTRA INDEFORMADA	162		
FIGURA 72	(A) COLOCAÇÃO DA MEMBRANA; (B) MEMBRANA JÁ COLOCADA; (C) COLOCAÇÃO DOS ANÉIS DE BORRACHA, SUPERIOR E INFERIOR	163		
FIGURA 73	COLOCAÇÃO DA ÁGUA, COM FUNÇÃO DE APLICAR A TENSÃO CONFINANTE	163		
FIGURA 74	RUPTURA DO CORPO DE PROVA	164		
FIGURA 75	CORPO DE PROVA NO PEDESTAL SEM CONFINAMENTO	165		
FIGURA 76	CORPO DE PROVA MOLDADO	168		
FIGURA 77	ALGUNS DOS MATERIAIS USADOS NA COMPACTAÇÃO	169		
FIGURA 78	SEQUÊNCIA DE COMPACTAÇÃO DA AMOSTRA. (A) COLOCAÇÃO DA AMOSTRA NO MOLDE; (B) COMPACTAÇÃO; (C) RETIRADA DE AMOSTRA COMPACTADA	170		
FIGURA 79	(A) COLOCAÇÃO NO CORPO DE PROVA NO PRATO INFERIOR; (B) AJUSTE DA PARTE SUPERIOR E ZERAGEM DO MEDIDOR	170		
FIGURA 80	ROMPIMENTO DO CORPO DE PROVA	171		

LISTA DE TABELAS

TABELA 01	UTILIZAÇÃO DO SOLO NA ENGENHARIA CIVIL	20
TABELA 02	QUANTIDADE DE MATERIAL EM FUNÇÃO DA DIMENSÃO DOS GRÃOS MAIORES	38
TABELA 03	PESO AMOSTRA EM FUNÇÃO DA UMIDADE ADMITIDA	43
TABELA 04	VALORES DE LL E LP PARA ALGUNS TIPOS DE SOLOS	57
TABELA 05	ESCALAS GRANULOMÉTRICAS ADOTADAS PELA ASTM, AASHTO, MIT E ABNT	69
TABELA 06	VISCOSIDADE DA ÁGUA (VALORES EM GS/CM ²)	78
TABELA 07	TÉCNICAS DE ESTABILIZAÇÃO DOS SOLOS	82
TABELA 08	ENERGIAS DE COMPACTAÇÃO	85
TABELA 09	FATOR DE CORREÇÃO - C_v - EM FUNÇÃO DA TEMPERATURA	109
TABELA 10	VALORES TÍPICOS DE COEFICIENTES DE PERMEABILIDADE	109

SUMÁRIO

EXPERIMENTO I	PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS DE SOLOS	23
EXPERIMENTO II	TEOR DE UMIDADE	33
	MÉTODO DA ESTUFA	37
	MÉTODO EXPEDITO DO ÁLCOOL ETÍLICO	39
	MÉTODO DO <i>SPEEDY</i>	42
EXPERIMENTO III	MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS	45
EXPERIMENTO IV	LIMITES DE CONSISTÊNCIA DO SOLO	53
	LIMITES DE LIQUIDEZ	58
	LIMITES DE PLASTICIDADE	62
	ÍNDICE DE PLASTICIDADE	65
EXPERIMENTO V	GRANULOMETRIA: POR PENEIRAMENTO E SEDIMENTAÇÃO	67
EXPERIMENTO VI	COMPACTAÇÃO DOS SOLOS	81
EXPERIMENTO VII	DENSIDADE <i>IN SITU</i>	93
EXPERIMENTO VIII	PERMEABILIDADE: CARGA CONSTANTE E VARIÁVEL	105
	COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE A CARGA CONSTANTE	110
	COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE A CARGA VARIÁVEL	117
EXPERIMENTO IX	ADENSAMENTO	123
EXPERIMENTO X	CISALHAMENTO DIRETO	143
EXPERIMENTO XI	COMPRESSÃO TRIAXIAL	155
EXPERIMENTO XII	COMPRESSÃO SIMPLES	165
	REFERÊNCIAS E BIBLIOGRAFIA	175
	ANEXOS	181

APRESENTAÇÃO

Este trabalho tem a intenção de facilitar ao estudante uma consulta sistemática a normas técnicas, durante aulas práticas, permitindo concentrar sua atenção nos procedimentos sem se preocupar em fazer muitas anotações. O trabalho deste livro é voltado à disciplina de Mecânica dos Solos Experimental, da Universidade Federal de Campina Grande, cuja ementa apresenta os doze ensaios descritos no livro.

Em cada experimento, apresenta-se uma breve explicação sobre o ensaio utilizado na área geotécnica para estudos gerais de solos, enfatizando aplicações práticas e métodos de ensaios, lembrando que todos são normatizados, em sua maioria pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), mas alguns também pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNER) e pelas normas americanas (ASTM), portanto, apenas é textualizado o que se encontra nas normas.

Os solos têm sido amplamente estudados em busca do conhecimento de suas propriedades técnicas que os caracterizam e os distinguem de outros materiais. Esses estudos emergiram da necessidade, por parte dos engenheiros civis, de aprimorar suas estruturas e prever o comportamento do solo onde os esforços serão aplicados. Na Tabela 01, resumem-se as principais utilizações do solo na engenharia civil.

TABELA 01 - UTILIZAÇÃO DO SOLO NA ENGENHARIA CIVIL

CONDIÇÃO NATURAL	Fundação	Estrutura enterrada	Casa de força, tubulações, galerias
		Pavimento	Piso industrial, pátio, estrada, aeroporto
	Solo estrutural	Aterro	Barragem, aterros sanitários e industriais e sistemas de impermeabilização
		Estrutura	Edifícios, pontes e viadutos
MATERIAL DE CONSTRUÇÃO	Solo	Corte	Estrada, mineração
		Vala	Fundação, galeria
	Aterro	Barragem de usos múltiplos	
	Base e sub-bases		Estradas, pátios

De acordo com determinados ensaios, pode-se avaliar diversas propriedades dos solos, tais como resistência, deformabilidade, compressibilidade, etc., assim evitando surpresas quando o solo for submetido a determinadas cargas. Para se conhecer um solo, é preciso, às vezes, mais que ensaios, é preciso ter contato físico, cheirar, apalpar e, por vezes, até sentir o sabor. Uma grande diferença do solo e dos demais materiais usados na construção é que o solo é um material extremamente heterogêneo, e essa característica torna sua análise, na maioria das vezes, estatística, daí a importância de se saber comparar valores, fazer médias, medir precisão¹ e acurácia² de determinados resultados, etc.

O conceito de solos varia muito entre autores. Segundo Machado (1998), chama-se de solo a rocha já decomposta ao ponto granular e possível de ser escavada apenas com o auxílio de pás e picaretas ou escavadeiras. Já Vargas (1977)

¹ Proximidade de cada resultado da média entre eles.

² Proximidade de cada resultado ao valor correto.

afirma que se aplica o termo solo a materiais da crosta terrestre que servem de suporte, são arrimados, escavados ou perfurados e utilizados na engenharia civil.

Os solos são constituídos por um conjunto de partículas com água (ou outro líquido) e ar nos espaços intermediários. As partículas, de maneira geral, encontram-se livres para deslocar entre si. Em alguns casos, uma cimentação pode ocorrer entre elas, mas num grau extremamente mais baixo que nos cristais de uma rocha ou de um metal, ou nos agregados de um concreto. O comportamento dos solos depende dos movimentos das partículas sólidas entre si e isso faz com que ele se afaste do mecanismo dos sólidos idealizados na Mecânica dos Sólidos Deformáveis, na qual se fundamenta a Mecânica das Estruturas geralmente considerada na engenharia civil. Mais que qualquer dos materiais tradicionalmente considerados nas estruturas, o comportamento dos solos diverge daquele de um sólido deformável. (LAMBE; WHITMAN, 1969)

Segundo Tsutsumi (2003), as principais razões que levam à necessidade de se compreender a Mecânica dos Solos são:

- a) Aprender a entender e poder avaliar as propriedades dos materiais geológicos, em particular o solo;
- b) Aplicar o conhecimento dos solos de uma maneira prática para projetar obras geotécnicas de forma segura e econômica;

- c) Desenvolver e progredir no conhecimento da Mecânica dos Solos através da pesquisa e experiência, e então acrescentar novos conhecimentos conceituais;
- d) Estender conhecimentos a outros ramos do aprendizado ainda a serem desenvolvidos.

Além da importância do conhecimento dessas razões, Tsutsumi (2003) completa sua ideia dizendo que o engenheiro geotécnico tem ainda que lembrar duas importantes responsabilidades: primeiro, projetar e construir estruturas seguras; e segundo, dar proteção à vida das pessoas que usam ou passam sob essas estruturas. Por causa disso e também porque o solo é considerado não apenas material de fundação (que serve de suporte às estruturas), mas também como material de construção (barragens de terra, rodovias, etc.), os engenheiros devem ter um sólido conhecimento das propriedades e do comportamento dos solos.

EXPERIMENTO I

PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS DE SOLOS

INTRODUÇÃO

Quando se trata de entender e caracterizar o solo, sempre é necessária a realização de coleta de amostras devido à situação de nem sempre ser possível analisá-lo como um todo. Essas amostras devem ser as mais representativas possíveis do material original ou da área a ser caracterizada.

Segundo Pinto (2006), todas as obras de engenharia civil assentam-se sobre o terreno e inevitavelmente requerem que o comportamento do solo seja devidamente considerado. O papel do engenheiro é estudar esse solo, comparando resultados *in situ* e realizados em laboratório. Para cada ensaio de caracterização de solo, deve-se usar uma amostra já preparada e de acordo com as normas, de modo a padronizar a amostra a ser ensaiada; dessa forma, os ensaios realizados em locais diferentes podem ser comparados. Daí percebe-se a importância da amostragem do solo.

O objetivo principal do ensaio é preparar amostras de solo para ensaios de compactação e de caracterização que, segundo a ABNT NBR 6457: 2016, são: análise granulométrica, determinação dos limites de liquidez e plasticidade, massa específica dos grãos que passam na peneira de abertura de 4,8 mm e massa específica aparente e absorção de água dos grãos retidos na peneira de abertura de 4,8 mm.

FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Segundo Byrnes (1994), na organização de um programa de amostragem para uma área específica, devem ser definidos:

- Objetivos da amostragem de solo;
- Necessidade e utilização dos dados;
- Programa de amostragem.

Segundo a Companhia Ambiental do Estado de São Paulo, CETESB (1999), inicialmente definem-se os objetivos, seja investigação confirmatória, detalhada e/ou remediação, pois são os fatores determinantes no planejamento do programa de ensaios de solos a serem executados. Esse programa pode se referir à definição da massa específica, da posição dos pontos de amostragem, dos procedimentos de campo e dos métodos de conservação das amostras. De acordo com os objetivos estabelecidos, serão determinados o grau de detalhe e a precisão a serem adotados no programa de amostragem estabelecido para a área a ser estudada, além de questões como tamanho, número e locais de onde são retiradas as amostras, que são atividades de responsabilidade do engenheiro.

A retirada das amostras é realizada através de dois procedimentos:

- Amostras deformadas;
- Amostras indeformadas.

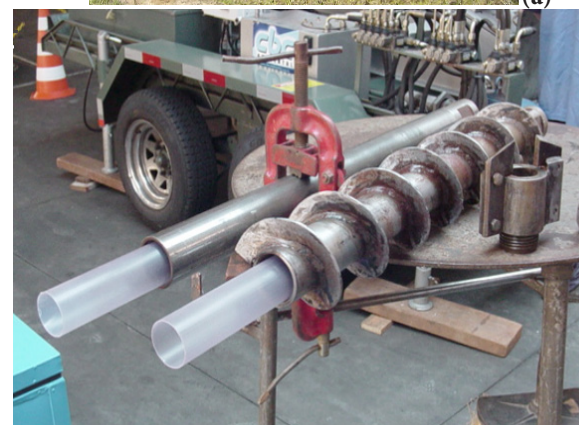
As amostras deformadas são porções de solos desagregados, ou seja, não conservam a estrutura original, que é alterada na fase de extração, enquanto conservam todos os constituintes minerais e, se possível, a umidade natural. Sua

coleta é dada através de pá, enxadas, trados, picaretas, amostradores de parede grossa, entre outros (Figura 01). São bastante utilizadas na identificação visual e tátil e nos ensaios de caracterização (granulometria, limites de consistência, massa específica, etc.).

FIGURA 01- (A) TRADO MANUAL; (B) TRADO MECÂNICO



(a)



(b)

FONTE: Site da CC PASSIANOTO³

³ Disponível em: <<http://www.ccpassianoto.com.br/servicos/sondagem>>. Acesso em: 31 jul. 13.

As amostras indeformadas devem ser representativas da estrutura e da umidade, e geralmente são de forma cilíndrica ou cúbica, conforme Figura 02. Sua coleta é dada através de amostradores de parede fina, moldes de compressibilidade, cisalhamento, blocos (regulares ou irregulares), utilizados para determinar as características físicas do solo *in situ*, tais como índices físicos, permeabilidade, parâmetros de compressibilidade e de resistência ao cisalhamento (PINHEIRO, 2006).

FIGURA 02 - RETIRADA DE AMOSTRA INDEFORMADA UTILIZANDO ANÉIS METÁLICOS: (A) CILÍNDRICO; (B) RETANGULAR



FONTE: PINHEIRO, 2006.

Na retirada de amostras indeformadas, a viabilidade técnica de sua obtenção é função da natureza do solo a ser amostrado, da profundidade em que se encontra e da presença do nível d'água. Esses fatores determinam o tipo de amostrador e os recursos a serem utilizados. Alguns materiais apresentam maiores dificuldades em relação a outros.

A retirada de amostras indeformadas pode ser subdividida em duas classes: amostra indeformada de superfície ou em profundidade.

Amostra indeformada de superfície: a coleta é realizada próxima à superfície do terreno natural ou próxima à superfície de uma exploração acessível, utilizando-se amostradores em que o processo de avanço é por aparamento (cilindros e anéis biselados) ou escavações (blocos). Na Figura 03, têm-se alguns exemplos.

FIGURA 03 - (A) CILINDROS E ANÉIS BISELADOS PARA RETIRADA DE AMOSTRAS INDEFORMADAS; (B) COLETA DE AMOSTRA INDEFORMADA EM BLOCO - BASE DE ATERRO COMPACTADO





(b)

FONTE: PINHEIRO, 2006.

Amostra indeformada de profundidade: a coleta é dada em determinada profundidade. Os métodos de perfuração para atingir as profundidades desejadas são os mesmos das sondagens de reconhecimento; a diferença essencial entre as sondagens mais simples e das sondagens em questão está nos amostradores (Figura 04). A escolha do amostrador consiste basicamente numa classificação visual do solo e, de acordo com o solo identificado, escolhemos o mais apropriado. Os mais utilizados, de acordo com cada tipo de solo, são os seguintes:

- Amostradores de parede fina (Shelby): solos coesivos de consistência mole a média;
- Amostrador de pistão: argilas médias e rijas e solos arenosos;
- Amostrador de pistão estacionário: reduz o perigo de perda da amostra;
- Amostrador de Osterberg: argilas orgânicas moles, siltes argilosos e areias;
- Amostrador de Denison: solos resistentes que não se consegue amostrar com os amostradores de cravação.

FIGURA 04 - TUBOS AMOSTRADORES DE LATÃO



FONTE: BERTUOL, 2009.

MATERIAIS E MÉTODOS

O ensaio descrito está de acordo com a ABNT NBR 6457: 2016.

MATERIAIS

- Almofariz e mão de gral recoberta de borracha;
- Repartidor de amostras;
- Balanças que permitam pesar nominalmente 1,5 kg, 10 kg e 20 kg, com resolução de 0,1 g, 1 g e 5 g, respectivamente, e sensibilidades compatíveis;
- Peneiras de 76,2 mm, 50,8 mm, 19,1 mm, 4,8 mm, 2,0 mm e 0,42 mm, de acordo com a ABNT NBR NM ISO 3310-1: 2010.
- Tampa e fundo para o conjunto de peneiras;
- Bandejas metálicas, com 50x30x6 cm.

MÉTODOS

A amostra de solo como recebida do campo deverá ser seca ao ar pelo uso de aparelho secador, de modo que a temperatura da amostra não exceda 60°C, a menos que experiência prévia tenha mostrado que uma temperatura diferente não mudará as características do solo. Reduz-se todo o material preparado com o auxílio do repartidor de amostras ou pelo quartejamento (Figura 05), até se obter uma amostra representativa para os ensaios desejados (cerca de 1500 g para solos argilosos ou siltosos, e de 2000 g para solos arenosos ou pedregulhosos). O peso da amostra representativa, com aproximação de 5 g, é anotado como peso total da amostra seca ao ar.

FIGURA 05 - QUARTEAMENTO DA AMOSTRA DE SOLO



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Em seguida, desagregam-se completamente os torrões no almofariz com a mão de gral recoberta de borracha, como vê-se na Figura 06, ou com auxílio de dispositivo me-

cânico, de maneira que evite reduzir o tamanho natural das partículas individuais do solo.

FIGURA 06 - ALMOFARIZ COM A MÃO DE GRAL RECOBERTA DE BORRACHA



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Passa-se essa amostra seca ao ar na peneira de abertura de 2,0 mm, ilustrada pela Figura 07, tomando-se a precaução de desagregar, no almofariz, com auxílio da mão de gral revestida de borracha, todos os torrões que eventualmente ainda existam, de modo a assegurar a retenção na peneira somente dos grãos maiores que a abertura da malha.

FIGURA 07 - PENEIRA DE 2,0 MM E AMOSTRA DE SOLO PARA PENEIRAMENTO



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

EXPERIMENTO II

TEOR DE UMIDADE

As amostras devem ser padronizadas com o intuito de obter resultados com menor erro percentual e para que não haja diferenças significativas entre as amostras estudadas. Resumindo, o processo é feito em cinco etapas: secagem ao ar, quarteamento da amostra (realizado no trivo), destorroamento do material, pesagem e peneiramento.

INTRODUÇÃO

A água tem grande importância no comportamento dos solos, com destaque para os de granulação fina pelo fato de se expandirem. Sendo assim, a quantidade de água numa determinada amostra pode afetar diversas propriedades, tais como plasticidade da argila, diminuição da resistência ao cisalhamento por saturação, contração por secagem e facilidade de compactação.

O teor de umidade (h), ou o teor de água, é definido pela razão entre o peso da água (Pw) na amostra e o peso do solo seco (Ps), representado em porcentagem. Na Figura 08, há um esquema representando os volumes e pesos dos componentes da amostra. O peso da água é determinado pela diferença entre o peso total da amostra úmida (Ph) e o peso do solo seco (Ps), portanto, obtém-se o teor de umidade (h) a partir da Equação (01).

EQUAÇÃO (01)

$$h = \frac{P_h - P_s}{P_s} \times 100 = \frac{P_w}{P_s} \times 100$$

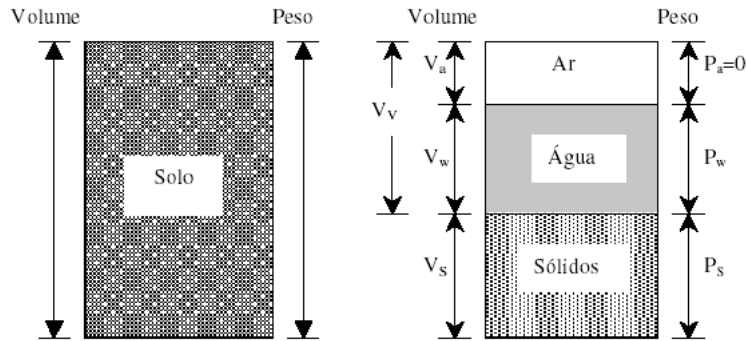
Onde:

P_h (g) - Peso total da amostra úmida

P_w (g) - Peso de água

P_s (g) - Peso da amostra seca

FIGURA 08 - REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA DOS TRÊS CONSTITUINTES DE UM SOLO: PARTÍCULA SÓLIDA, ÁGUA E AR



Para a determinação desse teor de umidade, utilizam-se usualmente três métodos: o método da estufa, o método do *Speedy* e o método expedito do álcool, os quais serão descritos detalhadamente.

FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

O teor de umidade de um solo não é uma porcentagem, embora expresso como tal. Imagine uma amostra seca, à qual serão adicionadas porções de água. O peso da água aumenta, mas o peso das partículas sólidas é constante. Portanto, o limite inferior para a umidade de um solo é zero (0%), mas não há limite superior para esse índice. O teor de umidade higroscópica de um solo é o teor de umidade após destorroamento e secagem prévia ao ar livre, de modo a não apresentar

água livre ou capilar. As águas de constituição e adesiva não compõem o teor de umidade higroscópica de um solo.

A principal dificuldade na determinação prática da umidade está na definição do peso do solo seco, pois a água nos solos pode acontecer sob várias formas. A água contida nos solos pode ser classificada em:

- Água de constituição: faz parte da estrutura molecular da partícula sólida;
- Água adsorvida: é aquela película de água que envolve e adere fortemente à partícula sólida;
- Água livre: é a que se encontra preenchendo seus vazios, e seu estudo é regido pelas leis da hidráulica;
- Água higroscópica: é a que ainda se encontra em solo seco ao ar livre;
- Água capilar: é a que, nos solos finos, sobe pelos interstícios capilares deixados pelas partículas sólidas, além da superfície livre da água.

Apenas a água livre, higroscópica e capilar podem ser totalmente evaporadas pelo efeito do calor a uma temperatura maior que 100°C.

Conhecido o teor de umidade de um solo, deve-se calcular, através da Equação (02), o fator de correção de umidade (F_c), também chamado fator de conversão, que, ao ser multiplicado pelo peso de uma amostra com esse teor de umidade, fornece o peso que tal amostra teria se estivesse seca (talvez seja a aplicação mais frequentemente usada em toda a geotecnia).

EQUAÇÃO (02)

$$F_c = \frac{100}{100+h}$$

Onde:

h (%) - Teor de umidade

Os métodos utilizados para determinar a umidade consistem, especificamente, nos seguintes passos:

- a) Determinar o peso total úmido (Ph) da amostra;
- b) Secar completamente a amostra;
- c) Determinar o peso da amostra seca (Ps);
- d) Por diferença, obter o peso original da água (Pw = Ph - Ps) na amostra;
- e) Calcular o teor de umidade $h = 100 (Pw / Ps)$ em porcentagem.

A maneira de efetuar a secagem completa é o que distingue os processos práticos: estufa, *Speedy* e álcool etílico.

Na engenharia, a utilização de determinado método é predeterminado de acordo com o serviço em execução, a rapidez e a precisão na obtenção dos resultados. Quanto a esta, o método da estufa é bastante recomendado, pois há o controle de temperatura durante a realização do ensaio, embora seja um ensaio que requer um tempo maior de realização em relação a outros métodos de determinação da umidade do solo, pois a amostra deve passar, no mínimo, 24 horas na estufa. Com isso, ele é considerado um ensaio de laborató-

rio. O método expedito do álcool, em relação à precisão, não é preferencialmente utilizado devido à falta de controle de temperatura e pelo fato de se prezar pela segurança do trabalho, portanto, esse método é usado apenas quando autorizado pela fiscalização da obra; e, em laboratórios, é utilizado quando se quer obter valor imediato da umidade. No campo, em geral, utiliza-se o método do *Speedy*, pois é um método acurado, de rapidez nos resultados e seguro, sendo facilmente manuseado, tendo apenas de ter o equipamento em mãos e saber manuseá-lo.

MATERIAIS E MÉTODOS

No Anexo 1, consta um exemplo de ficha para esse ensaio nos seguintes processos.

MÉTODO DA ESTUFA

O ensaio descrito está de acordo com o anexo da ABNT NBR 6457: 2016.

MATERIAIS

- Balanças que permitam pesar nominalmente 200 g, 1,5 kg e 5 kg, com resolução de 0,01 g, 0,1 g e 0,5 g, respectivamente, e sensibilidades compatíveis;

- Estufa com capacidade de manter a temperatura entre 105°C - 110°C;
- Dessecador com agente de absorção de umidade (sílica gel);
- Cápsulas metálicas;
- Vidro relógio com grampo;
- Pinças metálicas de 30 cm.

MÉTODO

Tomar uma quantidade de material, em função da dimensão dos grãos maiores, a qual é determinada através da Tabela 02, na qual há uma relação entre a dimensão dos grãos maiores, a quantidade do material utilizado e a balança a ser utilizada.

TABELA 02 - QUANTIDADE DE MATERIAL EM FUNÇÃO DA DIMENSÃO DOS GRÃOS MAIORES

DIMENSÃO DOS GRÃOS MAIORES CONTIDOS NA MOSTRA, DETERMINADA VISUALMENTE (mm)	QUANTIDADE DE MATERIAL EM MASSA SECA APROXIMADAMENTE (g)	BALANÇA A SER UTILIZADA	
		CAPACIDADE NOMINAL (g)	RESOLUÇÃO (g)
< 2	30	200	0,01
2 a 20	30 a 300	1500	0,1
20 a 76	300 a 3000	5000	0,5

FONTE: ABNT NBR 6457: 2016.

Após determinar sua quantidade, pesa-se esse material na balança recomendada. Esse valor encontrado é o M1.

Coloca-se o material em estufa, a uma temperatura entre 105°C e 110°C, até que a amostra obtenha constância de massa. Em seguida, deve-se tampar a amostra e levá-la ao dessecador, onde deve permanecer até atingir a temperatura ambiente. Pesado o conjunto, o valor encontrado é o M2. Lembrando-se de efetuar esse processo, no mínimo, em três amostras. Com esses valores em mão e a tara da cápsula, obtém-se a umidade (h) através da Equação (03).

EQUAÇÃO (03)

$$h = \frac{\text{Massa da água}}{\text{Massa do solo seco}} = \frac{(M1-M2)}{(M2-Tara)} \times 100$$

Onde:

M1 (g) - Peso bruto total

M2 (g) - Peso da amostra seca

Tara (g) - Peso da cápsula vazia

MÉTODO EXPEDITO DO ÁLCOOL ETÍLICO

O ensaio descrito está de acordo com a DNER 1994-ME 088.

MATERIAIS

- Balança com capacidade de 200 g, sensível a 0,01 g;
- Cápsula metálica de fundo perfurado e suporte;

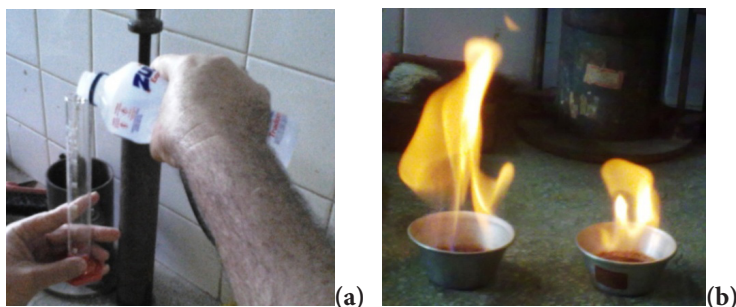
- Espátula de aço com lâmina flexível com ponta arredondada com cerca de 8 cm de comprimento e 2 cm de largura;
- Pinça metálica;
- Álcool etílico;
- Peneira de 2,0 mm, de acordo com a especificação ABNT NBR NM ISO 3310-1: 2010, “Peneiras de malhas quadradas para análise granulométrica de solos”.

MÉTODO

Pesam-se 50 g de solo a ser ensaiado, tendo passado previamente na peneira 2,0 mm. Deposita-se a amostra em uma cápsula, tendo o cuidado em homogeneizar devidamente o material. Essa cápsula já deve ter sido anteriormente pesada com o intuito de obter sua tara.

Adicionam-se 15 ml de álcool na amostra e provoca-se a combustão (Figura 09).

FIGURA 09 - (A) ADIÇÃO DE 15 ML DE ÁLCOOL ETÍLICO; (B) COMBUSTÃO NAS AMOSTRAS



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

O álcool utilizado no procedimento deve ser constituído, em sua maior parte, de álcool puro, ou seja, a menor percentagem possível de água na solução, pois, sendo assim, estaria acrescentando mais água à amostra, trazendo erros ao resultado final.

No momento em que a amostra está em chamas, toma-se o cuidado de misturar a amostra para que toda ela sofra com a combustão por igual, evitando possíveis erros. Faz-se esse processo em triplicata, para diminuir ao máximo a umidade presente na amostra, segundo as recomendações da norma.

Ao término das três repetições, anota-se o novo peso, denominado peso bruto seco.

Em posse dos valores de peso bruto úmido, tara da cápsula e peso bruto seco, determina-se o peso da amostra úmida (P_a) subtraindo o primeiro pelo segundo, respectivamente; e o peso da amostra seca (P_s), subtraindo o terceiro pelo segundo, respectivamente. Assim sendo, a umidade (h) pode ser calculada através da Equação (04).

EQUAÇÃO (04)

$$h = \frac{P_a}{P_s} \times 100$$

Onde:

P_a (g) - Peso da amostra úmida

P_s (g) - Peso da amostra seca

MÉTODO DO *SPEEDY*

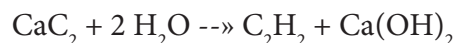
O ensaio descrito está de acordo com a DNER 1994 – ME 052.

MATERIAIS

- Conjunto *Speedy*;
- Ampolas de 6,5 g de carbureto de cálcio;
- Esferas de ferro.

MÉTODO

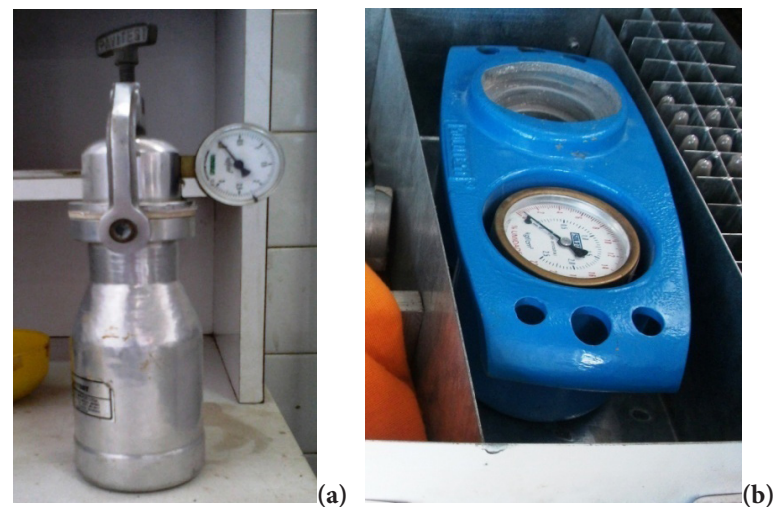
A determinação da umidade pelo método *Speedy* consiste basicamente na reação entre o carbureto de cálcio e a água existente na amostra, realizada em ambiente confinado.



(carbureto de cálcio + água » acetileno e hidróxido de cálcio)

O gás acetileno, ao expandir-se, cria uma pressão proporcional à quantidade de água existente na amostra. Alguns aparelhos acompanham uma tabela, na qual, de acordo com o valor da pressão dada, encontra-se a umidade; outros já dão a pressão e a umidade diretamente no leitor, como pode ser visto na Figura 10.

FIGURA 10 - (A) APARELHO DE *SPEEDY* CONVENCIONAL, COM LEITOR APENAS DE PRESSÃO; (B) APARELHO DE *SPEEDY*, COM DUAS ESCALAS, UMA DE PRESSÃO E OUTRA DE UMIDADE



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

O peso da amostra a ser utilizada é escolhido de acordo com a umidade estimada pelo laboratorista, daí a importância de um laboratorista experiente. Os valores dos pesos relacionados com as umidades estão na Tabela 03.

TABELA 03 - PESO AMOSTRA EM FUNÇÃO DA UMIDADE ADMITIDA

UMIDADE ESTIMADA (%)	PESO DA AMOSTRA (G)
5	20
10	10
20	5
30 ou mais	3

FONTE: DNER 1994 – ME 052.

Pesa-se a amostra e coloca-se no aparelho *Speedy*; colocam-se, em seguida, duas esferas de aço e a ampola de carbureto de cálcio, tendo cuidado para que não quebre.

Agita-se repetidas vezes até que quebre a ampola, o que se percebe quando tem uma variação no leitor de pressões no manômetro do aparelho. Quando essa pressão se apresentar constante, é sinal de que toda a água já reagiu com o carbureto. Lê-se a pressão no manômetro e, com a tabela do próprio aparelho, compara-se a pressão com o peso colocado e a porcentagem de umidade em relação à amostra total úmida (h_1) é encontrada. Para se obter a umidade em relação à amostra total seca (h), usa-se a Equação (05).

EQUAÇÃO (05)

$$h = \frac{h_1}{100-h_1} \times 100$$

Onde:

h_1 (%) - Umidade em relação à amostra total úmida

EXPERIMENTO III

MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS

INTRODUÇÃO

A determinação das propriedades físicas de um solo contribui para a previsão do comportamento deste nas obras de engenharia. A determinação da massa específica é utilizada na engenharia quando se quer obter uma relação entre massa e volume de determinado solo. Essa determinação, além de ter sua importância no campo, é de grande relevância também para o laboratório, onde muitos ensaios necessitam da massa específica para obter seus resultados.

Por muitas vezes, confundem-se os termos massa específica, peso específico e densidade dos grãos. Mas podemos defini-los da seguinte forma:

- O peso específico (γ_g) de uma partícula sólida é, por definição, o peso da substância que a forma, a unidade do volume que ocupa no espaço. O peso específico da partícula é determinado pela razão entre seu peso (seco) e seu volume, levando sempre em consideração a gravidade;
- A massa específica (ρ_g) de uma partícula sólida é obtida pela razão entre sua massa e seu volume;
- A densidade (δ), ou densidade relativa de uma partícula, é a razão entre seu peso específico (γ_g) e o peso específico da água (γ_a) destilada e isenta de ar a 4°C

(ou entre a massa específica da partícula e a massa específica da água a 4°C). Como geralmente considera-se a $\rho_a = 1000 \text{ g/cm}^3$, a densidade e a massa específica têm mesmo valor numérico. A densidade deve ser expressa com precisão de 0,001% e representada em porcentagem, por ser adimensional.

FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Como em um solo podem ocorrer partículas de natureza variada, em geral, há mais interesse em determinar o peso específico médio das partículas sólidas que o compõem. Observa-se que a fração mais fina dos solos costuma ter natureza diferenciada da de maior tamanho, já que é gerada mais por desintegração química (oxidação, hidratação e carbonatação) do que mecânica (ruptura e desgaste causados por temperatura, atrito, etc.). Por isso, as normas descrevem a determinação do peso específico médio ou da densidade média das partículas menores que um tamanho especificado, ou maiores que um tamanho fixado.

Não se pode confundir peso específico seco dos grãos ou massa específica seca dos grãos com peso específico seco aparente ou massa específica seca aparente de uma amostra. Estas últimas são obtidas pela razão entre o peso seco da amostra e o volume total da amostra. Observa-se que, desse volume, faz parte o volume de vazios, que tem de ser eliminado no cálculo do peso específico (ou massa específica) dos grãos.

Quando o objetivo é o estudo dos agregados miúdos, é indicado empregar a norma ABNT NBR 6458: 2016, já que

têm tamanho menor que 4,8 mm. Por outro lado, será mais adequado o método de ensaio DNER 1994 - ME 093 quando o objetivo for a utilização do valor da densidade nos cálculos da fase de sedimentação do ensaio de granulometria, pois a amostra utilizada nesse ensaio é obtida do material que passa na peneira de 2,0 mm (fração fina do solo). A ABNT adota o processo do picnômetro para a determinação da massa específica das partículas menores que 4,8 mm, enquanto o DNIT (antigo DNER) o faz para a determinação da densidade das partículas menores que 2,0 mm.

Vários fatores podem interferir na acurácia dos resultados deste ensaio, como a presença de bolhas de ar em torrões, ou aderente aos grãos, ou na água. Sabendo que diversos índices físicos dependem do valor da densidade dos grãos, pode-se observar a necessidade da máxima acurácia nos resultados dos ensaios.

MATERIAIS E MÉTODOS

O ensaio descrito está de acordo com a ABNT NBR 6458: 2016. No Anexo 2, consta um exemplo de ficha para este ensaio.

MATERIAIS

- Estufa capaz de manter a faixa térmica de 105°C-110°C e entre 60°C-65°C;

- Dispensador com hélices substituíveis e copo com chicanas metálicas com mínimo de 1200 rpm;
- Picnômetros de vidro resistentes ao calor, com capacidade nominal de 500 ml, com a respectiva curva de calibração (variação da massa do picnômetro cheio de água destilada até a marca de referência, em função da temperatura);
- Bomba de vácuo, com capacidade de aplicar um vácuo de 88 kPa (66 cm de Hg a 0°C), para remoção do ar existente na água e do que adere às partículas de solo;
- Termômetro com haste;
- Balança;
- Funil de vidro;
- Conta-gotas.

MÉTODOS

Durante o ensaio, deve-se tomar cuidado com a calibração do picnômetro (Figura 11). Utiliza-se água destilada e deve-se aplicar ao conjunto, no mínimo, um vácuo de 88 kPa, durante dois intervalos de 15 min; sendo que, no primeiro intervalo, a água deve estar na metade do picnômetro, e no segundo intervalo, a água destilada deve encontrar-se a 1 cm abaixo do gargalo, antes do início da calibração. Lembrando que a curva de calibração construída deve permitir a obtenção de valores com resolução de 0,01 g.

FIGURA 11 - PICNÔMETRO EM DETALHE



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Após a calibração, realiza-se a homogeneização e a pesagem da amostra, anotando como M1, tendo em vista que, por norma, o peso da amostra seca seja em torno de 50 g para solos argilosos e siltosos, e 60 g para solos arenosos, quando for utilizado um picnômetro de 500 ml.

Coloca-se a amostra com água destilada em cápsula, tomando o cuidado em deixar a amostra totalmente imersa, deixando-a por, no mínimo, 12 horas. Após isso, transferir a amostra para o copo de dispersão, tomando cuidado em lavar bem a cápsula para total remoção do material, evitando a

sua perda. Acrescenta-se água destilada até metade do copo, dispersando-a por aproximadamente 15 min. (Figura 12).

Utilizando o funil de vidro, levar a amostra para o picnômetro, tomando os mesmos cuidados em lavar bem o copo de dispersão e o funil, conforme pode ser visto na Figura 12(b). Adiciona-se água destilada até a metade do picnômetro e aplica-se o vácuo necessário, como dito anteriormente. Agita-se por cerca de 15 min, lembrando que a agitação do picnômetro deve ser feita em intervalos regulares de tempo. Após adicionar mais água, agora até 1 cm abaixo da base do gargalo, aplicar o vácuo referido e durante o mesmo intervalo de tempo.

FIGURA 12 - (A) DISPERSOR DE MOLÉCULAS; (B) APÓS O DISPERSOR, AMOSTRA SENDO PASSADA PARA O PICNÔMETRO



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Em seguida, adicionar água destilada até 1 cm abaixo da marca de calibração do picnômetro, deixando em repouso até que atinja a temperatura ambiente.

Com o auxílio de um conta-gotas, adicionar água até que a base do menisco coincida com a marca de referência. Esse procedimento deve ser realizado com muito cuidado para não ultrapassar a marca, justificando a utilização de um conta-gotas. Após a calibração, realizar a pesagem do conjunto, anotando como M2.

Por fim, determina-se a temperatura do conteúdo do picnômetro, em escala de 0,1°C, conforme mostrado na Figura 13, e obtém-se, na curva de calibração, a massa total, referente ao picnômetro cheio de água até a marca de referência. Anotar esse valor como M3.

FIGURA 13 - MEDIÇÃO DE TEMPERATURA DO CONTEÚDO DO PICNÔMETRO



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Com esses valores em mãos, obtém-se a massa específica de acordo com a Equação (06).

EQUAÇÃO (06)

$$\delta = \frac{M1 \times 100 / (100+h)}{\left[M1 \times \frac{100}{100+h} \right] + M3 - M2} \times \delta t$$

Onde:

δ (g/cm³) - Massa específica dos grãos de solo

h (%) - Umidade realizada pelo método da estufa

δt (g/cm³) - Massa específica da água na temperatura T de ensaio

M1 (g) - Massa do solo úmido

M2 (g) - Massa do picnômetro + solo + água, na temperatura T de ensaio

M3 (g) - Massa do picnômetro cheio de água até a marca de referência, na temperatura T de ensaio

EXPERIMENTO IV

LIMITES DE CONSISTÊNCIA DO SOLO

INTRODUÇÃO

Entre uma das características mais importantes nos estudos da engenharia, está a consistência do solo. Ela determina o comportamento do solo diante de determinadas tensões e deformações. O grau de consistência do solo exerce considerável influência sobre o comportamento da água nele presente, afetando a condutividade hidráulica e permitindo se fazer inferências sobre a curva de umidade.

Há uma importante diferença que precisa ser ressaltada entre condutividade hidráulica e permeabilidade: a condutividade hidráulica é o parâmetro que indica a facilidade com que a água se movimenta ao longo do perfil de um determinado solo; enquanto que a permeabilidade é a medida de capacidade de um corpo deixar ser atravessado por algum fluido (gás ou líquido).

Em 1911, foram definidos, pelo cientista sueco A. Atterberg, certos limites que determinam o intervalo de consistência do solo, denominados limites de liquidez e de plasticidade, sendo, líquida quando estiver submetida a muita umidade; e plástica, semissólida e sólida à medida que o teor de umidade for reduzido. Generalizou-se, para isso, o emprego de ensaios e índices propostos pelo engenheiro químico Atterberg, pesquisador do comportamento dos solos sob o aspecto agrônômico, adaptados e padronizados pelo professor de Mecânica dos Solos, Arthur Casagrande.

FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Se a umidade de um solo coesivo é muito elevada, a ponto de este solo se apresentar como um fluido denso, diz-se que o solo se encontra no estado líquido. Nesse estado, o solo praticamente não apresenta resistência ao cisalhamento. À medida que perde água, o solo (coesivo) endurece (ou fica mais viscoso). A partir de um certo teor de umidade $h_1 = LL$ (Limite de Liquidez), perde sua capacidade de fluir, porém pode ser moldado facilmente e conservar sua forma. Então o solo está no estado plástico.

Com a continuidade de perda da umidade, a capacidade de ser moldado diminui, até que a partir de um determinado teor de umidade $h_2 = LP$ (Limite de Plasticidade), a amostra de solo sofre fratura ao tentar ser moldada. Este é o chamado estado semissólido, no qual o solo tem aparência sólida, mas sofre reduções de volume enquanto permanece em processo de secagem.

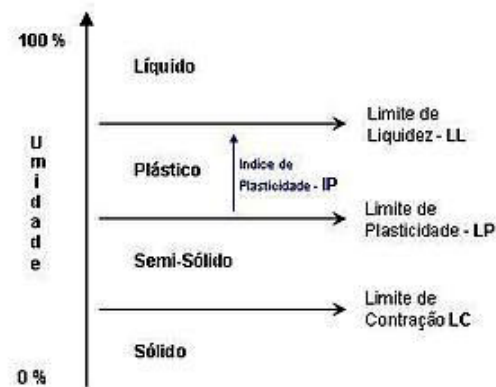
A umidade, ao continuar diminuindo, chega a um determinado teor de umidade $h_3 = LC$ (Limite de Contração) separando o estado semissólido do sólido. Este teor representa a fronteira em que, mesmo com o seu decréscimo, o volume da massa permanece constante. Segundo Tsutsumi (2003), a determinação do limite de contração (LC) em laboratório é feita tendo em vista que o índice de vazios da amostra é o mesmo, quer quando ainda saturada (no momento em que cessa a contração), quer estando completamente seca. No presente trabalho, não se aborda o ensaio para tal determinação.

Segundo Tsutsumi (2003), em cada uma das regiões citadas, o solo terá comportamento mecânico diferente das demais:

- Acima do LL, o solo se comportará como um líquido viscoso no qual a resistência ao cisalhamento é proporcional à velocidade de deformação.
- Na zona plástica, a resistência ao cisalhamento é proporcional à deformação até certo ponto; daí por diante, ela é constante e independente da deformação.
- No estado semissólido, há um ponto limite em que o solo se fratura, correspondente à propriedade de friabilidade⁴ perfeita.

A rigidez de um solo argiloso varia inversamente com o seu teor de umidade, ou seja, para grandes teores de umidade, ela é mole; para pequenos teores, ela se comporta com uma considerável rigidez, como um tijolo; porém, quando sua umidade é nula, ela sofre uma redução brusca na resistência a esforços gerais. Na Figura 14, têm-se os limites de acordo com a umidade.

FIGURA 14 - LIMITES DE ATTERBERG DOS SOLOS



FONTE: Página da Wikipédia - Limites de Atterberg⁵.

4 Facilmente desmontada, fraturada, desmanchada, dissolvida ou destruída.

5 Disponível em: <http://pt.wikipedia.org/wiki/Limites_de_atterberg>. Acesso em: 02 ago. 2013.

Em estudos geotécnicos, a correlação entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade tem grande aplicação em avaliações de solo para uso em fundações, construções de estradas e estruturas para armazenamento e retenção de água (MBAGWU & ABEH, 1998).

Como ilustrado na Figura 14, denomina-se Índice de Plasticidade (IP) a diferença entre os limites de liquidez e o de plasticidade. Algumas afirmações podem ser ditas em relação ao valor do IP, tais como:

- Define a zona em que o solo se encontra no estado plástico;
- Fornece um critério para se ajuizar o caráter argiloso de um solo;
- É nulo para as areias;
- Somente com o conhecimento do IP não se pode afirmar que quanto maior ele seja, tanto mais plástico será o solo;
- As argilas são tanto mais compressíveis quanto maior for o IP;
- Muito utilizado em alguns sistemas de classificação de solos.

Segundo Caputo (1988), os solos poderão ser classificados em:

- Fracamente plásticos..... $1 < IP < 7$;
- Medianamente plásticos..... $7 < IP < 15$;
- Altamente plásticos..... $IP > 15$.

O LC, o LP e o LL são utilizados em sistemas de classificação dos solos e também correlacionados com seus parâmetros de compressibilidade. A utilização dos LL e LP para a classificação dos solos tropicais vem sendo muito contestada devido à grande variação dos valores encontrados.

Na Tabela 04, Tsutsumi (2003) apresenta alguns valores dos LL e LP para alguns solos e de três argilominerais sódicos.

TABELA 04 - VALORES DE LL E LP PARA ALGUNS TIPOS DE SOLOS

SOLO	LOCAL	LL(%)	LP (%)	IP (%)	OBSERVAÇÕES
Argilas porosas vermelhas	S. Paulo	84	46	38	Solos sedimentares entre cotas 800 e 820
Argilas porosas vermelhas	S. Paulo	70	42	28	-
Argila arenosa porosa (coluvial)	Ilha solteira	43	13	30	Solos sedimentares entre cotas 800 e 750
Argila rija vermelha (residual de basalto)	Ilha solteira	79	28	51	Cenozoico arenoso
Areia fina argila marrom	S. Carlos	31	15	16	Cenozoico argiloso
Areia siltosa vermelha	S. Carlos	68	35	33	Usado em cerâmica
Areia siltosa cinza escura	Jaboticabal	59	26	33	Cenozoico arenoso
Montmorilonita - NA	-	710	54	656	-
Caulinita - NA	-	53	32	21	-
Ilita - NA	-	120	53	67	-

FONTE: TSUTSUMI, 2003.

MATERIAIS E MÉTODOS

No Anexo 3, consta um exemplo de ficha para esses ensaios.

LIMITES DE LIQUIDEZ

O ensaio descrito está de acordo com a ABNT NBR 6459: 2016.

MATERIAIS

- Estufa capaz de manter a temperatura entre 60 e 65°C; e 105 e 110°C;
- Cápsula de porcelana com aproximadamente 120 mm de diâmetro;
- Espátula de metal flexível com aproximadamente 80 mm de comprimento e 20 mm de largura;
- Aparelho de Casagrande, com características e dimensões padronizadas;
- Cinzéis, com as características e dimensões padronizadas;
- Balança que permita pesar nominalmente 200 g, com resolução de 0,01 g e sensibilidade compatível;
- Gabarito para verificação de queda da concha;
- Recipientes adequados, tais como pares de vidros de relógios com grampos, ou cápsulas de alumínio, que evitem perda de umidade da amostra;
- Esfera de aço com 8 mm de diâmetro.

MÉTODOS

É necessário, antes de iniciar o ensaio, inspecionar o aparelho, verificar se o pino que conecta a concha está firme para evitar movimentos laterais, se os parafusos estão bem regulados, se a concha apresenta ranhuras, se o cinzel está em perfeito estado, etc. Esses são fatores que podem fornecer erro ao experimento. Tem-se um exemplo de aparelho de Casagrande elétrico na Figura 15, lembrando que o ensaio também pode ser feito com ajuda do aparelho de Casagrande mecânico, sendo que vai haver um maior cuidado em relação aos intervalos de tempo dos golpes.

FIGURA 15 - APARELHO DE ARTHUR CASAGRANDE



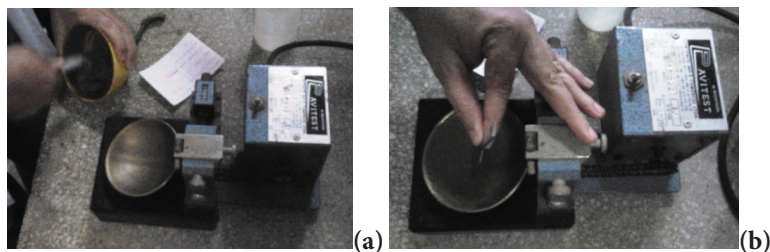
FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Prepara-se a amostra de acordo com a ABNT NBR 6457: 2016 e tira-se metade da amostra para realização deste ensaio.

Inicia-se colocando a amostra na cápsula de porcelana e umedecendo-a de forma lenta e contínua, revolvendo-a e tentando torná-la uma pasta homogênea, com o auxílio da espátula, como pode ser visto na Figura 16(a). Coloca-se água até o ponto em que o técnico de laboratório recomende que seja suficiente para fechar a ranhura com cerca de 35 golpes, daí a importância da experiência do técnico que realiza o ensaio. Esse processo pode ser feito de forma inversa, estando com a amostra de solo bastante úmida e ir gradativamente reduzindo essa umidade, desde que, em ambos os casos, seja possível encontrar uma umidade a 25 golpes, que será o Limite de Liquidez (LL).

Após essa etapa, transferir parte da mistura para a concha, moldando-a de forma que a parte central fique com a espessura de aproximadamente 10 mm, retornando o excesso para a cápsula. Para isso, usa-se um gabarito, como é visto na Figura 16(b).

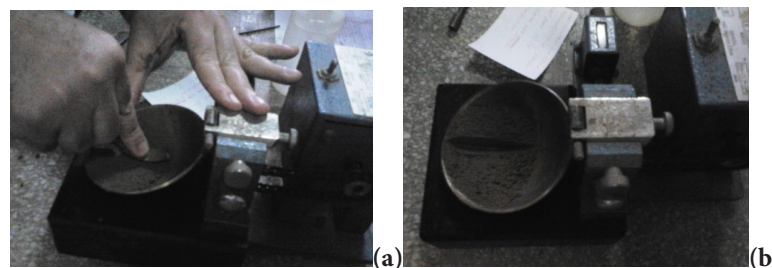
FIGURA 16 - (A) HOMOGENEIZAÇÃO DA AMOSTRA; (B) VERIFICAÇÃO DE ESPESSURA CENTRAL COM UTILIZAÇÃO DE GABARITO



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Passar o cinzel pelo meio da amostra, dividindo-a em duas partes iguais, tomando o cuidado em passá-lo na perpendicular em relação à concha. Na Figura 17, tem-se a ilustração da utilização do cinzel. Em seguida, acionar o aparelho na razão de 2 voltas por segundo, deixando-a cair em queda livre. Após, anota-se a quantidade de golpes necessários para que as bordas inferiores da ranhura se unam em um comprimento de 13 mm, aproximadamente. Transferir logo depois uma pequena quantidade desse material para que seja determinada a umidade através do método da estufa.

FIGURA 17 - (A) DIVISÃO DA AMOSTRA COM A UTILIZAÇÃO DO CINZEL; (B) AMOSTRA REPARTIDA EM DUAS PARTES



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Transferir o resto do material para a cápsula, adicionar água destilada e repetir os mesmos passos, fazendo isso mais umas quatro vezes ou a quantidade de vezes necessária.

Com esses dados, construir um gráfico no qual o eixo das abscissas (em escala aritmética) são os teores de umidade; e o eixo das ordenadas (em escala logarítmica) são o número de golpes; fazer uma reta respeitando os pontos obtidos. Ob-

tém-se, na reta, o teor de umidade referente a 25 golpes, que é o limite de liquidez do solo.

O resultado deve ser expresso em porcentagem.

LIMITES DE PLASTICIDADE

O ensaio descrito está de acordo com a ABNT NBR 7180: 2016.

MATERIAIS

- Estufa capaz de manter a temperatura entre 60 e 65°C; e 105 e 110°C;
- Cápsula de porcelana, com aproximadamente 120 mm de diâmetro;
- Espátula de lâmina flexível, com aproximadamente 80 mm de comprimento e 20 mm de largura;
- Recipientes adequados que evitem perda de umidade da amostra, tais como pares de vidros de relógio com grampo ou cápsulas com tampa;
- Balança que permita pesar nominalmente 200 g, com resolução de 0,01 g e sensibilidade compatível;
- Placa de vidro com superfície esmerilhada, com cerca de 30 cm de lado;
- Gabarito cilíndrico para comparação, com 3 mm de diâmetro e cerca de 100 mm de comprimento;
- Dessecador, para resfriamento dos recipientes com amostras já secas, sem absorção de umidade do ar;
- Peneira nº 40 (0,42 mm de malha).

MÉTODOS

Prepara-se a amostra de acordo com a ABNT NBR 6457: 2016 e tira-se metade da amostra para realização deste ensaio.

Começa-se colocando a amostra na cápsula de porcelana e umedecendo-a de forma contínua e devagar, revolvendo-a e tentando torná-la uma pasta homogênea, com o auxílio da espátula.

Tomar cerca de 10 g da amostra assim preparada, formar uma pequena esfera e manualmente rolá-la sobre a placa de vidro até que se forme um cilindro com espessuras semelhantes ao gabarito. Na Figura 18, observa-se a fricção da amostra entre a mão e a placa de vidro, até a formação dos cilindros.

FIGURA 18 - FRICÇÃO DA AMOSTRA COM A PLACA DE VIDRO



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Atterberg convencionou que a condição para que uma amostra de solo esteja no estado plástico é a possibilidade de com ela ser possível moldar um cilindro de 10 cm de comprimento por 3 mm de diâmetro, por rolagem, sobre uma placa de vidro. Daí vê-se, na Figura 19, a repartição em comprimentos aproximados a 10 cm.

FIGURA 19 - REPARTIÇÃO DA AMOSTRA EM CILINDROS DE 10 CM DE COMPRIMENTO, APROXIMADAMENTE



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Portanto, o Limite de Plasticidade é o teor de umidade na qual, ao se moldar cilindros com 3 mm de diâmetro e aproximadamente 10 cm de comprimento, estes começam a apresentar fissuras. Assim que se alcança esse objetivo, coloca-se o cilindro em uma cápsula e determina-se sua umidade, utilizando o método da estufa.

Faz-se esse processo mais quatro vezes, e o limite de plasticidade será a média dos três teores de umidade mais satisfatórios, ou seja, os que aparecerem com uma maior discrepância serão desconsiderados. O resultado deve ser expresso em porcentagem.

ÍNDICE DE PLASTICIDADE

O Índice de Plasticidade deve ser obtido através da diferença entre os Limites de Liquidez e de Plasticidade, conforme a Equação (07).

EQUAÇÃO (07)

$$IP = LL - LP$$

Onde:

IP (%) - Índice de plasticidade

LL (%) - Limite de liquidez

LP (%) - Limite de plasticidade

O resultado deve ser expresso em porcentagem.

EXPERIMENTO V

GRANULOMETRIA: POR PENEIRAMENTO E SEDIMENTAÇÃO

INTRODUÇÃO

Todos os solos, em sua fase sólida, contêm partículas de diferentes tamanhos em proporções das mais variadas. A determinação do tamanho das partículas e suas respectivas porcentagens de ocorrência permite obter uma curva em função da distribuição das partículas do solo, que é denominada distribuição granulométrica.

A avaliação da composição granulométrica de um solo requer, em geral, a utilização conjugada das seguintes técnicas experimentais:

- a) Peneiramento: procede-se com separação mecânica, através de peneiras, das partículas do solo de maiores dimensões (superiores a 0,075 mm);
- b) Sedimentação: através da deposição das partículas mais finas do solo em suspensão, estabelece-se a sua dimensão de forma indireta, utilizando a lei de Stokes.

Para solos que têm partículas tanto na fração grossa (areia e pedregulho) quanto na fração fina (silte e argila), torna-se necessária a análise granulométrica conjunta.

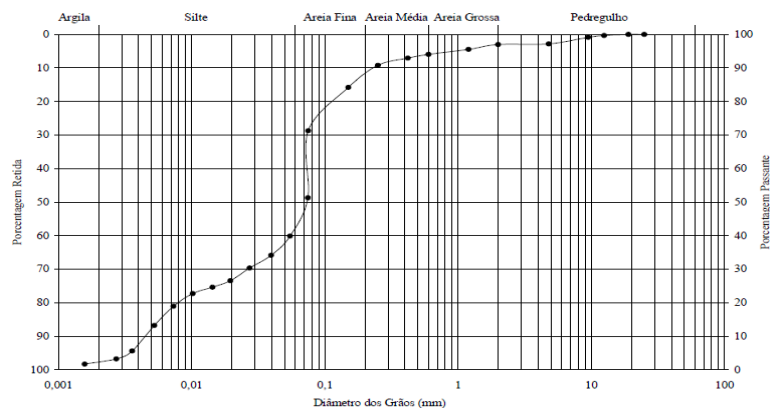
FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

As partículas de um solo, grosso ou fino, não são esféricas, mas se usará sempre a expressão diâmetro equivalente

da partícula ou apenas diâmetro equivalente, quando se fizer referência ao seu tamanho. Para os materiais granulares ou fração grossa do solo, o diâmetro equivalente será igual ao diâmetro da menor esfera que circunscreve a partícula; enquanto que para a fração fina, esse diâmetro é o calculado através da lei de Stokes.

A curva de distribuição granulométrica é traçada, em escala semilogarítmica, com pares de valores diâmetro equivalente e porcentagem de ocorrência, conforme mostrado na Figura 20, em cuja abscissa estão colocados os diâmetros equivalentes; e, na ordenada, a porcentagem acumulada retida, à esquerda e a porcentagem que passa, à direita.

FIGURA 20 - EXEMPLO DE CURVA GRANULOMÉTRICA POR PENEIRAMENTO E SEDIMENTAÇÃO DE UMA AMOSTRA DE SOLO RESIDUAL



Fonte: ABNT NBR NM 248:2003

Os solos recebem designações segundo as dimensões das partículas compreendidas entre determinados limites convencionais, conforme Tabela 05, na qual estão representadas as classificações adotadas pela American Society for

Testing Materials (ASTM), American Association for State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Massachusetts Institute of Technology (MIT) e Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

TABELA 05 - ESCALAS GRANULOMÉTRICAS ADOTADAS PELA ASTM, AASHTO, M.I.T. E ABNT

ASTM											
PEDREGULHO	AREIA				SILTE	ARGILA	COLOIDE				
	G	M	F								
60	4,75	2,0	0,425	0,075		0,005	0,001				
	# 4	# 10	# 40	# 200							
AASHTO											
PEDREGULHO	AREIA				SILTE	ARGILA	COLOIDE				
	G	M	F								
60	2,0	0,425	0,075			0,005	0,001				
M.I.T.											
PEDREGULHO	AREIA				SILTE			COLOIDE			
	G	M	F		G	M	F				
60	20	6	2,0	0,6	0,2	0,05		0,002			
ABNT											
PEDREGULHO	AREIA				SILTE			ARGILA			
	G	M	F		G	M	F				
60	20	6	2,0	0,6	0,2	0,05		0,002			

MATERIAIS E MÉTODOS

O ensaio descrito está de acordo com a ABNT NBR 7181: 2016. Nos Anexos de 4 a 7, constam exemplos de fichas e gráficos para esse ensaio.

MATERIAIS

- Estufa capaz de manter a temperatura entre 60 e 65°C; e 105 e 110°C;
- Balanças de diferentes resoluções;
- Recipientes adequados, como dissecadores, que possam guardar amostras sem perda de umidade;

- Aparelho de dispersão, com hélices substituíveis;
- Proveta de vidro;
- Densímetro de bulbo simétrico;
- Termômetro;
- Relógio com indicação de segundos;
- Béquer de vidro, com capacidade de 250 ml;
- Proveta de vidro;
- Tanque de banho para imersão das provetas;
- Peneiras de 50, 38, 25, 19, 9.5, 4.8, 2.0, 1,2, 0,6, 0,42, 0,25, 0,15 e 0,075 mm, de acordo com a ABNT NBR NM ISO 3310-1: 2010;
- Escova com cerdas metálicas;
- Baqueta de vidro;
- Bisnaga.

MÉTODOS

Tomar a quantidade necessária de material para o ensaio, determinado pela ABNT NBR 6457: 2016, e anotar essa massa como (Mt).

Passar todo o solo na peneira de abertura de 2,0 mm, lembrando-se de destorroá-lo bem para assegurar a retenção do material na peneira apenas com diâmetro maior que sua abertura. Lavar esse material retido para desagregar que a fração fina fique aderida às partículas maiores; em seguida, secar em estufa entre 105 e 110°C até obter constância de massa. Esse material será utilizado no peneiramento grosso.

- Sedimentação

Do material passante na peneira de diâmetro igual a 2,0 mm, tomar cerca de 120 g para materiais arenosos e 70 g para materiais siltosos e argilosos, para sedimentação e peneiramento fino.

Transferir o material obtido para um béquer de 250 ml e juntar à mistura 125 ml de hexametáfosfato de sódio com concentração de 45,7 g do sal para 1000 ml de solução. Agitar o béquer com a mistura e deixá-la em repouso por 12 horas. Em seguida, colocar a mistura no copo do dispersor, tomando cuidado em lavar bem o béquer para que não haja perda de material. Antes de ligar o dispersor, como pode ser visto na Figura 21, completar o copo com água destilada até o nível de 5 cm abaixo da boca do copo e só, então, ligar o dissipador e deixar a mistura lá por 15 minutos.

FIGURA 21 - DISPERSOR EM FUNCIONAMENTO



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Passado o tempo estabelecido, transferir a mistura para a proveta, tomando o mesmo cuidado em limpar bem o copo, com auxílio da bisnaga, para tirar o material aderido às laterais do copo (Figura 22).

FIGURA 22 - RETIRADA DA AMOSTRA DO BÉQUER



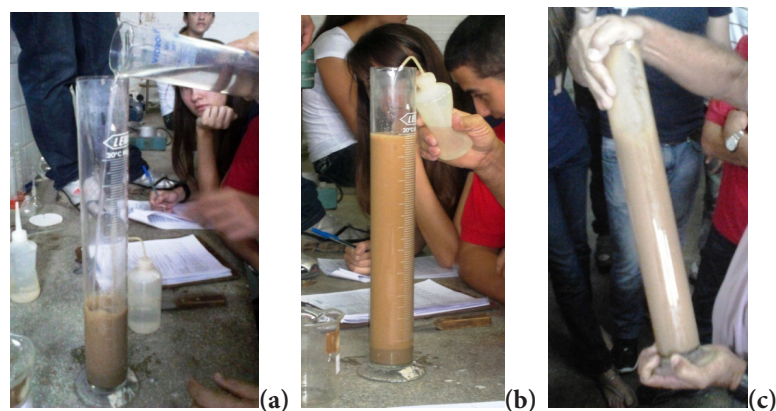
FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Essa retirada da amostra do béquer deve ser realizada com bastante cuidado, com o intuito de se evitar a perda do material.

Completar a proveta com água destilada até chegar ao nível de 1000 ml e, em seguida, colocar a proveta no tanque para banho ou em local com temperatura constante. Agita-se

a proveta para que as partículas fiquem em suspensão. Após temperatura constante, tampar com uma das mãos a boca da proveta e, com o auxílio da outra, agitar o copo, trazendo a boca para cima e para baixo, e vice-versa, isso durante um minuto (Figura 23).

FIGURA 23 - (A) PROVETA DE 1000ML SENDO COMPLETADA; (B) CUIDADO PARA QUE NÃO ULTRAPASSE O VOLUME; (C) AGITAÇÃO DA AMOSTRA DURANTE 1 MIN



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Após a agitação, colocar o conjunto sobre uma mesa e anotar a hora exata de início da sedimentação. Colocar cuidadosamente o densímetro e efetuar as leituras correspondentes a 0,5, 1 e 2 minutos. Retirar, com cuidado, o densímetro. Fazer as leituras subsequentes a 4, 8, 15 e 30 minutos; 1, 2, 4, 8 e 24 horas. Lembrando que, cerca de 15 a 20 segundos antes de cada leitura, colocar cuidadosamente o densímetro na dispersão; após a leitura, retirá-lo e colocá-lo em água limpa, na mesma temperatura. Lembrando-se de, após cada leitura, verificar e anotar a temperatura da mistura.

Realizada a última leitura, verter a dispersão na peneira de 0,075 mm, com cuidado em lavar bem a proveta para que não haja perda de material, e efetuar a lavagem do material na peneira mencionada.

- Peneiramento fino

Após secar o material em estufa a 105°C até a constância de massa, passar o material retido na peneira de 0,075 mm, nas peneiras de 1,2, 0,6, 0,42, 0,25, 0,15, 0,075 mm. Anotar as massas retidas acumuladas em cada peneira (Figura 24).

FIGURA 24 - PENEIRAMENTO FINO



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

- Peneiramento grosso

Pegar o material retido na peneira de 2,0 mm e anotar como M_g . Passar esse material nas peneiras de 50, 38, 25, 19, 9.5 e 4,8 mm. Anotar as massas retidas acumuladas em cada peneira (Figura 25).

FIGURA 25 - PENEIRAMENTO GROSSO



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

CÁLCULOS

- Massa total da amostra seca

Calcular a massa total de amostra seca, utilizando a Equação (08).

EQUAÇÃO (08)

$$M_s = \frac{(M_t - M_g)}{(100 + h)} \times 100 + M_g$$

Onde:

M_s (g) - Massa total de amostra seca

M_t (g) - Massa da amostra seca ao ar

M_g (g) - Massa do material seco retido na peneira de 2,0 mm

h (%) - Umidade higroscópica do material passado na peneira de 2,0 mm

- Porcentagem de materiais que passam nas peneiras de 50, 38, 25, 19, 9,5, 4,8 e 2,0 mm.

Calcular essas porcentagens através da Equação (09).

EQUAÇÃO (09)

$$Qg = \frac{(Ms - Mi)}{Ms} \times 100$$

Onde:

Q_g (%) - Porcentagens de material em cada peneira

M_s (g) - Massa total de amostra seca

M_i (g) - Massa do material retido em cada peneira

- Porcentagem do material em suspensão

Calcular as porcentagens correspondentes a cada leitura do densímetro, referidas à massa total da amostra, através da Equação (10).

EQUAÇÃO (10)

$$Q_s = N \times \frac{\delta}{(\delta - \delta_d)} \times \frac{V \times \delta_c \times (L - L_d)}{\frac{M_h}{(100 + h)} \times 100}$$

Onde:

Q_s (%) - Porcentagem de solo em suspensão no instante da leitura do densímetro

N (%) - Porcentagem do material que passa na peneira de 2,0 mm

δ (g/cm³) - Massa específica dos grãos de solo

δ_d (g/cm³) - Massa específica do meio dispersor, à temperatura de ensaio (considerar 1,000 g/cm³)

V (cm³) - Volume da suspensão (considerar 1,000 cm³)

δ_c (g/cm³) - Massa específica da água, à temperatura de calibração do densímetro (20°C) (considerar 1,000 g/cm³)

L - Leitura do densímetro em suspensão

L_d - Leitura do densímetro no meio dispersor na mesma temperatura da dispersão

M_h (g) - Massa do material úmido submetido a sedimentação

h (%) - Umidade higroscópica do material passado na peneira de 2,0 mm

- Diâmetro das partículas de solos em suspensão

Calcular o diâmetro máximo das partículas em suspensão, no momento de cada leitura do densímetro, através da Equação (11) (Lei de Stokes).

EQUAÇÃO (11)

$$d = \sqrt{\frac{1800 \mu}{\delta - \delta_d} \times \frac{a}{t}}$$

Onde:

d (mm) - Diâmetro máximo das partículas

μ (gs/cm²) - Coeficiente de viscosidade do meio dispersor, à temperatura de ensaio

- δ (g/cm³) - Massa específica dos grãos de solo
- δ_d (g/cm³) - Massa específica do meio dispersor, à temperatura de ensaio (considerar 1,000 g/cm³)
- a (cm) - Altura de queda das partículas, correspondente à leitura do densímetro
- t (s) - Tempo de sedimentação

Na Tabela 06, temos os valores de μ correspondentes ao coeficiente de viscosidade da água. Caso o valor da temperatura seja intermediário, obter a viscosidade da água por interpolação.

TABELA 06 - VISCOSIDADE DA ÁGUA (VALORES EM GS/CM²)

°C	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	13,36	12,99	12,63	12,30	11,98	11,68	11,38	11,09	10,81	10,54
20	10,29	10,03	9,80	9,56	9,34	9,13	8,92	8,72	8,52	8,34
30	8,16	7,98	7,82	7,66	7,50	7,45	7,20	7,06	6,92	6,79

FONTE: ABNT NBR 7181: 1984.

- Porcentagem de materiais que passam nas peneiras de 1,2, 0,6, 0,42, 0,25, 0,15 e 0,075 mm

Calcular as porcentagens que passam nas peneiras acima utilizando a Equação (12):

EQUAÇÃO (12)

$$Q_f = \frac{M_h \times 100 - M_i(100 + h)}{M_h \times 100} \times N$$

Onde:

- Q_f (%) - Porcentagem do material em cada peneira
- M_h (g) - Massa do material úmido submetido ao peneiramento fino ou à sedimentação
- M_i (g) - Massa do material retido em cada peneira
- h (%) - Umidade higroscópica do material passado na peneira de 2,0 mm

Com esses valores calculados, o resultado final deve ser apresentado em um gráfico, dispondo na abscissa os diâmetros das partículas, em escala logarítmica; e na ordenada, as porcentagens das partículas menores do que os diâmetros considerados, em escala aritmética.

EXPERIMENTO VI

COMPACTAÇÃO DOS SOLOS

INTRODUÇÃO

Geralmente, na prática da engenharia geotécnica, o solo de um local não apresenta as condições requeridas para executar uma determinada obra. Ele pode ser pouco resistente, muito compressível ou apresentar características que deixam inviável o projeto do ponto de vista econômico. Uma das possibilidades é tentar melhorar as propriedades desse solo.

Os solos, para que possam ser utilizados nos aterros das obras de terraplenagem, devem preencher certos requisitos, ou seja, certas propriedades que melhoram o seu comportamento, sob o aspecto técnico, transformando-os em verdadeiro material de construção. Esse objetivo é atingido de maneira rápida e econômica através das operações de compactação. Essas propriedades visam principalmente a:

- Aumento da resistência da ruptura dos solos, sob ação de cargas externas;
- Redução de possíveis variações volumétricas, quer pela ação de cargas, quer pela ação da água que, eventualmente, percola pela sua massa;
- Impermeabilização dos solos, pela redução do coeficiente de permeabilidade, resultante do menor índice de vazios.

A compactação é um método de estabilização de solos que se dá por aplicação de alguma forma de energia (im-

pacto, vibração, compressão estática ou dinâmica). Seu efeito confere ao solo a diminuição do índice de vazios, o aumento de seu peso específico, a resistência ao cisalhamento, a permeabilidade e a compressibilidade.

Na verdade, a compactação é um dos vários meios empregados para estabilizar um solo. É o processo mais usado de estabilização de solos em obras do tipo aterros, estradas, aeroportos e barragens de terra, por ser bastante simples e econômico em relação aos outros. A Tabela 07 apresenta os vários métodos empregados para melhorar um solo.

TABELA 07 - TÉCNICAS DE ESTABILIZAÇÃO DOS SOLOS

MÉTODOS	TIPOS
FÍSICOS	Pré-consolidação (solos finos argilosos)
	Confinamento (solos com atrito)
	Mistura (solo + solo)
	Vibroflotação
QUÍMICOS	Cal
	Cimento
	Asfalto
	Sal
MECÂNICOS	Compactação

FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

A compactação é empregada em diversas obras de engenharia, como aterros para diversas utilidades, camadas constitutivas dos pavimentos, construção de barragens de terra, preenchimento com solo do espaço atrás de muros de arrimo e reenchimento das inúmeras valetas que se abrem

diariamente nas ruas das cidades. Os tipos de obra e de solo disponíveis vão ditar o processo de compactação a ser empregado, a umidade em que o solo deve se encontrar na ocasião e a densidade a ser atingida.

À vista do exposto, chamam-se compactação de um solo os processos manuais ou mecânicos que visem principalmente à redução do índice de vazios. Resulta daí o aumento da resistência à ruptura, pela elevação do atrito interno entre as partículas e a diminuição das variações de volume, através do melhor entrosamento entre elas. Em resumo, através da compactação de um solo:

- Resulta maior aproximação e entrosamento das partículas, ocasionando um aumento da coesão e do atrito interno e, conseqüentemente, da resistência ao cisalhamento;
- Obtém-se, através do aumento da resistência ao cisalhamento, maior capacidade de suporte;
- Com redução do índice de vazios, diminuem substancialmente a capacidade de absorção de água e a possibilidade de haver percolação, tornando mais estável.

A técnica de compactação é creditada ao engenheiro Ralph Proctor, que, em 1933, publicou suas observações sobre a compactação de aterros, mostrando ser a compactação função de quatro variáveis:

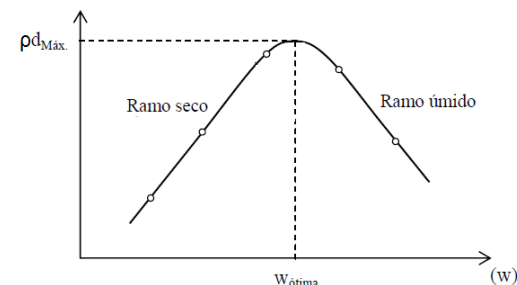
- a) Massa específica seca;
- b) Umidade;
- c) Energia de compactação;
- d) Tipo de solo.

Com o ensaio de compactação, obtém-se a correlação entre o teor de umidade e a massa específica seca de um determinado material quando compactado com uma determinada energia. A primeira define o teor de água com o qual se deve realizar a compactação a fim de conseguir, para uma dada energia, o melhor arranjo entre partículas; enquanto o segundo estabelece a massa específica seca máxima que se pode obter, permitindo a avaliação da qualidade de execução do aterro. Os valores dessas propriedades dependem da energia de compactação utilizada. Os ensaios devem ser executados com uma energia que reflita a utilizada em obra.

Proctor verificou que, na mistura de solo com maiores quantidades de água, quando compactada, a massa específica aparente da mistura aumentava porque a água, de certa forma, funcionava como lubrificante, aproximando as partículas, permitindo melhor entrosamento e, por fim, ocasionando a redução do volume de vazios. Num determinado ponto, atingia-se uma massa específica máxima, a partir do qual, ainda que se adicionasse mais água, o volume de vazios passava a aumentar. A explicação desse fato reside em que quantidades adicionais de água, após o ponto citado, ao invés de facilitarem a aproximação dos grãos, fazem com que estes se afastem, aumentando novamente o volume de vazios e causando o decréscimo das massas específicas correspondentes.

O objetivo do ensaio de compactação é a determinação da curva de compactação, conforme exemplificada na Figura 26, que expressa a variação da massa específica seca máxima do solo compactado com o teor em água utilizado na compactação do solo.

FIGURA 26 - CURVA DE COMPACTAÇÃO



O ensaio mais comum é o de Proctor (Normal, Intermediário ou Modificado), que é realizado através de sucessivos golpes aplicados na amostra. Essas variações do ensaio de Proctor estão relacionadas às energias de compactação normal, intermediária e modificada. Na Tabela 08, estão as características de cada uma dessas energias.

TABELA 08 - ENERGIAS DE COMPACTAÇÃO

CILINDROS	CARACTERÍSTICAS INERENTES A CADA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO	ENERGIA		
		NORMAL	INTERMEDIÁRIA	MODIFICADA
PEQUENO	Soquete	Pequeno	Grande	Grande
	Nº de camadas	3	3	5
GRANDE	Nº de golpes por camada	26	21	27
	Soquete	Grande	Grande	Grande
	Nº de camadas	5	5	5
	Nº de golpes por camada	12	26	55
	Altura de disco espaçador	63,5	63,5	63,5

FONTE: ABNT NBR 7182: 2016.

Lembrando que o cilindro pequeno só pode ser utilizado quando a amostra passa totalmente na peneira de 4,8 mm.

A energia de compactação pode ser calculada de acordo com a Equação (13).

EQUAÇÃO (13)

$$E = \frac{P \times h \times N \times n}{V}$$

Onde:

E - Energia específica de compactação, por unidade de volume

P (Kg) - Peso do soquete

h (cm) - Altura de queda do soquete

N - Número de golpes por camada

n - Número de camadas

V (cm³) - Volume do solo compactado

Alguns fatores podem influenciar o processo de compactação dos solos, são eles:

- Natureza do solo;
- Método de compactação;
- Energia específica;
- Teor de umidade;
- Maneira pela qual se varia a umidade durante o processo de compactação;
- Tempo de cura;
- Teor de umidade natural do solo;
- Recompactação;
- Temperatura.

MATERIAIS E MÉTODOS

O ensaio descrito está de acordo com a ABNT NBR 7182: 2016. No Anexo 8, consta um exemplo de ficha para esse ensaio.

MATERIAIS

- Balança;
- Peneiras de 19 e 4,8 mm;
- Estufa capaz de manter a temperatura entre 105 e 110°C;
- Cápsulas metálicas, para determinação da umidade;
- Régua de aço biselada com comprimento de 30 cm;
- Espátulas de lâmina flexível;
- Cilindro metálico pequeno (cilindro de Proctor), sua base e cilindro complementar de mesmo diâmetro (colarinho);
- Soquete metálico com massa de (2500 ± 10) g e dotado de dispositivo de controle de altura de queda, que é de (305 ± 2) mm;
- Provetas de vidro;
- Desempenadeira de madeira;
- Extrator de corpo de prova;
- Conchas metálicas;
- Base rígida, preferencialmente de concreto, com massa superior a 100 kg.

MÉTODOS

Deve-se colocar a amostra na bandeja metálica e, com o auxílio da proveta de vidro, adicionar água destilada lentamente, sempre revolvendo o solo para que haja uma espécie de homogeneização da umidade no solo, como mostrado na Figura 27, deixando com aproximadamente 5% abaixo da umidade ótima presumível. Daí uma das importâncias do laboratorista e sua experiência.

FIGURA 27 - (A) ADIÇÃO DE ÁGUA DESTILADA; (B) REVOLVIMENTO PARA HOMOGENEIZAÇÃO DA UMIDADE NA AMOSTRA



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Depois de realizada a homogeneização no material, prosseguir com a compactação, atendo-se ao soquete, com número de camadas e golpes relacionado à energia de compactação desejada de acordo com a Tabela 08, mencionada anteriormente. Na Figura 28, tem-se a ilustração do soquete e do molde cilíndrico.

FIGURA 28 - SOQUETE E MOLDE CILÍNDRICO



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Fixar o molde na base, acoplar o cilindro e apoiar o conjunto em sua base rígida. Lembrando que os golpes do soquete devem ser aplicados perpendicularmente e distribuídos uniformemente na superfície da camada.

Coloca-se camada por camada no molde cilíndrico (lembrando que as camadas compactadas devem resultar em tamanhos iguais) e aplica-se a quantidade de golpes predefinida de acordo com a energia de compactação, como é visto na Figura 29.

FIGURA 29 - COLOCAÇÃO DAS CAMADAS E APLICAÇÃO DOS GOLPES



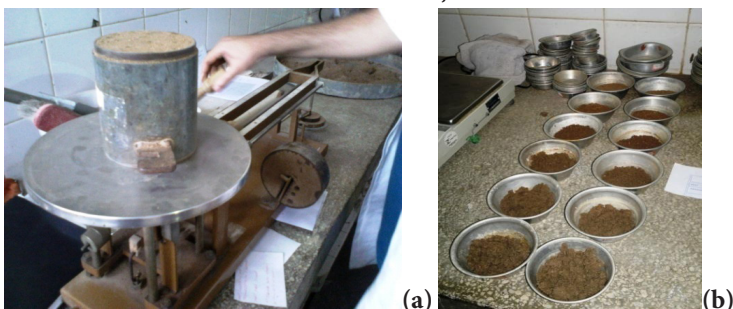
FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Após a compactação da última camada, retirar o cilindro complementar, depois de escarificar o material em contato com sua parede, com o auxílio da espátula. Ao final, deve haver uma camada de, no máximo, 10 mm acima do molde, que deve ser removido e rasado com o auxílio da régua biselada, isso para as duas faces em caso do cilindro pequeno.

Pesar o conjunto, como visto na Figura 30, e, subtraindo do peso do molde cilíndrico, obter a massa úmida do solo compactado (P_h). Com o auxílio do extrator, retirar

a amostra do molde e coletar amostras no seu centro para determinação da umidade (h).

FIGURA 30 - (A) PESAGEM DO CONJUNTO; (B) CÁPSULAS COM AMOSTRAS PARA DETERMINAÇÃO DA UMIDADE



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Destorroar o material com a desempenadeira (Figura 31) ou a espátula, até que passe completamente na peneira de 4,8 mm ou de 19 mm, respectivamente, conforme a energia de compactação que esteja sendo utilizada.

FIGURA 31 - DESTORROAMENTO DO MATERIAL E JUNÇÃO COM O MATERIAL DA BANDEJA



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Unir o material ao da bandeja e adicionar mais água, revolvendo o material. Lembrando que deve ser acrescentada água de forma que sua umidade incremente aproximadamente 2%. Repetir os passos anteriores a fim de conseguir cinco pontos: dois no ramo seco da curva, um próximo à umidade ótima e outros dois no ramo úmido da curva de compactação. Esses ramos estão ilustrados na Figura 26.

CÁLCULOS

Pode-se determinar a massa específica aparente seca de acordo com a Equação (14).

EQUAÇÃO (14)

$$\rho_s = \frac{P_h \times 100}{V(100+h)}$$

Onde:

ρ_s (g/cm³) - Massa específica aparente seca

P_h (g) - Massa úmida do solo compactado

V (cm³) - Volume útil do molde cilíndrico

h (%) - Teor de umidade do solo compactado

Utilizando as coordenadas cartesianas normais, traçar a curva de compactação, marcando na abscissa os teores de umidade (h); e na ordenada, as massas específicas aparentes secas correspondentes. A curva resultante deve ter um formato parabólico, como mostrado na Figura 26.

Com a curva encontrada, obtém-se o valor da massa específica aparente seca máxima, com a ordenada máxima da curva, e o valor correspondente na abscissa será a umidade ótima.

EXPERIMENTO VII

DENSIDADE *IN SITU*

INTRODUÇÃO

No controle da compactação em campo, é regra geral tomar-se um ensaio de laboratório como referência e verificar o que é obtido no campo, com equipamento, comparando esses resultados com os de laboratório, dentro de certas especificações.

Para se comprovar no campo se uma camada de aterro está submetida a uma compactação correta, determinam-se a massa específica aparente e o teor de umidade de uma amostra do material que foi submetido à compactação. Com esses parâmetros, calcula-se sua massa específica aparente seca através da Equação (15).

EQUAÇÃO (15)

$$\rho_s = \frac{P_h \times 100}{V(100+h)}$$

Onde:

ρ_s (g/cm³) - Massa específica aparente seca

P_h (g) - Massa úmida do solo compactado

V (cm³) - Volume útil do molde cilíndrico

h (%) - Teor de umidade do solo compactado

Em laboratório, já havia sido determinado previamente (no ensaio de compactação) a maior massa específica aparente seca, possível de ser obtida com aquele material, e com que energia e teor de umidade isso seria possível.

Primeiramente, define-se Grau de Compactação (G) como a relação percentual entre o peso específico aparente seco, obtido pela compactação no campo, e o peso específico aparente seco máximo, obtido no laboratório, com amostra na umidade ótima. De forma similar, essa relação percentual também pode ser feita com as massas específicas aparentes secas. O valor do G é que dirá como está submetida a compactação no campo. O seu cálculo pode ser expresso pela Equação (16).

EQUAÇÃO (16)

$$G = 100 \times \frac{\rho_s (\text{campo})}{\rho_s (\text{máximo})}$$

Onde:

G (%) - Grau de compactação

ρ_s (g/cm³) - Massa específica aparente seca

De um modo geral, se G atinge ou ultrapassa a especificação mínima para a obra executada (por exemplo, G \geq 95%), a camada compactada é aceita; se não, é recusada (quando não atinge a compactação desejada, todo o material é removido e a camada refeita). No campo, esse grau de compactação é controlado verificando a execução do serviço

e vistoriando o equipamento, o número de passadas no rolo, a espessura da camada, o teor de umidade e outras condições que se julguem necessárias a uma boa execução da obra.

FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Existem vários processos para a determinação do peso específico aparente, sendo feita a escolha de um deles em função do tipo de solo a ser estudado. São agrupados em métodos diretos, métodos indiretos e métodos especiais.

- Métodos diretos: os principais processos consistem na coleta de uma amostra indeformada. Com a massa e o volume dessa amostra, calcula-se a massa específica aparente; e com o teor de umidade dela obtido, a massa específica aparente seca. Os mais comuns são o do cilindro de cravação e o do “cubo” esculpido;
- Métodos indiretos: escava-se a amostra, que é totalmente recolhida e pesada. O volume da amostra é obtido medindo o volume da escavação. O teor de umidade da amostra deve ser determinado logo após sua pesagem. Os principais utilizam o frasco de areia, o óleo grosso ou o balão de borracha;
- Métodos especiais: utilizam sonares, resistividade elétrica ou radiação. Destes, o mais difundido no Brasil utiliza o densímetro nuclear.

Neste trabalho, será mostrado o método indireto do frasco de areia, um dos mais utilizados no Brasil, por seu simples manuseio e fácil aplicação.

MATERIAIS E MÉTODOS

O ensaio descrito está de acordo com a ABNT NBR 7185: 2016. No Anexo 9, consta um exemplo de ficha para esse ensaio.

MATERIAIS

- Frasco de vidro translúcido com cerca de 3500 cm³, com gargalo rosqueado, funil metálico provido de registro e de rosca para se atarraxar ao frasco;
- Bandeja quadrada rígida, metálica, com 30 cm de lado e bordas com 2,5 cm de altura, com orifício circular no centro;
- Nível de bolha;
- Pá de mão (concha);
- Talhadeira de aço;
- Martelo com cerca de 1 kg;
- Balança;
- Recipiente que permita adicionar a amostra sem perda de umidade;
- Cilindro metálico para determinação da massa específica dos grãos;
- Areia lavada e seca, de massa específica aparente conhecida, constituída da fração com diâmetro dos grãos compreendido entre 1,2 e 0,59 mm. Sendo que a soma da porcentagem, em massa, retida na peneira de 1,2 mm e passada na peneira 0,50 mm deve ser menor ou igual a 5%;
- Peneiras de 1,2 mm e 0,59 mm, de acordo com a ABNT NBR NM ISO 3310-1: 2010.

FIGURA 32 - MARTELO, PÁ DE MÃO E TALHADEIRA



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

MÉTODOS

O primeiro passo a ser feito é descobrir a massa específica da areia que será utilizada no frasco. Atendo-se à areia, de características conhecidas, de acordo com as granulometrias citadas na lista de materiais, inicia-se o ensaio determinando a massa da areia que preenche o funil com o orifício no rebaixo da bandeja.

Monta-se o conjunto frasco + funil, ilustrado na Figura 33. Estando o frasco cheio de areia, determina-se sua

massa total e anota-se como M1. Após instalar o conjunto, de modo que o funil fique apoiado no rebaixo da bandeja, e colocar esta sobre uma superfície plana, abrir o registro e deixar a areia escoar até cessar. Quando perceber que estabilizou, fecha-se o registro e pesa-se o restante, marcando como M2. Portanto teremos o peso da massa que preenche o funil e o rebaixo (M3), subtraindo M1 de M2.

FIGURA 33 - CONJUNTO FRASCO + FUNIL



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Caso queira, pode-se repetir esse procedimento e tirar a média dos valores para M3. Lembrando que, se apresentarem uma discrepância maior que 1%, não serão aceitos.

O próximo passo é determinar a massa específica aparente da areia. Novamente, monta-se o conjunto frasco + funil, e, cheio de areia, pesa-se e anota-se como M4 (Figura 34).

FIGURA 34 - PESAGEM DO CONJUNTO FRASCO + FUNIL



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Instalar o conjunto frasco + funil de modo que o funil fique apoiado no rebaixo da bandeja, e apoiar o conjunto sobre um cilindro metálico de volume conhecido (V). Abrir o registro e deixar a areia escoar livremente até cessar; após verificar que parou o escoamento, fecha-se o registro, tira-se o conjunto, pesa-se e anota a massa como M5. A massa de areia que preenche o cilindro (M6) será a massa total inicial (M4) menos a massa pesada ao final do escoamento (M5), menos a massa que preenche o funil e o rebaixo da bandeja (M3).

Após, calcula-se a massa específica da areia usando a Equação (17).

EQUAÇÃO (17)

$$\rho_{\text{ar}} = \frac{M6}{V}$$

Onde:

ρ_{ar} (g/cm³) - Massa específica aparente da areia

M6 (g) - Massa da areia que preencheu o cilindro

V (cm³) - Volume do cilindro

Com as características da areia calculadas, o próximo passo será ir para o campo calcular a densidade do material em estudo. Inicialmente, será feita uma cavidade no terreno com o auxílio da talhadeira e do martelo. Antes de qualquer coisa, limpar o terreno, deixando-o o mais plano possível com a ajuda do nível de bolha. Colocar a bandeja, certificando-se de que está bem fixada no local. Com o terreno preparado e a bandeja fixada, escavar o orifício no terreno, limitado pelo orifício central da bandeja e com cerca de 15 cm de profundidade, como mostrado na Figura 35.

FIGURA 35 - ESCAVAÇÃO DA CAVIDADE RESPEITANDO OS LIMITES DO ORIFÍCIO DO CENTRO DA BANDEJA

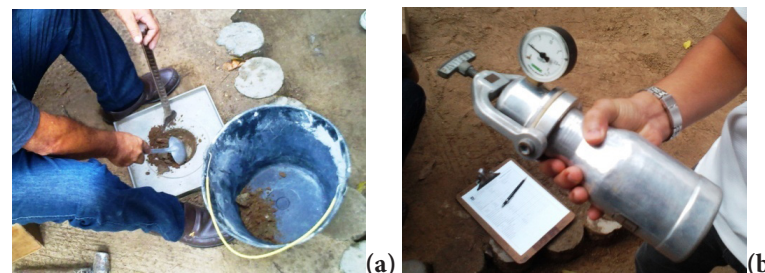


FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Recolher cuidadosamente o material da cavidade (Figura 36a) e guardá-lo em um local no qual ele não perca umidade, determinar a massa desse material e anotar como Mh.

Determinar, com o método escolhido, o teor de umidade do solo extraído da cavidade. Como o ensaio é feito em campo, geralmente utiliza-se do método do *Speedy*, estudado no Experimento II. A Figura 36b ilustra o equipamento utilizado nesse método.

FIGURA 36 - (A) RETIRADA DO MATERIAL DA CAVIDADE; (B) MÉTODO DO SPEEDY



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Montar o conjunto frasco + funil e, estando cheio de areia, pesar e anotar a massa como M7, após instalar o conjunto sobre a cavidade, certificando-se de que o funil fique apoiado no rebaixo da bandeja. Abrir o registro (Figura 37) e deixar a areia escoar até cessar o movimento no interior do frasco, por isso a importância do frasco ser translúcido. Fechar o registro, retirar o frasco e pesá-lo, anotando a massa como M8.

FIGURA 37 - ABERTURA DO REGISTRO DO FUNIL



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

A massa de areia que preencheu o funil, o orifício e o rebaixo da bandeja (M9) é a subtração da massa inicial (M7) com a massa pesada após o seu preenchimento (M8).

FIGURA 38 - APÓS RETIRADA DOS CONJUNTOS



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Portanto, a massa que preencheu apenas a cavidade do terreno (M10) é a subtração de M9 e da massa que preencheu o funil e o rebaixo da bandeja (M3), calculada no início do experimento.

Lembrando que o material pode ser reaproveitado em outros ensaios para que não seja preciso estudar uma areia a cada cavidade, por exemplo, em um trecho que é preciso ser feita a densidade em vários pontos, no intuito de comparar com o valor de laboratório e calcular assim o grau de compactação, como visto na Equação (16). Sendo assim, a retirada desse material deve ser feita com cuidado para que a areia não sofra interferência do material do orifício, como é visto na Figura 39.

FIGURA 39 - RETIRADA DA AREIA PARA REUTILIZAÇÃO



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Com esses dados, pode-se calcular a massa específica seca do solo *in situ* utilizando a Equação (18).

EQUAÇÃO (18)

$$\rho_s = \rho_{ar} \times \frac{M_h}{M10} \times \frac{100}{100+h}$$

Onde:

ρ_s (g/cm³) - Massa específica aparente seca do solo *in situ*

ρ_{ar} (g/cm³) - Massa específica aparente da areia

M_h (g) - Massa do solo extraído da cavidade do terreno

M10 (g) - Massa de areia que preencheu a cavidade do terreno

h (%) - Teor de umidade do solo extraído

EXPERIMENTO VIII

PERMEABILIDADE: CARGA CONSTANTE E VARIÁVEL

INTRODUÇÃO

A permeabilidade é a propriedade que o solo apresenta ao permitir o escoamento de fluidos através dele. Todos os solos possuem uma certa quantidade de vazios e, dependendo dessa quantidade, eles possuem uma capacidade maior ou menor de permeabilidade.

O estudo da permeabilidade deve ser feito levando em conta todos os tipos de fluidos (gases e líquidos). Exemplo de permeabilidade de gases seria em um aterro sanitário, onde o maior responsável pelos recalques é a percolação dos gases.

A percolação da água se relaciona com um grande número de problemas práticos, que podem ser agrupados em três tipos:

- a) No cálculo de vazões, por exemplo, na quantidade de água que se infiltra numa escavação, ou percolação através do maciço e da fundação de barragens;
- b) Na análise de recalques, que está relacionado à diminuição do índice de vazios que ocorre com a expulsão de fluidos destes vazios;
- c) Nos estudos de estabilidade, porque a tensão efetiva (que comanda a resistência do solo) depende da poro pressão, que, por sua vez, depende das tensões provocadas pela percolação de fluidos.

De acordo com os problemas citados, vê-se o quanto é importante o estudo da percolação de fluidos.

FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

As bases teóricas sobre o regime de escoamento em condutos forçados foram estabelecidas por Reynolds em 1883. Reynolds comprovou que o regime de escoamento é laminar, sob certas condições, ou turbulento. O autor variou o diâmetro “D” e o comprimento “L” do conduto e a diferença de nível “h” entre os reservatórios, medindo a velocidade de escoamento “v”. O número de Reynolds (Re) pode ser calculado através da Equação (19).

$$\text{EQUAÇÃO (19)} \\ \text{Re} = \frac{V_c \times D \times \gamma}{\mu \times g}$$

Onde:

V_c (m/s) - Velocidade crítica

D (m) - Diâmetro do conduto

γ (N/m³) - Peso específico do fluido

μ (Ns/m²) - Viscosidade dinâmica do fluido

g (m/s²) - Aceleração da gravidade

A percolação da água nos solos se dá a velocidades muito inferiores à crítica, concluindo-se daí que a percolação ocorre em regime laminar. Como consequência imediata haverá, segundo estudos de Reynolds, proporcionalidade entre velocidade de escoamento e gradiente hidráulico, denominado coeficiente de permeabilidade de acordo com a Equação (20).

EQUAÇÃO (20)

$$v = k \times i$$

Onde:

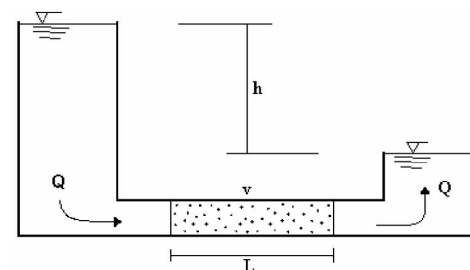
v (m/s) - Velocidade de escoamento

k - Coeficiente de permeabilidade

i - Gradiente hidráulico

Na realidade, a Equação (20) foi obtida experimentalmente cerca de trinta anos antes pelo engenheiro francês H. Darcy e, por isso, é conhecida como Lei de Darcy. A experiência de Darcy consistiu em percolar água através de uma amostra de solo de comprimento “L” e área “A”, a partir de dois reservatórios de nível constante, sendo “h” a diferença de cota entre ambos. Os resultados indicaram que a velocidade de percolação ($v = Q/A$) é proporcional ao gradiente hidráulico ($i = h/L$).

FIGURA 40 - EXPERIÊNCIA DE DARCY



O coeficiente de permeabilidade pode ser determinado através de ensaios realizados em laboratório com amostras indeformadas ou de ensaios *in situ*. Como já foi visto, o

solo é um material natural complexo, constituído por grãos minerais e matéria orgânica, formado por uma fase sólida, envolvidos por uma fase líquida: água. Há uma terceira fase, eventualmente presente: o ar, o qual preenche parte dos poros dos solos não inteiramente saturados de água.

Os principais fatores que influenciam o coeficiente de permeabilidade são: granulometria, índice de vazios, composição mineralógica, estrutura, fluido, macroestrutura e temperatura.

O ensaio de permeabilidade é padronizado em relação à temperatura de 20°C, portanto, dependendo do local onde se faça o experimento, alguns fatores de correção deverão ser utilizados para que se encontrem resultados mais consistentes. Por isso, os valores de “k” obtidos nos ensaios são geralmente referidos à temperatura de 20°C, o que se faz pela Equação (21).

EQUAÇÃO (21)

$$K_{20} = \frac{K_T \cdot \mu_T}{\mu_{20}} = K_T \cdot C_k$$

Onde:

K_{20} - Coeficiente de permeabilidade a 20°C

K_T - Coeficiente de permeabilidade a T°C

μ_T - Viscosidade da água a T°C

μ_{20} - Viscosidade da água a 20°C

C_k - Fator de correção em função da temperatura

Na Tabela 09, encontram-se alguns valores para os fatores de correção em função da temperatura.

TABELA 09 - FATOR DE CORREÇÃO - C_k - EM FUNÇÃO DA TEMPERATURA

T°C	C_k	T°C	C_k	T°C	C_k	T°C	C_k
7	1,416	13	1,195	19	1,025	25	0,887
8	1,375	14	1,165	20	1,000	26	0,867
9	1,336	15	1,135	21	0,975	27	0,847
10	1,298	16	1,106	22	0,952	28	0,829
11	1,263	17	1,078	23	0,930	29	0,811
12	1,228	18	1,051	24	0,908	30	0,793

A Tabela 10 apresenta valores típicos do coeficiente de permeabilidade (médios) em função dos tipos de solo. Consideram-se solos permeáveis, ou que apresentam drenagem livre, aqueles que têm permeabilidade superior a m/s. Os demais são solos impermeáveis ou com drenagem impedida.

TABELA 10 - VALORES TÍPICOS DE COEFICIENTES DE PERMEABILIDADE

PERMEABILIDADE	TIPO DE SOLO	k (m/s)
SOLOS PERMEÁVEIS	Alta	Pedregulhos
	Alta	Areias
	Baixa	Siltes e argilas
SOLOS IMPERMEÁVEIS	Muito baixa	Argila
	Baixíssima	Argila

De acordo com a Tabela 10, é fácil estabelecer uma ligação entre a permeabilidade do solo e o seu tipo. Os solos permeáveis correspondem aos solos arenosos, pois estes possuem mais espaços entre as partículas deixando-se atravessar pela água com mais facilidade. Os solos impermeáveis correspondem aos solos argilosos, pois, como as partículas constituintes são muito pequenas, unem-se umas às outras deixando menos espaços livres para a passagem da água, ou seja, retêm a maior parte da água.

Os ensaios de condutividade hidráulica realizados em laboratório são mais utilizados na avaliação de solos compactados durante a fase de projeto, devido aos baixos custos comparados com ensaios de campo. Os resultados desses ensaios ajudam na seleção de materiais, normalmente mais indicados como camada impermeabilizante de fundações e aterros sanitários.

Os ensaios laboratoriais são realizados em células chamadas de permeômetros. Em seu interior, é colocado o corpo de prova para execução do ensaio. Existem duas categorias usadas em laboratório: os permeômetros de parede flexível e os de parede rígida. Em função do método de execução, os ensaios podem ser denominados como ensaio de carga constante (indicado para solos permeáveis: arenosos), ensaio de carga variável (indicado para solos finos: argilosos) e ensaio com vazão constante. No caso, serão estudados apenas os ensaios com carga constante e com carga variável.

O permeômetro de carga constante é utilizado toda vez que se tem que medir a permeabilidade dos solos granulares (solos com razoável quantidade de areia e/ou pedregulho), os quais apresentam valores de permeabilidade elevados. Quando o coeficiente de permeabilidade é muito baixo, a determinação pelo permeômetro de carga constante é pouco precisa; emprega-se, então, o de carga variável.

MATERIAIS E MÉTODOS

COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE A CARGA CONSTANTE

O ensaio descrito está de acordo com a ABNT NBR 13292: 1995. No Anexo 10, consta um exemplo de ficha para esse ensaio.

MATERIAIS

- Permeômetro (dotado de tela perfurada ou tela adequadamente reforçada, saída para os manômetros e disco perfurado ou tela adequadamente reforçada com as mesmas características do colocado na base);
- Reservatório com filtro;
- Funil;
- Equipamento para compactação;
- Bomba de vácuo;
- Tubos manométricos;
- Balanças;
- Barra de calibração;
- Peneiras;
- Concha metálica;
- Termômetro;
- Cronometro com indicação de segundos;
- Proveta de vidro com capacidade de 250 cm³;
- Bandeja metálica;
- Paquímetro;
- Repartidor de amostras.

MÉTODOS

A ABNT NBR 13292: 1995 apresenta dois tipos de permeômetros. O ensaio descrito apresenta o permeômetro tipo 1, mais usualmente utilizado. Para se manter o nível do reservatório superior constante, utiliza-se um extravasor no centro do copo, como é visto na Figura 41.

FIGURA 41 - RESERVATÓRIO COM EXTRAVASOR CENTRAL (TUBO PRETO)



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Antecedendo o ensaio de permeabilidade, proceder à análise granulométrica do material e determinar também a massa específica dos grãos do solo através dos ensaios apresentados em outros capítulos.

Inicia-se o ensaio separando o material para a confecção do corpo de prova. Do material passante na peneira de diâmetro igual a 19 mm, selecionar, com uso do repartidor de amostras ou por quarteamento, uma quantidade aproximadamente igual a duas vezes a necessária para preencher o permeâmetro e homogeneizar em uma bandeja.

Com o uso do paquímetro, medir e registrar o diâmetro interno (D) do permeâmetro e a distância (L) entre os centros das aberturas para os tubos manométricos (Figura

42). Calcular a área da seção transversal interna (S) do permeâmetro, utilizando o valor de (D).

FIGURA 42 - MEDIÇÃO DA DISTÂNCIA L ENTRE OS CENTROS DAS ABERTURAS DOS MANÔMETROS



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Nivelar o corpo de prova, imprimindo um leve movimento de rotação à tela superior. Com a barra de calibração apoiada nas bordas da parte superior do permeâmetro, medir, com o auxílio do paquímetro, a profundidade compreendida entre a parte superior e o topo do disco perfurado. Efetuar as medições em quatro posições simetricamente es-

paçadas, mudando a posição da barra, e anotar a média das medidas como (A).

FIGURA 43 - DETALHE DO MATERIAL GRANULAR



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Proceder à colocação do material granular (Figura 43) e efetuar as ligações das devidas tubulações no permeâmetro. Com a válvula da base fechada e a de topo aberta, aplicar um vácuo, gradativamente crescente, até atingir 67 KPa, o qual deve ser mantido por 10 min, até retirar o ar dos vazios. Com o vácuo aplicado, proceder à saturação do corpo de prova. Abrir a válvula da base e elevar gradualmente o reservatório d'água. Essa elevação deve ser feita de modo que o máximo gradiente hidráulico atuante no corpo de prova seja da ordem de um.

Após a saturação da amostra e o preenchimento do permeâmetro com água, reduzir gradativamente o vácuo até que se anule. Fechar a válvula da base e desconectar o reservatório de água e a bomba de vácuo. Cuidados devem ser tomados para que o permeâmetro e os manômetros estejam trabalhando na total ausência de ar.

Em seguida, abrir ligeiramente as válvulas dos manômetros para permitir a passagem de água livre de ar. Conectar os tubos manométricos às válvulas correspondentes, de forma a preenchê-los com água. Aguardar que os níveis de água atinjam uma condição estável e se igualem. Na Figura 44, observa-se o conjunto completo, pronto para o início do ensaio.

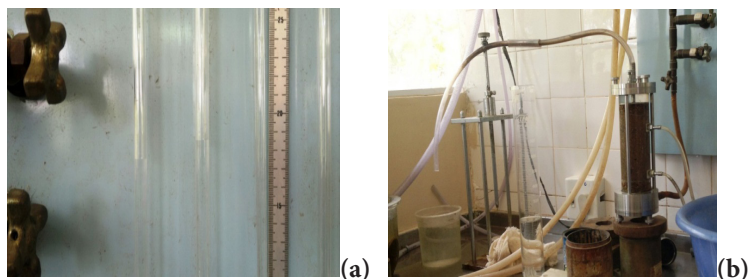
FIGURA 44 - PERMEÂMETRO



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Com todas as válvulas abertas, aguardar que as cargas se estabilizem. Medir e registrar a diferença nos níveis dos tubos manométricos (H) (Figura 45a), a temperatura (T), o tempo (t) e o volume percolado nesse tempo (Q).

FIGURA 45 - (A) DETALHE PARA DIFERENÇA DE NÍVEIS NOS TUBOS;
(B) MEDIÇÃO DAS VAZÕES



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Aumentando-se a carga de 0,5 cm em 0,5 cm, repetir as mesmas medições de modo a estabelecer adequadamente a região do fluxo laminar, na qual a velocidade ($v=Q/St$) é diretamente proporcional ao gradiente hidráulico ($i=H/L$). Quando essa relação deixar de ser linear, é porque o regime passou a ser turbulento.

Finalizado o ensaio, drenar o corpo de prova e verificar visualmente se ele apresenta homogeneidade e isotropia⁶ em suas características.

Calcular a velocidade de fluxo ($v=Q/St$) e referir essa velocidade à temperatura de 20°C, multiplicando pela relação de viscosidade da água.

⁶ Propriedade que caracteriza as substâncias que possuem as mesmas propriedades físicas.

Utilizando as coordenadas cartesianas normais e marcando, nas ordenadas, as velocidades em 20°C; e nas abscissas, o gradiente hidráulico, traçar uma reta que melhor se ajuste aos pontos. Lembrando que é preciso que passe na origem. Determinar o coeficiente angular dessa reta, que corresponde ao coeficiente de permeabilidade $k_{20^{\circ}\text{C}}$.

COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE A CARGA VARIÁVEL

O ensaio descrito está de acordo com a ABNT NBR 14545: 2000. Nos Anexos de 11 a 13, constam exemplos de fichas para esse ensaio.

MATERIAIS

- Sistema para aplicação e medição das cargas hidráulicas;
- Sistema de aplicação de contrapressão;
- Sistema de medição de pressão neutra;
- Sistema de pressurização da câmara do permeâmetro;
- Câmara do permeâmetro;
- Sistema pistão defletômetro;
- Base e cabeçote;
- Membrana flexível;
- Pedras porosas;
- Papel filtro;
- Cilindro auxiliar.

MÉTODOS

Inicialmente, vale salientar que a ABNT NBR 14545: 2000 apresenta dois métodos para realização desse experimento: o citado no presente trabalho é o método A.

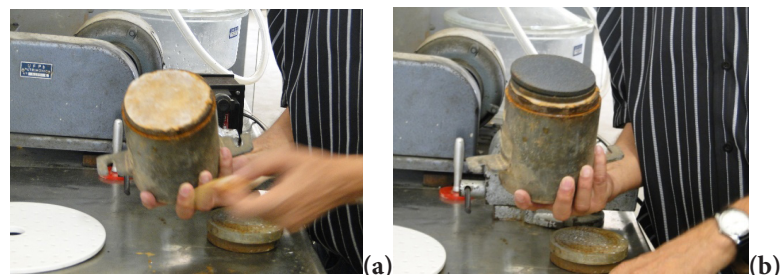
O experimento se inicia com a preparação do corpo de prova, que deve ter diâmetro e altura mínima de 3,5 cm. Caso o corpo de prova resulte relativamente irregular, tais dimensões devem ser tomadas como médias de, no mínimo, três medições.

Os corpos de prova podem ser do tipo compactado ou indeformado, dependendo da finalidade do ensaio, lembrando-se de medir as dimensões e a massa do corpo de prova, e anotar a massa como M .

Segundo a ABNT NBR 14545: 2000, deve-se analisar as perdas de carga nos tubos, nas válvulas, nas pedras porosas e no papel filtro, os quais, uma vez irregulares, podem alterar significativamente os resultados do ensaio, sendo, portanto, necessário efetuar uma avaliação quantitativa da sua influência, assim como a verificação da dilatação dos tubos manométricos, pois caso se utilizem mangueiras flexíveis, deve ser verificado se a sua dilatação influencia significativamente as medições de vazão, quando da aplicação da contrapressão.

Primeiramente, saturar as pedras porosas, os papéis filtro e as linhas de drenagem da câmara. Posicionar sobre a base da câmara uma pedra porosa e, sobre ela, um papel filtro. Na Figura 46, tem-se a ilustração da colocação do papel filtro e da pedra porosa na base da amostra.

FIGURA 46 - (A) COLOCAÇÃO DE PAPEL FILTRO; (B) COLOCAÇÃO DA PEDRA POROSA



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Sobre esse conjunto, colocar o corpo de prova e, no seu topo, um papel filtro, a outra pedra porosa e o cabeçote já conectado a uma mangueira previamente saturada. Na Figura 47, pode-se observar o conjunto já no permeâmetro, faltando apenas o cabeçote.

FIGURA 47 - DETALHE PARA O CORPO DE PROVA NO PERMEÂMETRO



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Conectar a mangueira de drenagem do topo à correspondente conexão situada na base da câmara. Efetuar a montagem da câmara, atarraxar o pistão ao cabeçote e preencher a câmara com água, de preferência deaerada (água em que todos os gases dissolvidos foram removidos, normalmente por um processo de submetê-la à agitação leve, em ambiente de vácuo). Na Figura 48, tem-se o permeâmetro já montado e pronto para o início do ensaio.

FIGURA 48 - PERMEÂMETRO MONTADO PARA REALIZAÇÃO DE ENSAIO



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Conectar às saídas de drenagem duas buretas graduadas preenchidas com água até um nível adequado. Adensar o corpo de prova, aplicando para tanto uma pressão confinante de ensaio de 20 kPa (mínima para este ensaio), caso o seu valor não tenha sido especificado pelo solicitante, e abrir as válvulas de drenagem. Aplicar uma carga no pistão que compense o empuxo nele atuante, em virtude da aplicação da pressão confinante.

Com as válvulas fechadas, efetuar a montagem do ensaio. Neste, podem ser utilizados gradientes hidráulicos compreendidos entre 2 e 15, sendo tanto maior o gradiente quanto menor a permeabilidade do corpo de prova. A maior carga hidráulica, por outro lado, não deve ultrapassar o correspondente à metade da pressão confinante efetiva. Deve ser considerado que gradientes elevados podem provocar carreamento de finos e, principalmente, um adensamento adicional resultante das forças de percolação. Este último efeito deve ser acusado pelo monitoramento da altura do corpo de prova e pode ser significativo para os solos mais compressíveis, refletindo-se em uma distribuição não uniforme do índice de vazios ao longo do corpo de prova.

Abrir as válvulas de entrada e saída. Efetuar as medições das cargas hidráulicas, dos tempos decorridos e de eventuais variações de altura do corpo de prova. Em um recipiente contendo água e colocado ao lado do permeâmetro, efetuar medidas da temperatura, como é visto na Figura 49.

FIGURA 49 - MEDIÇÃO DE TEMPERATURA DA ÁGUA



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Prosseguir o ensaio até a obtenção de, pelo menos, quatro determinações do coeficiente de permeabilidade relativamente próximo, os quais não apresentem tendências evidentes, quer de crescimento, quer de diminuição. Caso tenham ocorrido indicações de um adensamento adicional provocado pelas forças de percolação, fatiar o corpo de prova em, pelo menos, cinco pedaços aproximadamente iguais, identificá-los e efetuar a determinação dos correspondentes teores de umidade, de acordo com a ABNT NBR 6457: 2016.

Calcular os coeficientes de permeabilidade (k), de acordo com a Equação (22).

EQUAÇÃO (22)

$$K = \frac{aH}{A\Delta t} \times \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$$

Onde:

K (cm/s) - Coeficiente de permeabilidade, expresso de forma exponencial (base 10), com dois algarismos significativos (por exemplo: $1,2 \times 10^{-6}$ cm/s)

Δt (s) - Diferença entre os instantes t2 e t1

h1 (cm) - Carga hidráulica no instante t1

h2 (cm) - Carga hidráulica no instante t2

a (cm²) - Área interna da bureta blindada, somada à área interna do tubo manométrico

H (cm) - Altura do corpo de prova tomada igual aHf (ou Hf' se for o caso)

A (cm²) - Área do corpo de prova tomada igual aAf (ou Af' se for o caso)

Após, referir os coeficientes de permeabilidade calculados à temperatura de 20°C.

EXPERIMENTO IX

ADENSAMENTO

INTRODUÇÃO

A compressão de um solo ocorre principalmente devido à diminuição do seu volume de vazios. Portanto, estando os vazios de um solo completamente saturados, a compressão só pode ocorrer em consequência da expulsão da água dos vazios. A compressão gradual de um solo nessas condições, induzida por forças estáticas de gravidade, como seu peso próprio e o peso das estruturas construídas sobre ele, é denominada adensamento, que não é sinônimo de compactação, pois esta trata da compressão artificial do solo por meio de processos mecânicos, em que a diminuição dos vazios do solo se dá por expulsão do ar contido neles; enquanto no processo de adensamento, ocorre a expulsão de água dos interstícios do solo.

Uma das principais causas de recalques é a compressibilidade do solo, ou seja, a diminuição do seu volume sob a ação das cargas aplicadas; em particular, um caso de grande importância prática é aquele que se refere à compressibilidade de uma camada de solo, saturada e confinada lateralmente. Tal situação condiciona os chamados recalques por adensamento, que alguns autores preferem denominar recalques por consolidação (CAPUTO, 1983).

FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

O método requer que um elemento de solo, mantido lateralmente confinado, seja axialmente carregado em incrementos, com pressão mantida constante em cada incremento, até que todo o excesso de pressão na água dos poros tenha sido dissipado. Durante o processo de compressão, medidas de variação da altura da amostra são feitas, e esses dados são usados no cálculo dos parâmetros que descrevem a relação entre a pressão efetiva e o índice de vazios, e a evolução das deformações em função do tempo. Os dados do ensaio de adensamento podem ser utilizados na estimativa, tanto da magnitude dos recalques totais e diferenciais de uma estrutura ou de um aterro, como da velocidade desses recalques, explicados pela teoria de Terzaghi e analisados pelos métodos desenvolvidos por Taylor e Casagrande.

Este ensaio tem o objetivo de estimar a taxa com que esses recalques ocorrem com o tempo, que são de suma importância para se projetar uma fundação estática durante toda a vida útil da estrutura.

A fim de explicar em que consiste o mecanismo do processo de adensamento, deve ser considerado o caso de uma fundação que distribui sua carga a uma camada de argila saturada, limitada por camada de areia e por um leito rochoso impermeável.

Em um ponto M qualquer da camada compressível de argila saturada, admite-se que a pressão transmitida pela fundação seja p_0 . Ora, parte dessa pressão (u) vai ser transmitida à água que enche os vazios do solo; e a outra parte (p),

às suas partículas sólidas, de modo que a sua soma seja igual a p_0 . A pressão p tem o nome de pressão efetiva ou pressão grão a grão; e, ao acréscimo de poropressão (u), chama-se sobrepressão hidrostática.

A água (admitida incompressível) que está presa nos vazios do solo, sofrendo essa sobrepressão, começa a se escoar em direção vertical, no sentido da camada drenante de areia; no caso de argila, como a sua permeabilidade é muito baixa, o escoamento se faz muito lentamente. Dessa forma, a pressão u vai diminuindo até anular-se, e p vai aumentando, uma vez que p_0 é constante. Assim, o momento de aplicação da carga: $u = p_0$ e $p = 0$ e, no final, quando cessa a transferência de pressões de u para p , praticamente $u = 0$ e $p = p_0$. Em uma fase intermediária qualquer, tem-se p e u como funções do tempo. Essa é a lei fundamental que rege o fenômeno do adensamento das camadas de solo.

Em se tratando de terrenos muito permeáveis, como areia e pedregulho, o processo de adensamento não se apresenta da mesma maneira, pois a pressão efetiva é praticamente sempre igual à pressão aplicada e , conseqüentemente, as deformações se produzem de maneira muito rápida. Tais deformações explicam-se devido a um reajuste de posição das partículas do solo; daí serem, em muito maior grau que as argilas, irreversíveis às deformações em terrenos permeáveis (CAPUTO, 1983).

Ainda segundo o mesmo autor, no caso de camada de argila, a sua variação de altura, que se denomina compressão primária ou adensamento propriamente dito, representa apenas uma fase particular da compressão. Além da compressão

primária, considera-se a compressão inicial ou imediata – a qual se atribui a uma deformação da estrutura da argila antes da aplicação brusca da carga e à compressão instantânea da fase gasosa, quando essa existir – e a compressão secundária ou secular, também chamada “efeito secundário” do adensamento, o qual se explica como uma compressão do esqueleto sólido formado pelas partículas do solo. Desses três tipos de compressão, apenas o primeiro tem importância especial, dados os seus efeitos sobre as construções.

No caso de recalques em aterros de resíduos sólidos, essa teoria não pode ser totalmente aplicada, pois, neste caso, de uma forma geral, os recalques ocorrem através da expulsão de líquidos e gases, oriundos da degradação da matéria orgânica. Assim, esses recalques ocorrem com a variação de massa dos resíduos, o que não acontece em solos convencionais (inorgânicos), no qual só há o rearranjo das partículas e a redução do seu volume. Ainda vale frisar que, em aterros de resíduos sólidos, os recalques ocorrem em parcelas. Inicialmente à disposição dos resíduos, ocorre uma deformação imediata, devido ao peso próprio. Passada essa fase inicial, ocorrem os recalques devido à degradação da matéria orgânica, porém esses só vão acontecer quando o índice de vazios for suficientemente grande para que ocorram colapsos sucessivos e, conseqüentemente, surjam os recalques. Na verdade, esses recalques, devido à degradação, ocorrem quando os vazios no aterro forem tão grandes que não suportem mais o peso das camadas superiores e assim ocorram os colapsos. Vale destacar que os recalques, neste caso, são uma consequência de uma atividade microbiológica intensa.

MATERIAIS E MÉTODOS

O ensaio descrito está de acordo com a ABNT NBR 12007: 1990. Nos Anexos de 14 a 18, constam exemplos de fichas e gráficos para esse ensaio.

MATERIAIS

- Sistema de aplicação de carga (prensa de adensamento);
- Célula de adensamento (dispositivo para conter o corpo de prova);
- Anel de adensamento de 100 mm de diâmetro, com altura de 13 mm, feito de material não corrosível (aço inoxidável);
- Pedras porosas, com diâmetro entre 0,2 mm a 0,5 mm menor que o diâmetro interno do anel;
- Talhador;
- Balança com capacidade nominal de 3 kg, com resolução de 0,1 g e sensibilidade compatível;
- Extensômetro capaz de medir deslocamentos de até 1,5 cm com resolução de 0,01 mm;
- Cronômetro com resolução de 1 s;
- Relógio;
- Termômetro graduado em 0,1°C, de 0°C a 50°C;
- Equipamentos diversos, incluindo paquímetro, bureta graduada, régua metálica biselada, serra de fio metálico, espátulas e facas.

MÉTODOS

Os corpos de prova devem ser obtidos a partir de amostras indeformadas (coletadas na forma de blocos ou por meio de tubos amostradores de paredes finas) ou de amostras deformadas compactadas em laboratório, método não muito usual, mas citado em norma, embora a ABNT NBR 12007: 1990 não trate dos procedimentos a serem adotados para a moldagem dos corpos de prova a partir de amostras deformadas.

Técnicas adequadas devem ser empregadas na coleta de amostras indeformadas no campo, visto que os resultados do ensaio são altamente dependentes da qualidade das amostras. Devem ser tomadas precauções relativas à selagem e ao transporte das amostras e a sua retirada dos tubos amostradores em laboratórios, para a manutenção de suas condições naturais. As amostras devem ser mantidas em câmara úmida até a execução dos ensaios, procurando minimizar o tempo de armazenamento.

Os corpos de prova devem ser preparados em ambiente onde a mudança da umidade do solo, durante a preparação, não exceda a 0,2% e em ambiente com temperatura aproximadamente constante.

Previamente à execução do ensaio, devem ser obtidas a massa, o diâmetro interno e a altura do anel de adensamento, além da massa específica dos grãos, utilizando-se uma porção da amostra original representativa do corpo de prova a ser ensaiado.

Os corpos de prova devem ser talhados ou torneados rente ao topo do anel, ilustrado na Figura 50, através de ferramentas cortantes apropriadas. À medida que um determinado segmento do corpo de prova apresenta um diâmetro aproximadamente igual ao interno do anel, o segmento deve ser introduzido no anel, por leve pressionamento uniforme.

FIGURA 50 - ANÉIS DE ENCAIXE DA AMOSTRA



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Usar uma amostra do material para determinar o teor de umidade inicial. Obter a massa do conjunto (corpo de prova + anel de adensamento). Calcular a massa do corpo de prova, subtraindo-se a massa do anel do valor obtido.

Determinar a altura do corpo de prova, caso seja menor do que a altura do anel. Calcular o volume do corpo de prova a partir da altura e do diâmetro interno do anel. Calcu-

lar a massa específica aparente úmida inicial pela divisão da massa do corpo de prova pelo seu volume.

As pedras porosas, vistas na Figura 51, e os papéis filtro, devem ser preparados antes da montagem, para evitar mudanças do teor de umidade do corpo de prova. No caso de solos saturados, as pedras porosas devem ser previamente fervidas e mantidas imersas em água, até o instante de entrar em contato com o corpo de prova. Para solos parcialmente saturados, devem ser utilizadas pedras porosas simplesmente umedecidas. Entretanto, para solos altamente expansivos, colapsíveis e muito secos, utilizar pedras porosas secas.

FIGURA 51 - ANEL E PEDRAS POROSAS PARA REALIZAÇÃO DO ENSAIO



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

A montagem da célula de adensamento deve obedecer à seguinte sequência: base rígida, pedra porosa inferior, papel filtro, corpo de prova contido no anel, papel filtro e pedra po-

rosa superior. Após a montagem da célula de adensamento, colocar o cabeçote metálico, ajustando-se, então, o conjunto ao sistema de aplicação de carga. A sequência é bem ilustrada na Figura 52.

FIGURA 52 - (A) BASE RÍGIDA, PEDRA POROSA E PAPEL FILTRO; (B) ANEL; (C) CORPO DE PROVA CONTIDO NO ANEL; (D) PAPEL FILTRO E PEDRA POROSA SUPERIOR; (E) DISCO; (F) CABEÇOTE METÁLICO E CONJUNTO AJUSTADO AO SISTEMA DE APLICAÇÃO DE CARGA



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Quando não for feita a inundação do corpo de prova a partir do primeiro estágio de carregamento, a célula de adensamento deve ser protegida contra perda de umidade por evaporação, através do seu envolvimento com plástico ou borracha aderente e/ou algodão levemente umedecido. Na Figura 53, tem-se em destaque o recipiente que mantém a amostra saturada durante o ensaio.

FIGURA 53 - DESTAQUE PARA RECIPIENTE DE SATURAÇÃO DA AMOSTRA DURANTE O ENSAIO, À DIREITA



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Após a colocação da célula de adensamento no sistema de aplicação de carga com os devidos ajustes, instalar o extensômetro e aplicar uma pressão de assentamento de 5 kPa para solos resistentes ou 2 kPa para solos moles. Na Figura 54, observa-se a carga de pré-adensamento sendo aplicada

com a colocação do peso. O extensômetro deve ser zerado cinco minutos após a aplicação dessa pressão.

FIGURA 54 - CARGA POSTA PARA APLICAÇÃO DO PRÉ-ADENSAMENTO



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Decorrido esse período de tempo, transmitir cargas adicionais à célula de adensamento, em estágios, para obter pressões totais sobre o solo de aproximadamente 10 kPa, 20 kPa, 40 kPa, 80 kPa, 160 kPa, etc., mantendo-se cada pressão pelo período de tempo estabelecido. O carregamento do corpo de prova deve continuar até a definição da região de compressão virgem. Em casos especiais, podem ser introduzidos alguns estágios intermediários de pressão de forma a poder se definir com mais precisão a pressão de pré-adensamento.

Em amostra indeformada saturada nas condições de campo ou extraída abaixo do lençol freático, o ensaio deve ser executado com inundação do corpo de prova, imediatamente após a aplicação da pressão de 10 kPa. Nessas condições, a eventual tendência à expansão do corpo de prova deve ser evitada, através do aumento gradativo da pressão, limitando a pressão vertical do campo.

Para cada um dos estágios de pressão, fazer leituras no extensômetro da altura ou variação da altura do corpo de prova, com resolução de 0,01 mm, imediatamente antes do carregamento (correspondente ao tempo zero) depois nos intervalos de tempo de 7,5 s; 15 s; 30 s; 1 min; 2 min; 4 min; 8 min; 15 min; 30 min; 1 h; 2 h; 4 h; 8 h; e 24h contados a partir do instante de aplicação do incremento de carga.

Para solos com elevado grau de saturação, as leituras devem continuar, se necessárias, por um intervalo de tempo maior até que fique definida a reta de compressão secundária no gráfico de altura do corpo de prova, em função do logaritmo do tempo, ou até que sejam atingidos 100% de adensamento primário no gráfico de altura do corpo de prova, em função da raiz quadrada do tempo.

A duração de cada estágio de pressão deve ser aproximadamente a mesma ao longo de todo ensaio.

Em ensaios sobre solos pouco compressíveis, as leituras, ou variação da altura, efetuadas ao longo do tempo devem ser corrigidas somando, ou subtraindo, a deformação do conjunto célula de adensamento - sistema de aplicação de carga, correspondente ao estágio de pressão aplicado.

Completadas as leituras correspondentes ao máximo carregamento empregado, efetuar o descarregamento do corpo de prova em estágios, fazendo-se leituras no extensômetro e corrigindo-as, se necessário, de forma análoga aos estágios de carregamento. O descarregamento deve ocorrer em, no mínimo, três estágios.

Após ter-se atingido no descarregamento a pressão de 10 kPa e ser verificada a estabilização da altura do corpo de

prova, descarregar total e imediatamente, retirando da célula de adensamento o anel com o corpo de prova. Tomar porções do material para determinar o teor de umidade final.

Corpos de prova provenientes de amostra não saturadas podem ser inundados em pressões que simulem futuras condições de campo. Em tais casos, os corpos de prova devem se inundados somente após o término do adensamento primário daquele estado de pressão. Após a inundação, deve ser efetuada a determinação da altura do corpo de prova até a estabilização, por um tempo mínimo de 24 horas.

A cada estágio de carga corresponde uma redução de altura da amostra, a qual, usualmente, se expressa segundo a variação do índice de vazios. Com efeito, chama-se de h_p , V_l e e_p , respectivamente a altura, o volume e o índice de vazios da amostra correspondentes a uma determinada leitura l do extensômetro, em que e_l pode ser calculado pela Equação (23).

EQUAÇÃO (23)

$$e_l = \frac{h_l}{h_s} - 1$$

Onde:

e_l - Índice de vazios ao final do estágio de pressão

h_s (cm) - Altura ocupada pelas partículas sólidas

h_l (cm) - Altura da amostra correspondente à altura l do extensômetro

Conhecidos a altura h_0 do corpo de prova antes do ensaio e o índice de vazios e_0 correspondente, tem-se imediatamente através da Equação (24) que:

EQUAÇÃO (24)

$$h_s = \frac{h_0}{1 + e_0}$$

Onde:

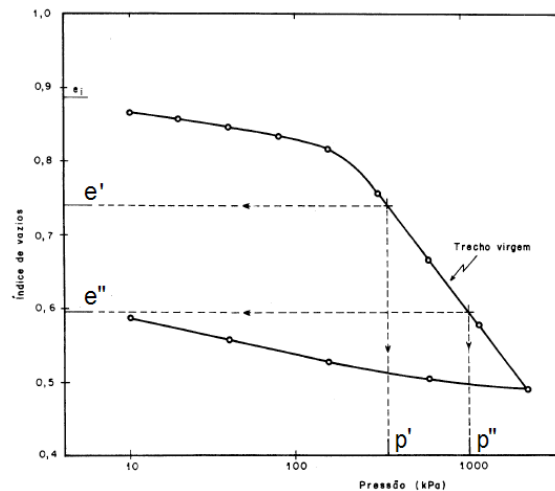
h_s (cm) - Altura ocupada pelas partículas sólidas

h_0 (cm) - Altura do corpo de prova antes do ensaio

e_0 - Índice de vazios inicial

Resumindo, para cada pressão (p) é feita a leitura l do extensômetro e, a partir dela, o índice de vazios e_1 . Obtidos assim os pares de valor (pressão, índice de vazios) correspondente à máxima deformação sob cada estágio de carga, monta-se um diagrama, geralmente semilogarítmico. A Figura 55 apresenta a curva do índice de vazios em função do logaritmo de pressão.

FIGURA 55 - CURVA DO ÍNDICE DE VAZIOS EM FUNÇÃO DO LOGARITMO DE PRESSÃO



A curva “ $e - \log p$ ” fornece dois parâmetros de grande utilidade no cálculo dos recalques por adensamento: um é a pressão de pré-adensamento; o outro é o chamado índice de compressão (C_c), ou seja, a inclinação da reta virgem, determinada pela Equação (25).

EQUAÇÃO (25)

$$C_c = \frac{e' - e''}{\log p'' - \log p'}$$

Onde:

C_c - Índice de compressão

e' , e'' - Índices de vazios, correspondentes a dois pontos quaisquer do trecho virgem

p' , p'' - Pressões associadas aos índices de vazios e' e e''

Quanto maior o C_c , mais compressível é o solo (CAPUTO, 1983).

Como resultado de um ensaio de adensamento, traçam-se também as curvas tempo-recalque para todos os estágios de carregamento. Essas curvas permitem a determinação dos coeficientes de adensamento e permeabilidade do solo. Nesse diagrama, os tempos são marcados em uma escala logarítmica (segundo Casagrande). No processo devido a Taylor, os tempos são marcados na escala das raízes quadradas. Ambos os processos conduzem praticamente ao mesmo resultado.

Pelo processo de Casagrande, visto na Figura 56, determinam-se os 100% da compressão primária prolongando-se a linha, praticamente reta, do extremo da curva ex-

perimental até interceptar a tangente traçada pelo ponto de inflexão da curva. Esse ponto de interseção corresponde aos 100% teórico do adensamento. Essa construção baseia-se na observação da curva teórica, que lhe é semelhante e que termina segundo uma assíntota horizontal.

O ponto relativo a 0% é determinado admitindo-se que a parte superior da curva (em escala aritmética) é uma parábola; pode-se assim determinar o seu eixo matematicamente, bastando seguir a construção gráfica indicada na Figura 56, como facilmente se compreende.

Afastando-se dos extremos (0% a 100%), para não introduzir erros inerentes às suas determinações, comumente adota-se o tempo (t_{50}) obtido sobre a curva tempo-recalque, correspondente à porcentagem de 50%. Para esse valor de U , o fator tempo é praticamente igual a 0,197, tendo em vista as condições de pressão e drenagem na célula de adensamento.

Assim, tem-se o coeficiente de adensamento pela Equação (26).

EQUAÇÃO (26)

$$C_v = \frac{0.197 (0,5 H_{50})^2}{t_{50}}$$

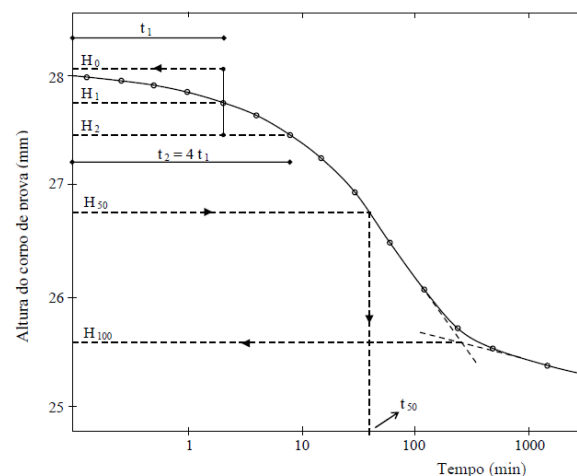
Onde:

C_v (cm^2/s) - Coeficiente de adensamento

H_{50} (cm) - Altura do corpo de prova correspondente a 50% do adensamento primário, calculada por $H_{50} = (H_0 - H_{100}) / 2$

T_{50} (s) - Tempo correspondente à ocorrência de 50% do adensamento primário

FIGURA 56 - CURVA DE ALTURA DO CORPO DE PROVA, EM FUNÇÃO DO LOGARITMO DO TEMPO, PARA CÁLCULO DO COEFICIENTE DE ADENSAMENTO PELO PROCESSO DE CASAGRANDE



FONTE: SOARES, 2006.

Pelo processo de Taylor, visto na Figura 57, para cada incremento de carga escolhido, desenhar a curva de adensamento marcando, no eixo das ordenadas, a altura do corpo de prova; e, no eixo das abscissas, a raiz quadrada do tempo.

Determinar o ponto correspondente a 0% do adensamento primário, prolongando-se a reta definida pelos pontos iniciais da curva de adensamento até o eixo das ordenadas. Traçar por esse ponto uma linha reta com coeficiente angular igual a 1,15 vezes o coeficiente angular da reta obtida no item anterior. Com isso, na intersecção dessa reta com a curva de adensamento primário, teremos as coordenadas x e y , que serão, respectivamente, t_{90} e H_{90} .

Assim, tem-se o coeficiente de adensamento pela Equação (27).

EQUAÇÃO (27)

$$C_v = \frac{0.197 (0,5 H_{50})^2}{t_{50}}$$

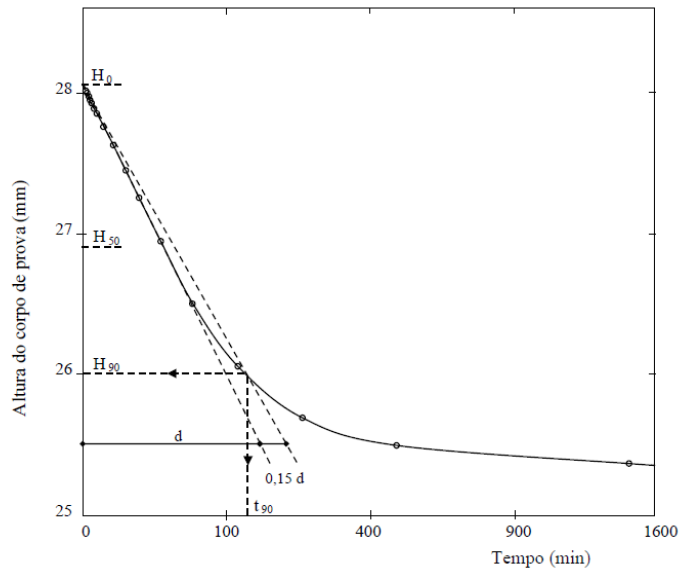
Onde:

C_v (cm²/s) - Coeficiente de adensamento

H_{50} (cm) - Altura do corpo de prova correspondente a 50% do adensamento primário, calculada por $H_{50} = H_0 - 5/9 (H_0 - H_{90})$

T_{90} (s) - Tempo correspondente à ocorrência de 90% do adensamento primário

FIGURA 57 - CURVA DE ALTURA DO CORPO DE PROVA, EM FUNÇÃO DA RAIZ QUADRADA DO TEMPO, PARA O CÁLCULO DO COEFICIENTE DE ADENSAMENTO PELO PROCESSO DE TAYLOR



FONTE: SOARES, 2006.

Os valores obtidos para o coeficiente de consolidação (C_v) por métodos correntes de ensaios de laboratório, muitas vezes, são imprecisos, e ocorre uma grande dispersão. Devido a isso, os engenheiros geotécnicos têm procurado soluções mais confiáveis, como os ensaios *in situ*, que evitam a perturbação da amostragem, do transporte e da preparação do corpo de prova, o que é impossível no caso de amostras destinadas a ensaios de laboratório. Entretanto, perde-se o controle das condições de tensão, deformação e drenagem, bem conhecidas nos ensaios de laboratório, mas impossíveis de serem controladas integralmente no campo. Entre os métodos *in situ*, podem ser citados o do piezocône, o de Asaoka e o método combinado através de permeabilidade *in situ* e compressibilidade de laboratório (ORTIGÃO, 1993).

EXPERIMENTO X

CISALHAMENTO DIRETO

INTRODUÇÃO

Vários materiais empregados na construção civil resistem bem a tensões de compressão, porém têm uma capacidade bastante limitada de suportar tensões de tração e de cisalhamento, como ocorre com o concreto e também com os solos. Na geotecnia, raramente são feitas análises relativas a tensões de tração, visto que o solo muito pouco resiste a esse tipo de carregamento. Devido à natureza friccional desses materiais, observa-se que a sua ruptura é dada preferencialmente por cisalhamento, em planos onde a razão entre a tensão cisalhante e a tensão normal atinge um valor crítico. Esses planos são denominados de planos de ruptura e ocorrem em inclinações tais, que são função dos parâmetros de resistência do solo.

A geometria da quase totalidade dos problemas geotécnicos é de tal forma que o solo se encontra em condição de compressão. Entretanto, mesmo que o solo se rompa quando submetido a grandes tensões compressivas, a ruptura se dá por cisalhamento, não por compressão. Daí o fato de, em praticamente todos os casos de resistência dos solos, as análises serem feitas apenas em termos de cisalhamento.

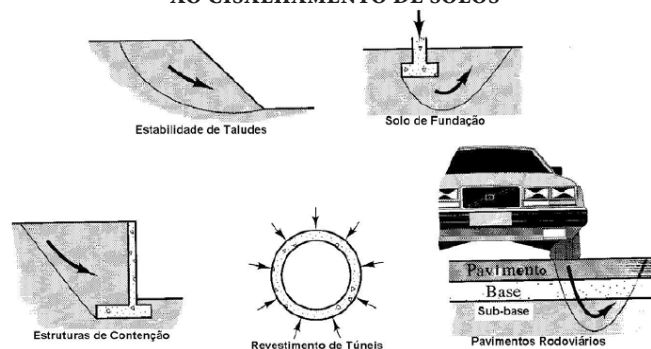
FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

A resistência ao cisalhamento de um solo pode ser definida pela máxima tensão de cisalhamento que um solo pode

resistir antes de ocorrer a ruptura, ou a tensão de cisalhamento do solo no plano em que estiver acontecendo à ruptura. O cisalhamento ocorre devido ao deslizamento entre corpos sólidos ou entre partículas do solo. Os principais fenômenos que permitem menor ou maior deslizamento são o atrito e a coesão (LAMBE, 1974; VARGAS, 1977; PINTO, 2006).

A resistência do solo forma, juntamente com a permeabilidade e a compressibilidade, o suporte básico para resolução dos problemas práticos da engenharia geotécnica. Trata-se de uma propriedade de determinação e conhecimento extremamente complexos, pois às suas próprias dificuldades devem ser somadas as dificuldades pertinentes ao conhecimento da permeabilidade e da compressibilidade, visto que essas propriedades interferem decisivamente na resistência do solo. Dentre os problemas usuais em que é necessário conhecer a resistência do solo, destacam-se a estabilidade de taludes, a capacidade de carga de fundações, os empuxos de terra sobre estruturas de contenção, as escavações de túneis e as camadas de pavimentos rodoviários, conforme Figura 58.

FIGURA 58 - PRINCIPAIS PROBLEMAS ENVOLVENDO A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS

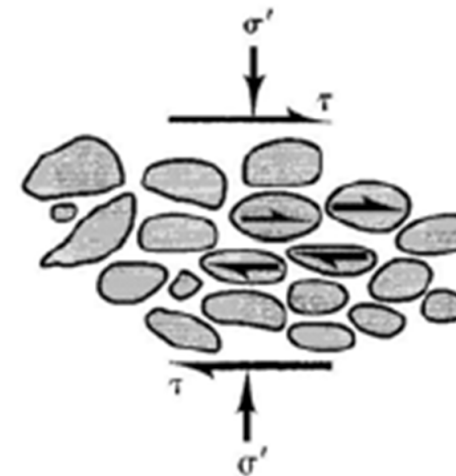


FONTE: CAVALCANTE, 2006.

Levando em consideração que o solo é um material particulado, o mecanismo físico que controla sua resistência acontece de forma diferente dos demais materiais. Dessa forma, a ruptura por cisalhamento ocorre quando as tensões entre as partículas são tais que deslizam ou rolam umas sobre as outras (Figura 59). Portanto, afirma-se que a resistência ao cisalhamento depende da interação entre as partículas, e essa interação pode ser dividida em duas categorias:

- i) Resistência friccional (de atrito);
- ii) Resistência coesiva (coesão).

FIGURA 59 - O SOLO: UM MEIO PARTICULADO



FONTE: CAVALCANTE, 2006.

O ensaio de cisalhamento direto representa o mais antigo procedimento empregado para a estimativa da resistência ao cisalhamento dos solos. É um procedimento inteiramente baseado no critério de Coulomb.

O princípio do ensaio é extremamente simples: aplica-se inicialmente uma tensão normal vertical (P/A) à amostra e verifica-se o valor da tensão de cisalhamento (T/A) que provoca a ruptura, onde P é a força normal, T é a força cisalhante e A é a área da amostra.

Apesar de o ensaio ser muito simples e prático, a análise do estado de tensões durante o carregamento é um tanto complexa: no início do ensaio, antes da aplicação das tensões cisalhantes, o plano horizontal é o plano principal maior; com a aplicação da força T , acontece a rotação dos planos principais, entretanto, as tensões só são conhecidas num plano, que é aquele na interface entre as duas partes da caixa de cisalhamento. Além disso, mesmo sabendo-se que o cisalhamento ocorre num plano preferencial, o horizontal, esse cisalhamento pode ser precedido de rupturas internas em outras direções, o que se constitui numa das limitações do ensaio, sendo assim alvo de críticas.

Outra questão que gera críticas ao ensaio diz respeito ao controle da drenagem do corpo de prova, que é muito difícil de realizar, pois não há como impedi-la. Dessa forma, admite-se que ensaios feitos com amostras de areias são sempre de forma que as poropressões se dissipem, ou seja, ensaios drenados. Nesse caso, as tensões são sempre efetivas. Com argilas, podem-se realizar ensaios drenados, aplicando-se uma baixa velocidade à máquina, ou não drenados, com alta velocidade de cisalhamento. No primeiro caso, o ensaio é lento (tipicamente com velocidade de $0,1 \text{ mm/min.}$); e, no segundo, o ensaio é rápido (ou não drenado), com velocidades tipicamente na faixa de $0,5$ a 1 mm/min. As tensões, nesse caso, são totais.

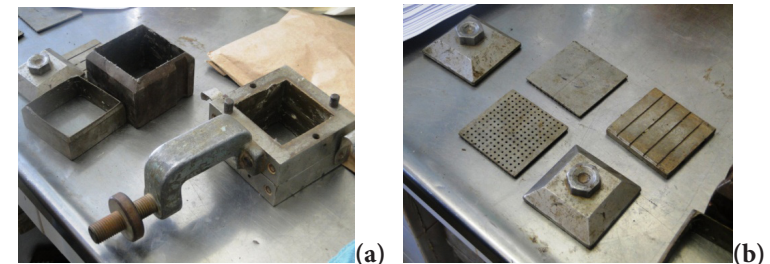
MATERIAIS E MÉTODOS

No Anexo 19, consta um exemplo de ficha para esse ensaio. Uma das normas que o regem é a americana ASTM D 3080: 1980.

MATERIAIS

- Caixa bipartida dotada de placas dentadas e perfuradas (ver Figura 60);
- Pedras porosas de topo;
- Base e quepe para transmissão de carga;
- Molde do corpo de prova;
- Prensa equipada com motor e sistema de transmissão de carga (pendural);
- Extensômetros mecânicos ou transdutores elétricos de deslocamento;
- Anel de carga ou célula de carga elétrica.

FIGURA 60 - (A) CAIXA BIPARTIDA; (B) BASE E QUEPE PARA TRANSMISSÃO DE CARGA



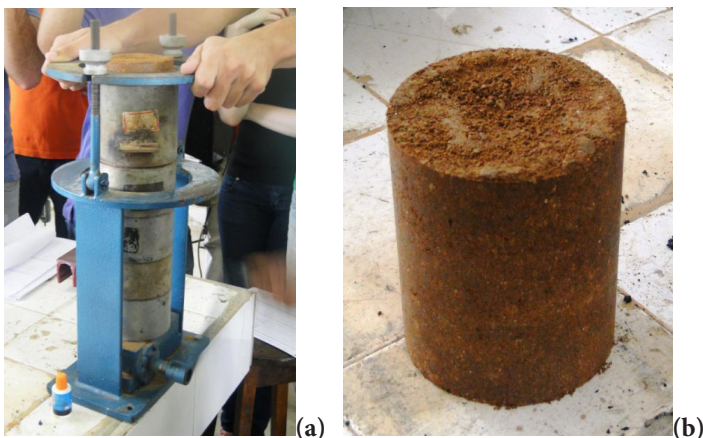
FONTE: Acervo pessoal, 2011.

MÉTODOS

O corpo de prova a ser ensaiado pode ser de solo compactado ou talhado de uma amostra indeformada. No caso exemplificado, foi utilizado solo compactado (Proctor normal).

Retira-se o solo compactado do molde cilíndrico para obter a amostra a ser ensaiada (Figura 61).

FIGURA 61 - (A) UTILIZAÇÃO DO RETIRADOR DE AMOSTRA; (B) CORPO DE PROVA



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Compactar o corpo de prova nas mesmas condições de densidade e umidade especificadas, nas mesmas dimensões do molde ou no próprio molde. Recolher o material não utilizado da talhagem para a determinação da umidade.

Talhar o corpo de prova compactado empurrando aos poucos o molde metálico para baixo até que a seção quadrada (ou circular) seja obtida. Observa-se, na Figura 62, a sequência de talhagem e encaixe do molde metálico.

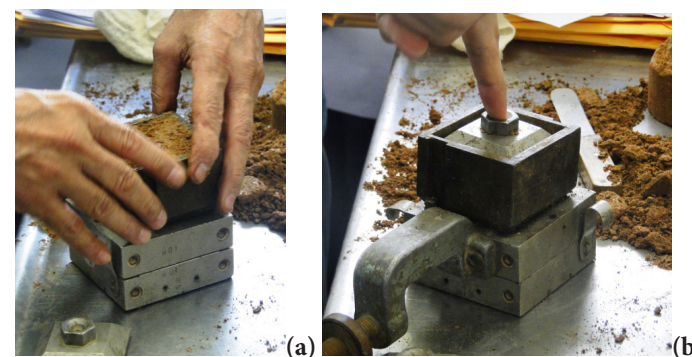
FIGURA 62 - SEQUÊNCIA DE TALHAGEM DO CORPO DE PROVA PARA ENCAIXE NO MOLDE RETANGULAR



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Pesar o conjunto e, em seguida, transferi-lo para a caixa de cisalhamento, O corpo de prova deve preencher o volume do molde da caixa bipartida, como é ilustrado na Figura 63.

FIGURA 63 - PASSAGEM DA AMOSTRA DO MOLDE METÁLICO RETANGULAR PARA A CAIXA BIPARTIDA (CAIXA DE CISALHAMENTO)



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Instalar, na prensa, a caixa de cisalhamento contendo o corpo de prova entre as pedras porosas e as placas dentadas, de tal maneira que fique no meio, entre as partes inferiores e superiores da caixa (Figura 64).

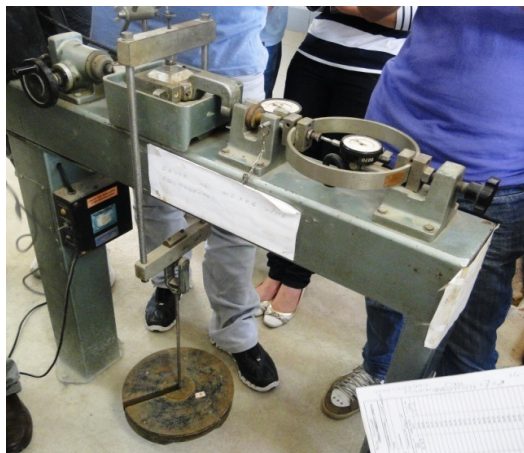
FIGURA 64 - INSTALAÇÃO DA CAIXA DE CISALHAMENTO NA PRENSA



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Colocar o pendural (Figura 65) para aplicação da tensão vertical e ajustar o extensômetro vertical para dar início à fase de adensamento do ensaio lento (drenado). Aplicar o carregamento (através de pesos) previamente definido e iniciar as leituras de deformação do corpo de prova. Quando as deformações se estabilizarem, é dada por concluída essa fase.

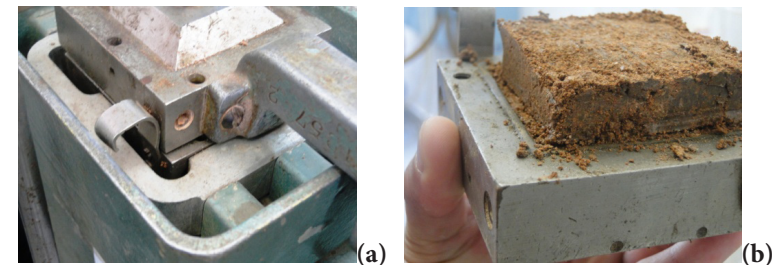
FIGURA 65 - PENDURAL E PESOS PARA APLICAÇÃO DO CARREGAMENTO



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

O início do cisalhamento se dará após os ajustes do extensômetro horizontal e do sensor (anel ou célula de carga), que irá medir a força cisalhante desenvolvida durante o ensaio. Na Figura 66, detalhamos o cisalhamento ainda na caixa bipartida e o corpo de prova extraído da caixa.

FIGURA 66 - (A) DETALHE PARA AFASTAMENTO DA PARTE SUPERIOR EM RELAÇÃO À INFERIOR, MOSTRANDO QUE A AMOSTRA FOI CISALHADA; (B) CORPO DE PROVA CISALHADO



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Com determinados valores anotados, calcular esses resultados:

- Deformação cisalhante específica pela Equação (28)

EQUAÇÃO (28)

$$\epsilon_{hi} = \frac{l_h}{L}$$

Onde:

ϵ_{hi} - Deformação cisalhante específica

l_h (mm) - Deformação horizontal

L (mm) - Diâmetro do corpo de prova

- Variação de volume do corpo de prova pela Equação (29)

EQUAÇÃO (29)

$$\Delta_i = l_v \times A$$

Onde:

Δ_i (mm³) - Variação de volume do corpo de prova

l_v (mm) - Deformação vertical

A (mm²) - Área do corpo de prova

- Força cisalhante pela Equação (30)

EQUAÇÃO (30)

$$T_i = K \times D$$

Onde:

T_i (N) - Força cisalhante

D (mm) - Deformação do anel

K (N/mm) - Constante do anel dinamométrico

- Tensão cisalhante pela Equação (31)

EQUAÇÃO (31)

$$\tau_i = \frac{T_i}{A}$$

Onde:

T_i (N) - Força cisalhante

A (mm²) - Área do corpo de prova

- Tensão normal aplicada pela Equação (32)

EQUAÇÃO (32)

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

Onde:

N (N) - Carga normal

A (mm²) - Área do corpo de prova

Traçar a curva de desenvolvimento do ensaio com os valores de τ_i e ϵ_i dos quais normalmente é obtido o valor máximo da tensão cisalhante. Efetuar o gráfico de variação de volume Δ_i em função da deformação específica ϵ_i . Repetir o ensaio, pelo menos, em mais dois novos corpos de prova com tensões normais diferentes; ajustar uma reta pelos pontos “”, interpretando assim a envoltória de resistência dos ensaios executados, a partir da qual devem ser determinados os valores do ângulo de atrito interno e o intercepto coesivo.

EXPERIMENTO XI

COMPRESSÃO TRIAXIAL

INTRODUÇÃO

Segundo Sayão *et al.* (2009), o ensaio de compressão triaxial é utilizado para a determinação dos parâmetros de deformabilidade e resistência dos solos, que consiste na aplicação de um carregamento axial sobre um corpo de prova cilíndrico de solo, submetido a um estado hidrostático de tensões.

O ensaio de compressão triaxial é considerado o ensaio padrão em Mecânica dos Solos, e suas principais referências estão em Bishop e Henkel (1962). O ensaio triaxial é o mais comum e versátil para a determinação da resistência ao cisalhamento do solo. O equipamento consiste basicamente de uma câmara cilíndrica transparente e resistente, assentada sobre uma base de alumínio, no interior da qual é colocado um corpo de prova cilíndrico (Figura 67), revestido por uma membrana de borracha impermeável sob um pedestal, através do qual há uma ligação com a base da célula. Entre o pedestal e a amostra, utiliza-se uma pedra porosa para facilitar a drenagem. A câmara é preenchida com água, cuja finalidade é transmitir pressão à amostra.

FIGURA 67 - EQUIPAMENTO DE ENSAIO TRIAXIAL



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

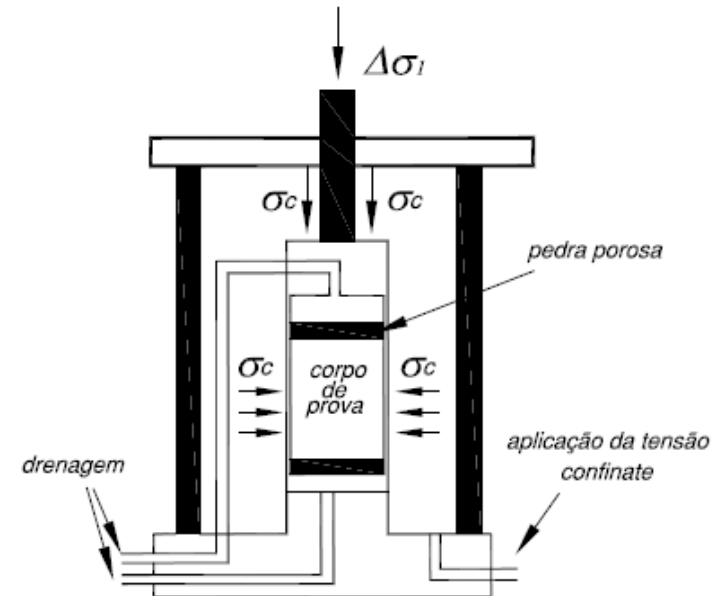
O ensaio triaxial é executado em duas etapas distintas: (a) aplicação da tensão confinante (σ_c) e (b) aplicação da tensão desviadora (σ_d).

FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Segundo Sayão *et al.* (2009), o corpo de prova é colocado dentro de uma câmara de ensaio, cujo esquema está representado na Figura 68. Envolvido por uma membrana de

borracha, pedras porosas são instaladas no topo e na base do corpo de prova para facilitar a drenagem.

FIGURA 68 - ESQUEMA DO EQUIPAMENTO DE ENSAIO TRIAXIAL



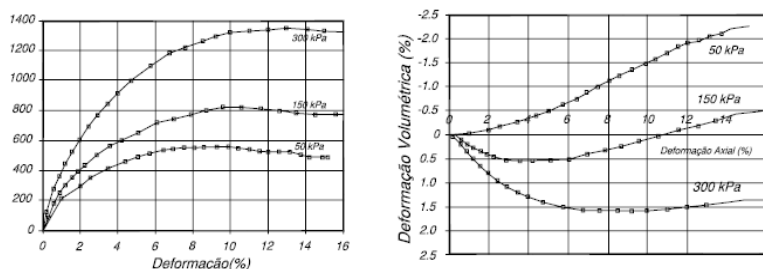
FONTE: PINTO, 2006.

A câmara é preenchida com água, à qual se aplica uma pressão, que é chamada pressão confinante do ensaio. A pressão confinante atua em todas as direções, submetendo o corpo de prova a um carregamento hidrostático. A carga axial é aplicada através de um pistão que penetra na câmara, e é medida por meio de um anel dinamométrico externo, ou por uma célula de carga intercalada no pistão. Durante o carregamento, medem-se o acréscimo de tensão axial e a deformação vertical do corpo de prova, a diversos intervalos de tempo.

Os resultados dos ensaios triaxiais são representados por um gráfico que mostra a variação da tensão desviadora em função da deformação vertical específica. A tensão desviadora é obtida pela diferença entre a tensão axial e a tensão confinante. A deformação vertical específica é calculada pela razão entre a variação de altura da amostra e a altura inicial. O valor máximo da tensão desviadora corresponde à situação de ruptura.

Uma vez conhecido o estado de tensões atuantes, podem-se traçar os círculos de Mohr referentes a cada ensaio e obter a envoltória de Mohr-Coulomb. A Figura 69 apresenta um resultado típico de um ensaio triaxial.

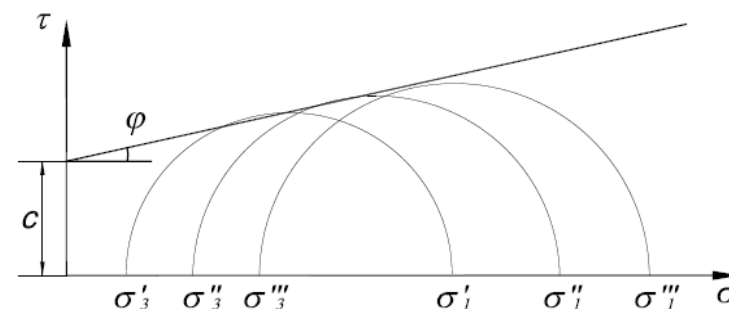
FIGURA 69 - RESULTADOS TÍPICOS DO ENSAIO TRIAXIAL



FONTE: SAYÃO *et al.*, 2009.

Determinando-se pares de tensões (σ_1, σ_3) correspondentes à ruptura das diversas amostras ensaiadas, traçam-se os respectivos círculos de Mohr. Em seguida, assimilando-se a envoltória desses círculos à reta de Coulomb, obtêm-se os valores de atrito (ϕ), que serão iguais à inclinação da reta e coesão (c), que é o valor correspondente ao ponto em que a reta cruza o eixo das ordenadas (Figura 70).

FIGURA 70 - CÍRCULOS DE MOHR ASSIMILADOS PELA RETA DE COULOMB



FONTE: SAYÃO *et al.*, 2009.

De modo geral, como é apresentando o método neste capítulo, os ensaios de cisalhamento triaxial acontecem em duas fases distintas: saturação e adensamento do corpo de prova; e ruptura ou cisalhamento. Existem três formas clássicas de se realizar o ensaio, conforme as condições de drenagem permitidas em cada etapa do ensaio. A forma como será realizado dependerá do resultado prático que o técnico almeja, da rapidez que se quer e do tipo de material no campo.

ENSAIO ADENSADO DRENADO (CD) - CONSOLIDATED DRAINED, OU ENSAIO S (SLOW - LENTO)

Neste ensaio, há permanente drenagem do corpo de prova. Aplica-se a tensão confinante (σ_c) e espera-se o corpo de prova adensar (24 a 48 horas). A seguir, a tensão axial (σ_d) é aplicada lentamente, permitindo a dissipação do excesso de poropressão (u) gerada pelo carregamento. Dessa maneira, a poropressão durante o carregamento permanece nula e as tensões totais medidas são as tensões efetivas. Alguns

exemplos de aplicações na engenharia são estudos de taludes a longo prazo e corte num subterrâneo em uma argila fortemente pré-adensada. Este ensaio é conduzido de acordo com a norma ASTM D7181: 2011.

ENSAIO ADENSADO NÃO DRENADO (CU) - CONSOLIDATED UNDRAINED, OU ENSAIO R (RAPID - RÁPIDO -PRÉ-ADENSADO)

Aplica-se a tensão de confinamento, permitindo-se a drenagem do corpo de prova (adensamento) até a completa dissipação do excesso de poropressão gerado pela aplicação da tensão confinante. Fecham-se os registros do canal de drenagem e aplica-se a tensão axial (desviadora) até a ruptura, medindo-se as poropressões geradas pelo carregamento (o teor de umidade permanece constante na fase de cisalhamento). As pressões medidas são as tensões totais (σ) e, com a obtenção da poropressão (u), determinam-se as tensões efetivas (σ') pela expressão: $\sigma' = \sigma - u$. Exemplo de aplicação na prática é quando se executa um aterro por etapa sobre argila mole ou um grande edifício fundado em argila ligeiramente pré-adensada. Este ensaio é conduzido de acordo com a norma ASTM D4767: 2011.

ENSAIO NÃO ADENSADO NÃO DRENADO (UU) - UNCONSOLIDATED UNDRAINED, OU ENSAIO Q (QUICK - RÁPIDO)

Neste ensaio, aplica-se a tensão confinante e o carregamento axial até a ruptura do corpo de prova sem permitir qualquer drenagem. O teor de umidade permanece constante e podem-se medir as poropressões (tensões totais e efetivas).

Aterro em argila mole saturada e a parte final da construção de barragens são exemplos da aplicação deste ensaio, o qual é conduzido de acordo com a norma ASTM D2850: 2015.

Segundo Sayão *et al.* (2009), o equipamento triaxial permite várias formas de carregamento, a partir do adensamento inicial:

- Carregamento Axial (CA): é o ensaio convencional, no qual a tensão axial é aumentada até a ruptura;
- Descarregamento Lateral (DL): após o confinamento, a tensão axial é mantida constante e a tensão lateral é reduzida;
- Carregamento Lateral (CL): a tensão confinante é aumentada, enquanto a tensão axial é mantida constante;
- Descarregamento Axial (DA): a tensão axial é reduzida, enquanto a tensão confinante é mantida constante.

MATERIAIS E MÉTODOS

Nos Anexos 20 e 21, constam exemplos de fichas para este ensaio.

MATERIAIS

- Anel de moldagem;
- Placa de topo ou placa de carregamento;
- Pedras porosas;
- Medidor de deslocamento;
- Pesos;
- Cronômetro;
- Papel filtro;
- Balança com sensibilidade de 0.01 g;
- Cápsulas de alumínio;

- Ferramentas de moldagem;
- Manômetro;
- Reservatórios de água;
- Dispositivo de pressão;
- Membrana Impermeável;
- Buretas.

MÉTODOS

Este ensaio é realizado utilizando-se corpos de prova cilíndricos moldados a partir de amostras indeformadas ou compactadas estaticamente (Figura 71).

FIGURA 71 - AMOSTRA INDEFORMADA

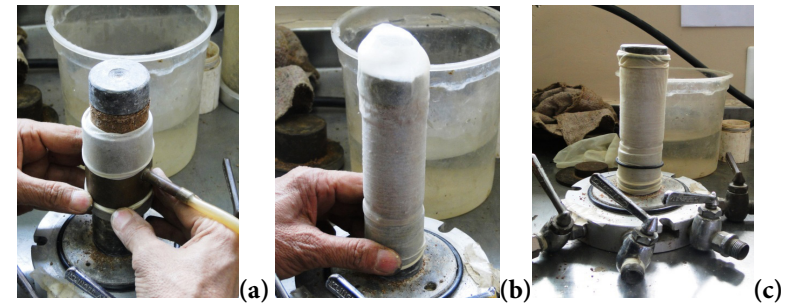


FONTE: Acervo pessoal, 2011.

O esquema do ensaio segue o modelo apresentado na Figura 68. O corpo de prova é colocado na base da câmara de confinamento, com uma pedra porosa na sua base e outra no seu topo.

Colocam-se membranas impermeáveis envolvendo a amostra, como mostrado na Figura 72, que são presas por anéis de borracha para evitar que haja carreamento do solo.

FIGURA 72 - (A) COLOCAÇÃO DA MEMBRANA; (B) MEMBRANA JÁ COLOCADA; (C) COLOCAÇÃO DOS ANÉIS DE BORRACHA, SUPERIOR E INFERIOR



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

O corpo de prova é conectado no topo e na base para permitir a drenagem e depois às buretas. Fixa-se a câmara de material resistente e transparente. Essa câmara é preenchida com água cuja função é aplicar a tensão confinante (σ_3) (Figura 73).

FIGURA 73 - COLOCAÇÃO DA ÁGUA, COM FUNÇÃO DE APLICAR A TENSÃO CONFINANTE



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Durante o ensaio, são aplicados carregamentos, medindo-se em intervalos de tempo o acréscimo de tensão axial que está atuando e a deformação vertical do corpo de prova. Essa deformação dividida pela altura inicial da amostra fornece a deformação vertical específica. A ruptura (Figura 74) é obtida com σ_1 , e os círculos de Mohr são traçados com os pares (σ_1, σ_3) obtidos no ensaio e, em seguida, a envoltória de Coulomb, conforme foi visto na Figura 70.

FIGURA 74 - RUPTURA DO CORPO DE PROVA



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

EXPERIMENTO XII

COMPRESSÃO SIMPLES

INTRODUÇÃO

O ensaio de compressão simples é o mais rápido e fácil de ser realizado. Esse ensaio é um caso especial do ensaio triaxial do tipo não consolidado não drenado (UU), em que a tensão de confinamento é nula. Como não há aplicação de tensão confinante, o corpo de prova é colocado sobre a base do pedestal da máquina (Figura 75), a célula triaxial é dispensada e, logo em seguida, aplica-se a tensão compressão σ_1 de modo semelhante à fase não drenada de um ensaio tipo UU.

FIGURA 75 - CORPO DE PROVA NO PEDESTAL SEM CONFINAMENTO



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Normalmente, o ensaio de compressão simples não é aplicável às areias, pois não possuem sustentação na vertical. Por outro lado, funciona perfeitamente bem para as argilas, tanto como amostras deformadas, quanto com amostras indeformadas e da mesma forma com corpo de prova de solo compactado e, portanto, não saturado (CARVALHO, 1997).

Segundo o mesmo autor, para um solo puramente coesivo, o valor do ângulo de atrito é muito pequeno e comumente considerado desprezível, $\varphi = 0$. Observa-se também que a resistência ao cisalhamento de um solo (σ_1) é menor do que o raio do círculo correspondente. Para essa situação, a resistência à compressão simples é expressa pela própria coesão, $\sigma = C$, e o raio R do círculo de Mohr é $R = (\sigma_1)/2$. Nesse caso, a envoltória de Mohr-Coulomb é uma reta horizontal. Do ponto de vista teórico, o valor da resistência ao cisalhamento de uma argila saturada será o mesmo quando determinado em um ensaio de compressão simples (QU) ou o mesmo em um ensaio triaxial do tipo não adensado não drenado.

Esse método é muito utilizado no ramo de construção civil na compactação de aterros para barragens e rodovias na engenharia civil, a fim de estimar a capacidade de suporte do solo e a magnitude de recalques totais de uma estrutura ou de um aterro, como a velocidade desses recalques. Na agricultura, a utilização dessa técnica de estimativa da capacidade de suporte de cargas do solo e do quanto de deformação ocorrerá no solo ainda é pouco utilizada. A principal diferença existente entre a utilização dessa metodologia na engenharia civil

e na agronomia é que a aplicação de cargas sobre o solo se dá em solo não saturado e as pressões são dinâmicas; enquanto que, na engenharia civil, as cargas são estáticas e, geralmente, o solo está saturado.

MATERIAIS E MÉTODOS

O ensaio descrito está de acordo com a ABNT NBR 12770: 1992. No Anexo 22, consta um exemplo de ficha para este ensaio.

MATERIAIS

- Equipamento de compressão (pressão hidráulica);
- Anel dinamométrico;
- Extrator de amostra;
- Medidor de deslocamento;
- Medidor das dimensões;
- Balança;
- Ferramentas de corte;
- Torno de talhagem;
- Molde para compactação;
- Ferramenta de corte;
- Torno de talhagem;
- Molde para compactação ou remoldagem;
- Equipamento para compactação do corpo de prova;
- Paquímetro;
- Tubo de amostradores;
- Cronômetro.

MÉTODOS

Molda-se um corpo de prova com diâmetro mínimo de 35 mm em tubos de amostradores, e a relação altura-diâmetro deve estar compreendida entre 2 e 2,5. Após a moldagem do corpo de prova, medir suas dimensões médias com o auxílio do paquímetro. Essas medidas devem ser tomadas de forma a não provocar perturbações no corpo de prova (Figura 76).

FIGURA 76 - CORPO DE PROVA MOLDADO



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Os corpos de prova podem ser do tipo indeformados, remoldados ou ainda compactados. Para os corpos de prova do tipo indeformado, usam-se amostradores de parede fina para sua retirada, sempre com cuidado em acondicionar, transportar e armazenar de modo a manter sua integridade e evitar perturbações que possam alterar as suas condições originais. Os corpos de prova remoldados podem ser preparados a partir de um corpo de prova indeformado rompido ou de uma amostra amolgada⁷, desde que seja representativa do corpo de prova rompido. O ensaio descrito foi realizado com corpo de prova compactado estaticamente. Na Figura 77, observam-se os equipamentos utilizados em ensaio realizado com corpo de prova compactado.

FIGURA 77 - ALGUNS DOS MATERIAIS USADOS NA COMPACTAÇÃO

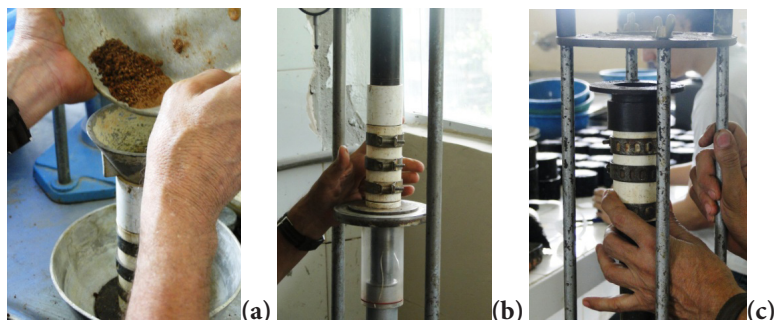


FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Deve-se colocar a amostra no tubo com as dimensões escolhidas para realização do ensaio (Figura 78). Compacta-se a amostra e, em seguida, retira-a do molde.

⁷ Fragmentada.

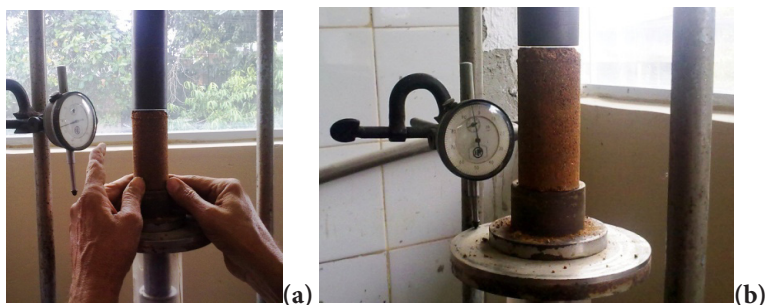
FIGURA 78 - SEQUÊNCIA DE COMPACTAÇÃO DA AMOSTRA. (A) COLOCAÇÃO DA AMOSTRA NO MOLDE; (B) COMPACTAÇÃO ESTÁTICA; (C) RETIRADA DE AMOSTRA COMPACTADA



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Coloca-se o corpo de prova no equipamento de compressão, de forma a ficar centrado sobre o prato inferior (Figura 79a) para evitar que alguma parte do corpo de prova receba mais compressão que outro, ou seja, para distribuir bem as cargas. Ajusta-se o equipamento de compressão cuidadosamente de modo que o prato superior apenas encoste no corpo de prova e, em seguida, zera-se o medidor de deslocamento (Figura 79b).

FIGURA 79 - (A) COLOCAÇÃO DO CORPO DE PROVA NO PRATO INFERIOR; (B) AJUSTA-SE NA PARTE SUPERIOR E ZERA-SE O MEDIDOR



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Aplica-se o carregamento de maneira a se obter uma velocidade de deformação axial específica constante. Registram-se os valores da carga, o deslocamento e o tempo em intervalos adequados para definir a forma da curva tensão-deformação (feita geralmente com 10 a 15 pontos, sendo eles mais concentrados na parte inicial da curva). Continua-se com o carregamento até que os valores da carga aplicada diminuam com a evolução dos deslocamentos. Na Figura 80, observa-se a compressão atuando no corpo de prova e sua ruptura.

FIGURA 80 - ROMPIMENTO DO CORPO DE PROVA



FONTE: Acervo pessoal, 2011.

Com os valores determinados, calcular a deformação axial específica ϵ , para dada carga aplicada de acordo com a Equação (33).

EQUAÇÃO (33)

$$\varepsilon = \frac{\Delta H}{H} \times 100$$

Onde:

ε (%) - Deformação axial específica

ΔH (mm) - Variação da altura

H (mm) - Altura inicial

Calcular a área de seção transversal média (A), para cada carga aplicada, de acordo com a Equação (34).

EQUAÇÃO (34)

$$A = \frac{100 A_i}{100 - \varepsilon}$$

Onde:

A (m²) - Área de seção transversal média

A_i (m²) - Área da seção transversal média inicial

ε (%) - Deformação axial específica

Com esses valores encontrados, calcular a tensão de compressão (q), para cada carga aplicada, de acordo com a Equação (35).

EQUAÇÃO (35)

$$q = \frac{P}{A}$$

Onde:

q (kPa) - Tensão de compressão

P (kN) - Carga aplicada

A (m²) - Área da seção transversal

Elaborar um gráfico mostrando a relação entre a tensão de compressão (ordenadas) e a deformação axial específica (abscissas).

REFERÊNCIAS E BIBLIOGRAFIA

ABNT NBR 6457: 2016, Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.

ABNT NBR 6458: 2016, Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água.

ABNT NBR 6459: 2016, Solo - determinação do limite de liquidez.

ABNT NBR 7180: 2016, Solo - determinação do limite de plasticidade.

ABNT NBR 7181: 2016, Solo - análise granulométrica.

ABNT NBR NM248: 2003, Agregados - Determinação da composição granulométrica

ABNT NBR NM ISO 3310-1: 2010, Requisitos técnicos e verificação Parte 1: Peneiras de ensaio com tela de tecido metálico (ISO 3310-1, IDT).

ABNT NBR 7182: 2016, Solo - ensaio de compactação.

ABNT NBR 7185: 2016, Solo - determinação de massa específica aparente, *in situ*, com emprego do frasco de areia.

ABNT NBR 13292: 1995, Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares a carga constante - Método de ensaio.

ABNT NBR 14545: 2000, Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável.

ABNT NBR 12007: 1990, Solo - Ensaio de adensamento unidimensional – Método de ensaio.

ABNT NBR 12770: 1992, Solo coesivo - determinação da resistência à compressão não confinada (simples).

ALMEIDA, G. C. P. de. *Caracterização física e classificação dos solos*. Universidade Federal de Juiz de Fora, 2005.

AMPRINO, D. A. C. *Estudo e análise do comportamento de reforços e suas aplicações na engenharia geotécnica* (Estudo de Misturas de Solo com a Adição de Borracha Moída de Pneus). Rio de Janeiro: PUC, 2011.

ASTM D 3080: 1980, Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions.

ASTM D 7181: 2011, Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils.

ASTM D4767: 2011, Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils.

ASTM D2850: 2015, Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils.

BERTUOL, F. *Caracterização geotécnica da sensibilidade de um depósito sedimentar do Rio Grande do Sul com o uso de ensaios de laboratório*. Porto Alegre, 2009.

BISHOP, A. W. HENKEL, D. J. *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*. 2. ed. Londres: Edward Arnold, 1962.

BRADY, N. C. *Natureza e propriedades dos solos*. São Paulo: Livraria Freitas Bastos S/A, 1979. 647p.

BRESCIANI D. *Análise das propriedades físicas e mecânicas de um solo da formação palermo, estabilizado com aditivo perma zyme*. Criciúma, jul. 2009.

BYRNES, M. E. In: *Field sampling methods for remedial investigations*. Boca Raton – Florida: CRC Press, Inc., 1994.

CAPUTO, H. P. *Mecânica dos Solos e suas aplicações*. 5. edição. Rio de Janeiro: 242p. 1974.

CAPUTO, H. P. *Mecânica dos Solos e suas aplicações*. 5. edição rev. e ampliada. Rio de Janeiro: LTC - Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. 1983. 220p.

CAPUTO, H. P. *Mecânica dos Solos e suas aplicações*. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC. V.:il; 1988.

CARVALHO, J. B. Q. *Fundamentos da Mecânica dos Solos*. Campina Grande-PB: Gráfica Marconi, 1997.

CAVALCANTE, E. H. *Mecânica dos Solos II – Notas de Aula*. Aracaju - SE, jan. 2006.

CETESB – GTZ. *Definição dos objetivos da amostragem de solo*, atual. nov. 1999.

CONZATTI, A.; DE SOUZA, C.; ROMAGNOLI, D. T. da S.; VIEIRA, F. M.; DRANSFELD, N. M. *Ensaio de adensamento*. Joinville-SC, 2010.

DAS, B. M. *Fundamentos de Engenharia Geotécnica*. São Paulo: Thomson, 2007.

DNER 1994 - ME 088, Determinação da umidade pelo método expedito do álcool.

DNER 1994 - ME 052, Solos e agregados miúdos, determina-

ção da umidade com emprego do *Speedy*.

DNER 1994 - ME 093, Solos - determinação da densidade real.

DNER 1994 - ME 041, Solos - preparação de amostras para ensaios de caracterização.

GUIMARÃES, A. C. T. *Mecânica dos Solos I* (apostila). Universidade Federal da Paraíba, 2001.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. *Soil Mechanics*. New York: John Wiley & Sons. 1969.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R.V. *Mecânica de Suelos*. México: Editorial Limusa S.A., 1974.

MACHADO, S. L. *Apostila de Mecânica dos Solos*. Salvador -BA: UFBA, 1998.

MBAGWU, J. S. C.; ABEH, O. G. *Prediction of engineering properties of tropical soils using intrinsic pedological parameters*, 1998.

ME-11, Métodos de ensaio, determinação da umidade pelo método expedito do álcool. v. 12. 2003.

MELO, M. C. *Estudo da matéria orgânica nos recalques de resíduos sólidos urbanos aterrados*. Tese (Doutorado em Ciência e Engenharia de Materiais) - Universidade Federal de Campina Grande. Campina Grande, 2011.

ORTIGÃO, J. A. R. *Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos*. 1. edição. Rio de Janeiro:LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1993.

PINHEIRO, R. J. B. *Mecânica dos solos* – Retirada de amos-

tras. Santa Maria-RS. maio 2006.

PINTO, C. de S. *Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas*. 3. edição. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

RIGO, M. L. *Resistência ao cisalhamento residual de alguns solos saprolíticos de basalto do estado do Rio Grande do Sul*. Porto Alegre, 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS. 134p.

SAYÃO, A.; SIEIRA, A. C.; SANTOS, P. Reforço de solos. In: MACCAFERRI. *Manual Técnico*. 2009.

SOARES, J. M. D.; PINHEIRO, R. J. B.; TAVARES, I. S. *Mecânica dos solos* (Notas de aula). Santa Maria-RS. maio 2006.

SOUZA C. M. A.; RAFFUL, L. Z. L.; VIEIRA, L. B. Determinação do limite de liquidez em dois tipos de solos, utilizando diferentes metodologias. *Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental*, v. 4. Campina Grande, Paraíba, Brasil, 2000.

VARGAS, M. *Introdução a Mecânica dos Solos*. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil; Editora da Universidade de São Paulo, 1977.

TSUTSUMI, M. *Mecânica dos solos I*. UFJF – FAC. Engenharia – Dep. Transportes. 2003.

ANEXOS

ANEXO 1: FICHA TEOR DE UMIDADE.

Obra:	Camada:	Laboratório:
Trecho:	Localização:	Data:
Interessado:	Operador:	Assinatura:

UMIDADE - MÉTODO DA ESTUFA

Cápsula N°		
Peso Bruto Úmido (g)		
Peso Bruto Seco (g)		
Peso da Cápsula (g)		
Peso da Água (g)		
Peso do Solo Seco (g)		
Teor de Umidade (%)		
Umidade Média (%)		

UMIDADE - MÉTODO DO ÁLCOOL

Cápsula N°		
Peso Bruto Úmido (g)		
Peso Bruto Seco (g)		
Peso da Cápsula (g)		
Peso da Água (g)		
Peso do Solo Seco (g)		
Teor de Umidade (%)		
Umidade Média (%)		

UMIDADE - MÉTODO DO SPEEDY

Cápsula N°		
Quantidade de Material Úmido Usada(G)		
Leitura No Speedy (Kg/Cm²)		
Teor de Umidade (%)		
Umidade Média (%)		

TEOR DE UMIDADE

ESTUFA (%)	ÁLCOOL (%)	SPEEDY (%)

ANEXO 2: FICHA MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS.

Obra:		Camada:	Laboratório:	
Trecho:		Areia:	Data:	
Interessado:		Operador:	Assinatura:	
Nº	PROCEDIMENTO DO ENSAIO	Referência	Picnômetro Nº:	Picnômetro Nº:
1	Peso da Amostra Úmida	M ₁		
2	Picnômetro + Amostra + Água	M ₂		
3	Picnômetro + Água	M ₃		
4	Temperatura da Água	°C		
5	Massa Específica da Água	ρ _t		
6	Massa Específica dos Grãos	δ		
7	Umidade Média do Solo	h		

Valor Médio da Massa Específica dos Grãos (δ x ρ_a): ρ_g =

FÓRMULA:
$$\delta = \frac{M_1 \left(\frac{100}{100 + hi} \right)}{\left[M_1 \left(\frac{100}{100 + hi} \right) + M_3 - M_2 \right]} \Rightarrow \delta_i = \delta_m \times \rho_t$$

Onde: M₁ = Massa do solo úmido

M₂ = Massa do (Picnômetro + solo + água), na temperatura do ensaio

M₃ = Massa do picnômetro cheio de água, na temperatura do ensaio.

h = Umidade inicial da amostra

ρ_t = Massa específica da água, na temperatura do ensaio

δ = Massa específica relativa dos grãos

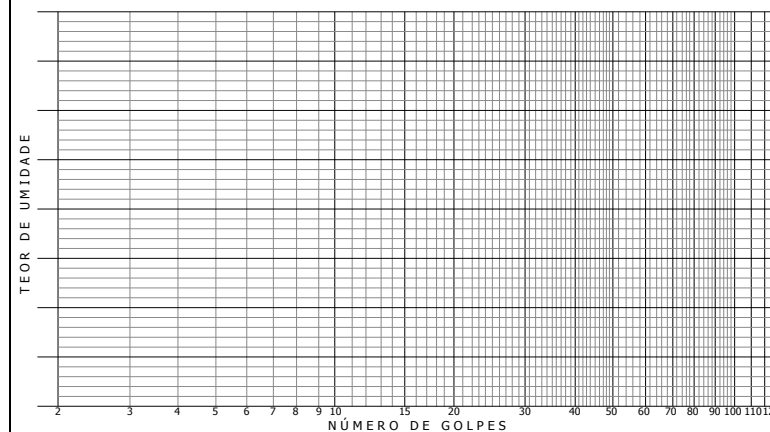
DETERMINAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE

Cap. Nº	PBU	PBS	TARA	Pa	PSS	h (%)

OBS.: Considerar os ensaios satisfatórios quando os resultados não diferirem em mais de 0,02 g/cm³.

ANEXO 3: FICHA LIMITES DE CONSISTÊNCIA.

Obra:		Camada:	Laboratório:	
Trecho:		Jazida:	Data:	
Interessado:		Operador:	Assinatura:	
LIMITE DE LIQUIDEZ				
Cápsula				
Nº de Golpes				
Peso Bruto Úmido				
Peso Bruto Seco				
Tara				
Peso da Água				
Peso do Solo Seco				
Umidade				



LIMITE DE PLASTICIDADE

Cápsula				
Peso Bruto Úmido				
Peso Bruto Seco				
Tara da Cápsula				
Peso da Água				
Peso do Solo Seco				
Umidade				

INÍCIO: _____	OPERAÇÃO: _____	RESULTADOS
TÉRMINO: _____	CÁLCULO: _____	LL = _____ %
		LP = _____ %

ANEXO 4: FICHA CALIBRAÇÃO DO DENSÍMETRO.

	Densímetro N ^o	-					
	Massa do densímetro	g					
	Leitura inferior da escala	-					
	Volume do Bulbo	A partir de Li	cm ³				
		Por imersão	cm ³				
	Altura do Bulbo (h)	cm					
	Parte superior do Bulbo (d ₁)	-					
	Distância entre Limites (H)	cm					
	Zs = H + d ₁ + (h/2)	cm					
	Zi = d ₁ + (h/2)	cm					

CÁLCULOS


- Cálculo do Volume do Bulbo: $V_b = M_d / L_i$ (M_d é a massa do densímetro)
- Volume do Bulbo a partir do volume da água deslocada pela imersão do densímetro:

Considerando-se: V_{d_a} → volume da água deslocada

L_i → leitura inicial do densímetro

L_f → leitura final do densímetro

$$V_b = V_{d_a} = L_f - L_i$$

	Proveta Número	-				
	Volume de referência (V _r)	cm ³				
	Leitura Correspondente (L _c)	-				
	Área Média (Am = V _r /L _c)	cm ²				

CORREÇÃO POR IMERSÃO

Densímetro Número					
Proveta Número					
Correção					

Viscosidade da Água (10⁻⁶ g.s/cm²)

°C	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	13,36	12,99	12,63	12,30	11,98	11,68	11,38	11,09	10,81	10,54
20	10,29	10,03	9,80	9,56	9,34	9,13	8,92	8,72	8,52	8,34
30	8,16	7,98	7,82	7,66	7,50	7,45	7,20	7,06	6,92	6,79

ANEXO 5: FICHA GRANULOMETRIA.

Obra:	Camada:	Laboratório:						
Trecho:	Areia:	Data:						
Interessado:	Operador:	Assinatura:						
Umidade Higroscópica			Resumo da Granulometria					
Cápsula	Tara	Pbu	Pbs	Pss	Pa	h%	Pedregulho (acima de 4,8 mm)	%
							Areia Grossa (0,84 – 4,8 mm)	%
							Areia Média (0,25 – 0,84 mm)	%
DADOS DA AMOSTRA						Média	Areia Fina (0,05 – 0,25 mm)	%
Massa da Amostra Seca ao Ar – Mt							Silte + Argila (< 0,05 mm)	%
Massa Total da amostra seca – Ms							Retido entre 2,0 e 0,074 mm	%
Massa do material seco, retido na # 2,0 mm – Mg							Argila: Menor que 0,005 mm	%
Massa úmida do solo do peneiramento fino ou sedimentação – Mh							Umidade φ menores que 2,0 mm:	%
Porcentagem de solo que passa na #2,0mm – N (%)							Densidade Real do Solo - δ -	

PENEIRAMENTO

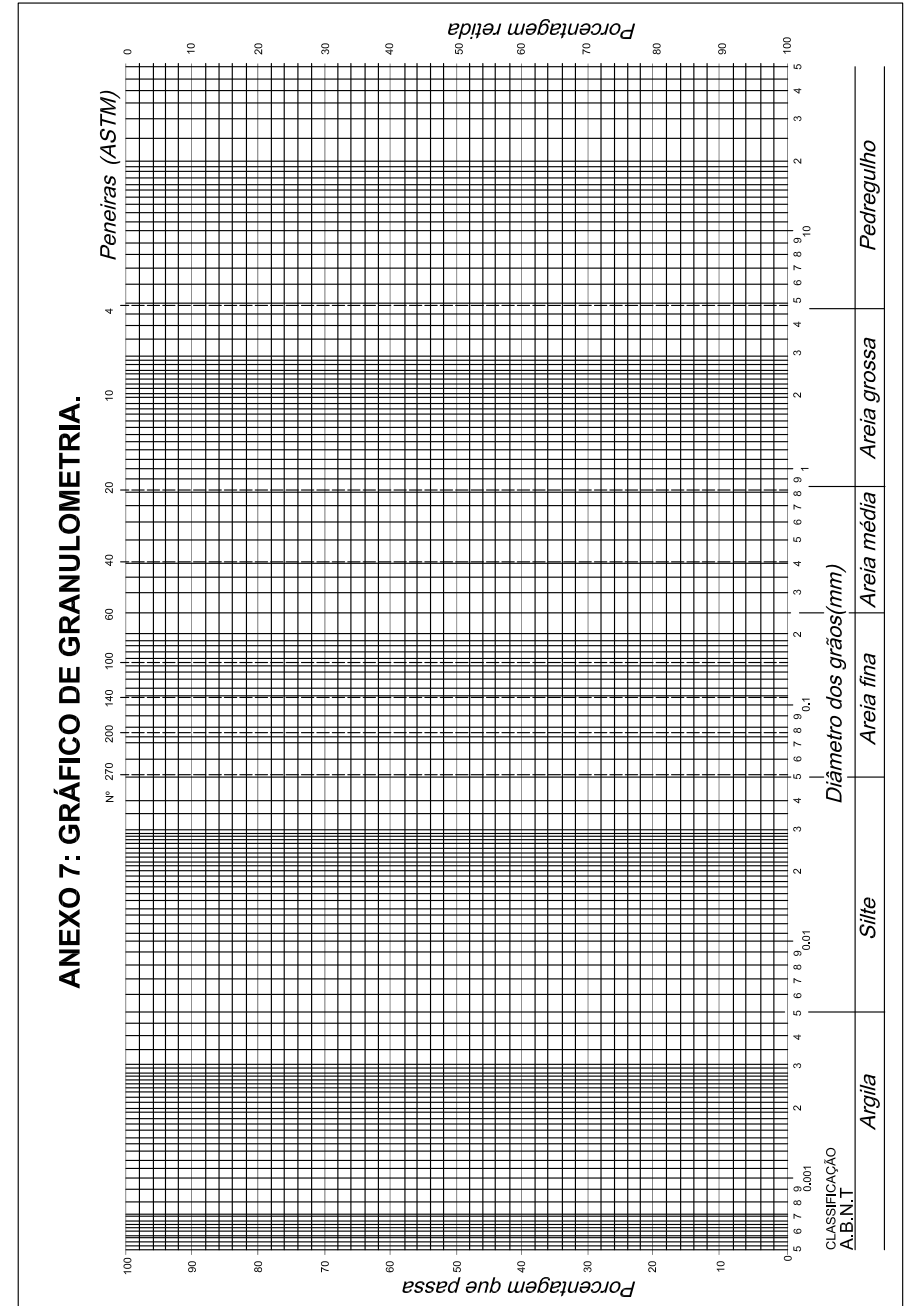
PENEIRAMENTO DA AMOSTRA TOTAL				PENEIRAMENTO DA AMOSTRA PARCIAL			
Abertura (mm)	Material Massa (g)	Retido Mi (g)	% que passa da Amostra total (Q _a)	Abertura (mm)	Material Massa (g)	Retido Mi (g)	% que passa da Amostra total (Q _a)
50				1,2			
38				0,60			
25,4				0,42			
19,1				0,30			
9,5				0,15			
4,8				0,074			
2,0							

SEDIMENTAÇÃO

Data	Hora	Tempo (min)	Leitura	Temperatura	L _d	α	Diâmetro	% Amostra Total (Q _a)
		0,5						
		1,0						
		2,0						
		4,0						
		8,0						
		15,0						
		30,0						
		60,0						
		120,0						
		240,0						
		480,0						
		1440,0						

ANEXO 6: FICHA GRANULOMETRIA "PENEIRAMENTO".

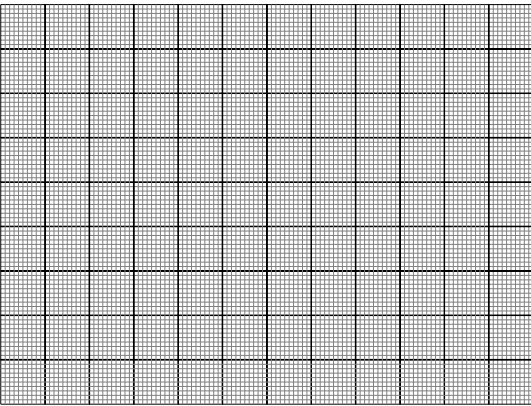
Obra:	Registro:	Laboratório:		
Trecho:	Amostra:	Data:		
Interessado:	Operador:	Assinatura:		
ANÁLISE GRANULOMÉTRICA POR PENEIRAMENTO				
AMOSTRA TOTAL SECA	UMIDADE HIGROSCÓPICA	RESUMO DA GRANULOMETRIA		
Amostra total úmida g	Cápsula nº. g	Pedregulho: acima de 2,0mm%		
Retida Nº. 10 g	Solo úmido g	Areia grossa: (2,0 - 0,42 mm)%		
Passando Nº. 10 úmida g	Cápsula e solo úmido g	Areia fina: (0,42 - 0,074 mm)%		
Água g	Cápsula e solo seco g	Silte + Argila: abaixo de 0,074m%		
Passando Nº. 10 seco g	Água g			
Amostra total seca g	Umidade higroscópica - h g	TOTAL: %		
	Fator de correção=(100/100+h) g			
PENEIRAMENTO				
Peneira (pol.)	Material Retido		% que Passa da Amostra Total	Peneira (mm)
	Peso (g)	% Amostra Total		
3				76,2
2				50,8
1 ½				38,1
1				25,4
¾				19,1
½				12,7
3/8				9,5
Nº 4				4,8
Nº 8				2,4
Nº 10				2,0
Nº 16				1,2
Nº 30				0,6
Nº 40				0,42
Nº 50				0,30
Nº 80				0,18
Nº 100				0,15
Nº 200				0,074
Observações:				



ANEXO 8: FICHA COMPACTAÇÃO.

Obra:		Camada:		Laboratório:							
Trecho:		Localização:		Data:							
Interessado:		Operador:		Assinatura:							
UMIDADE HIGROSCÓPICA			Registro Nº								
Cápsula Nº			Molde Nº								
Peso Bruto Úmido (g)			Volume do Molde (cm³)		Golpes/Camada						
Peso Bruto Seco (g)											
Peso da Cápsula (g)			Peso do Molde (g)								
Peso da Água (g)			Peso do Soquete (g)								
Peso do Solo Seco (g)											
Teor de Umidade (%)			Alt. Disco Espaçador (cm)		Nº de Camadas						
Umidade Média (%)											
Ponto Nº	Peso Bruto Úmido (g)	Peso Úmido (g)	γ_h (g/cm³)	Determinação da Umidade						Umidade Média hm - (%)	γ_s (g/cm³)
				Cápsula (Nº.)	PBU (g)	PBS (g)	Tara (g)	P. água (g)	PSS (g)		
1											
2											
3											
4											
5											
6											

Massa Específica Aparente Seca (g/cm³)



Massa específica seca máxima (g/cm³)

ρ_s (Max) = _____

Umidade ótima (%)

h_{ot} = _____

ANEXO 9: FICHA DENSIDADE "IN SITU".

Obra:		Camada:		Laboratório:	
Trecho:		Areia:		Data:	
Interessado:		Operador:		Assinatura:	
Furo:		Nº			
Estaca:		Nº			
Posição:		D - X- E			
Profundidade do Furo:		cm			
Massa do Frasco com Areia	Antes	M ₁ (g)			
	Depois	M ₂ (g)			
	Diferença	M ₁ -M ₂ (g)			
Massa da Areia no Funil		M ₃ (g)			
Massa da Areia no Furo (M _{AF})		M ₁ -M ₂ -M ₃			
Massa Específica da Areia		γ_d (g/cm³)			
Volume do Furo		V = M _{AF} / γ_d			
Umidade do Solo no Furo		h _f (%)			
Fator de Conversão (Fc)		100/h _f +100			
Massa do Solo Úmido		Mh			
Massa do Solo Seco (Ms)		Mh x Fc			
Massa Específica Seca		γ_s = Ms/V			
Ensaio de Laboratório	Registro	Nº			
	Densidade Máxima	$\gamma_{smáx}$			
	Umidade Ótima	h _o			
Grau de Compactação		%			
Teor de Umidade pelo Álcool		%			
Massa do Solo Úmido		Mh(g)			
Massa do Solo Seco		Ms (g)			
Massa da Água		Ma (g)			
Teor de Umidade		h (%)			
Observações:					

ANEXO 10: FICHA PERMEABILIDADE - CARGA CONSTANTE.

OBRA:	ÓRGÃO EXECUTOR:
TRECHO:	REGISTRO:
SONDAGEM:	ESTACA:
INTERESSADO:	AMOSTRA:
ENERGIA PROCTOR:	TIPO DE AMOSTRA – NATURAL () - COMPACTADA ()
OPERADOR:	DIÂMETRO DA AMOSTRA - ϕ (cm):
	ALTURA – L (cm):
	SOBRECARGA:

Molde N.º:	Teor de Umidade	Moldagem	Saturação
Área do Molde – A (cm ²):	Cápsula N.º		
Volume do Molde – V (cm ³):	Solo Úmido + Cápsula		
Molde + Solo Úmido – PBh (g):	Solo Seco + Cápsula		
Massa do Molde – P (g):	Massa da Cápsula		
Massa do Solo Úmido Inicial – Phi (g):	Massa de Água		
Massa do Solo Úmido Final – PhF (g):	Massa de Solo Seco		
Massa do Solo Seco Final – PsF (g):	Umidade		
Massa Específica Aparente Úmida Inicial - γ_i (g/cm ³):	Umidade Média		
Massa Específica Aparente Úmida Final - γ_f (g/cm ³):	Grau de Saturação		
Massa Específica Aparente do Solo Seco - γ_s (g/cm ³):			

Distância entre manômetros: 1 e 2 = _____ cm 2 e 3 = _____ cm 1 e 3 = _____ cm

DATA	TEMPO EM HORAS	TEMPO EM MINUTOS	LEITURA NOS MANÔMETROS			DIFERENÇA ENTRE LEITURAS			VOLUME COLETADO	VAZÃO	K _T (cm/s)
			1	2	3	1 e 2	2 e 3	1 e 3			

$$K = \frac{V \cdot L}{A \cdot h \cdot t}$$

Temperatura da água: _____ °C

COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE MÉDIO (20°C): _____ cm/s.

ANEXO 11: FICHA PERMEABILIDADE - CARGA VARIÁVEL.

OBRA:	ÓRGÃO EXECUTOR:
TRECHO:	REGISTRO:
SONDAGEM:	ESTACA:
INTERESSADO:	AMOSTRA:
ENERGIA PROCTOR:	TIPO DE AMOSTRA – NATURAL () - COMPACTADA ()
OPERADOR:	DIÂMETRO DA AMOSTRA - ϕ (cm):
	ALTURA – L (cm):
	SOBRECARGA:

Molde N.º:	Teor de Umidade	Moldagem	Saturação
Área do Molde – A (cm ²):	Cápsula N.º		
Volume do Molde – V (cm ³):	Solo Úmido + Cápsula		
Molde + Solo Úmido – PBh (g):	Solo Seco + Cápsula		
Massa do Molde – P (g):	Massa da Cápsula		
Massa do Solo Úmido Inicial – Phi (g):	Massa de Água		
Massa do Solo Úmido Final – PhF (g):	Massa de Solo Seco		
Massa do Solo Seco Final – PsF (g):	Umidade		
Massa Específica Aparente Úmida Inicial - γ_i (g/cm ³):	Umidade Média		
Massa Específica Aparente Úmida Final - γ_f (g/cm ³):	Grau de Saturação		
Massa Específica Aparente do Solo Seco - γ_s (g/cm ³):			

Seção do Tubo Piezométrico – a (cm ²):											
Seção da Amostra – A (cm ²):	Comprimento – L (cm):										
Tempo Inicial – t ₀ (s):											
Tempo Final – t _f (s):											
Carga no Tempo Inicial – h ₀ (cm):											
Carga no Tempo Final – h _f (cm):											
Coefficiente de Permeabilidade – K _t (cm/s):											
Temperatura da Água – T (°C):											
Viscosidade da Água -											
Coefficiente de Permeabilidade Corrigido à 20°C (cm/s):											

$$K = 2,3 \frac{a \cdot L}{A \cdot (t_f - t_0)} \log \frac{h_0}{h_f}$$

COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE MÉDIO (20°C): _____ cm/s.

ANEXO 12: FICHA PERMEABILIDADE - CARGA VARIÁVEL (HORIZONTAL).

OBRA:	ÓRGÃO EXECUTOR:		
TRECHO:	REGISTRO:		
SONDAGEM:	ESTACA:	PROFUNDIDADE:	
INTERESSADO:	TIPO DE AMOSTRA – NATURAL () - COMPACTADA ()		
ENERGIA PROCTOR:	DIÂMETRO DA AMOSTRA (cm): ALTURA DO CILINDRO (cm):		
OPERADOR:	ALTURA DO CORPO DE PROVA (cm):		
$\gamma_s(\text{Máx})$ (g/cm ³)=	$h_{(t_{\text{fina}})} =$ (%)	$h_{(\text{Ingr}_{\text{específica}})} =$ (%)	Massa Específica Real do Solo (γ_r) (g/cm ³) = Moldagem
Molde N°:	Teor de Umidade		
Área do Molde – A (cm ²):	Cápsula N°		
Volumen do Molde – V (cm ³):	Solo Umido + Cápsula (g)		
Molde + Solo Umido – PBh (g):	Solo Seco + Cápsula (g)		
Massa do Molde – P (g):	Massa da Cápsula (g)		
Massa do Solo Umido Inicial – Phi (g):	Massa de Água (g)		
Massa do Solo Umido Final – PhF (g):	Massa de Solo Seco (g)		
Massa do Solo Seco Final – PsF (g):	Umidade (%)		
Massa Específica Aparente Úmida Inicial - γ_i (g/cm ³):	Umidade Média (%)		
Massa Específica Aparente Úmida Final - γ_f (g/cm ³):	Grau de Saturação (%)		
Massa Espec. Apar. do Solo Seco de Moldagem - γ_s (g/cm ³):			
Seção do Tubo Piezométrico – a (cm ²):			
Seção da Amostra – A (cm ²): Comprimento – L (cm):			
Tempo Inicial – t ₀ (s):			
Tempo Final – t _f (s):			
Carga no Tempo Inicial – h ₀ (cm):			
Carga no Tempo Final – h _f (cm):			
Coeficiente de Permeabilidade – K _i (cm/s):			
Temperatura da Água – T (° C):			
Viscosidade da Água -			
Coeficiente de Permeabilidade Corrigido à 20°C (cm/s):			

$$K = 2,3 \frac{aL}{A(t_f - t_0)} \log \frac{h_0}{h_f} \quad \text{Índice de Vazios (%)}$$

$$e = \frac{[r \times h_{(\text{molde})}]}{h_f} - 1 \quad \text{Grau de Saturação (%)}$$

COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE MÉDIO (20°C): _____

ANEXO 13: FICHA PERMEABILIDADE - CARGA VARIÁVEL (VERTICAL).

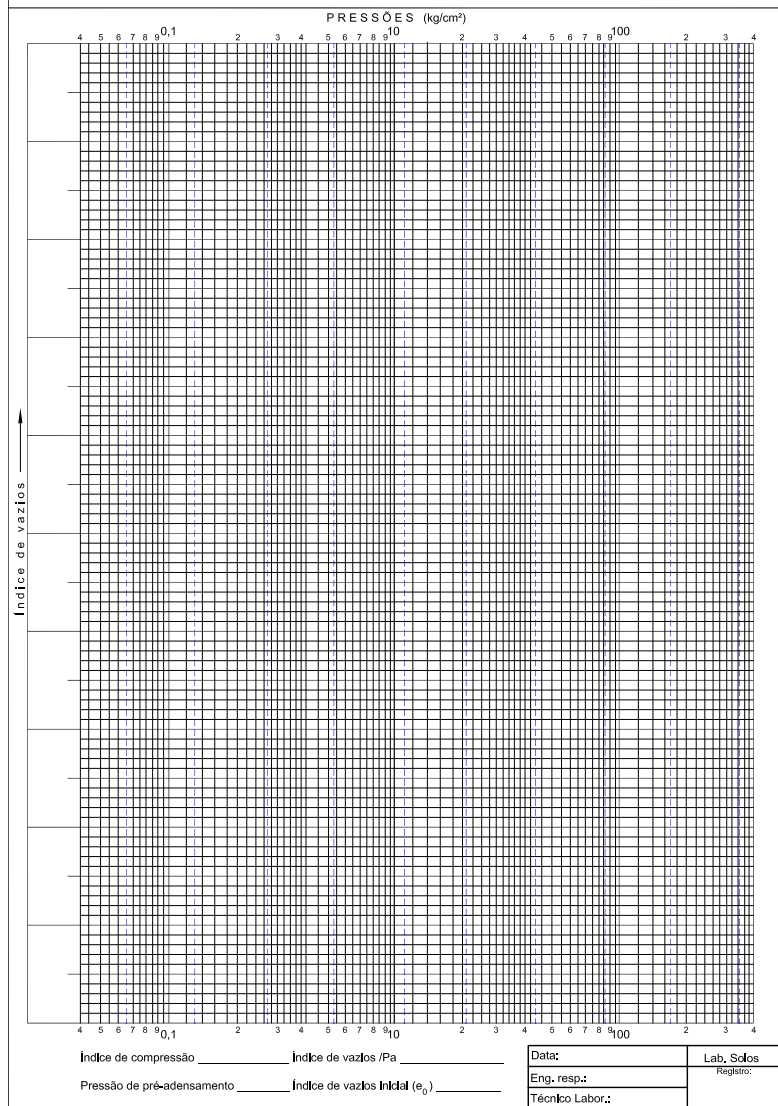
OBRA:	ÓRGÃO EXECUTOR:		
TRECHO:	REGISTRO:		
SONDAGEM:	ESTACA:	PROFUNDIDADE:	
INTERESSADO:	TIPO DE AMOSTRA – NATURAL () - COMPACTADA ()		
ENERGIA PROCTOR:	DIÂMETRO DA AMOSTRA (cm): ALTURA DO CILINDRO (cm):		
OPERADOR:	ALTURA DO CORPO DE PROVA (cm):		
$\gamma_s(\text{Máx})$ (g/cm ³)=	$h_{(t_{\text{fina}})} =$ (%)	$h_{(\text{Ingr}_{\text{específica}})} =$ (%)	Massa Específica Real do Solo (γ_r) (g/cm ³) = Moldagem
Molde N°:	Teor de Umidade		
Área do Molde – A (cm ²):	Cápsula N°		
Volumen do Molde – V (cm ³):	Solo Umido + Cápsula (g)		
Molde + Solo Umido – PBh (g):	Solo Seco + Cápsula (g)		
Massa do Molde – P (g):	Massa da Cápsula (g)		
Massa do Solo Umido Inicial – Phi (g):	Massa de Água (g)		
Massa do Solo Umido Final – PhF (g):	Massa de Solo Seco (g)		
Massa do Solo Seco Final – PsF (g):	Umidade (%)		
Massa Específica Aparente Úmida Inicial - γ_i (g/cm ³):	Umidade Média (%)		
Massa Específica Aparente Úmida Final - γ_f (g/cm ³):	Grau de Saturação (%)		
Massa Espec. Apar. do Solo Seco de Moldagem - γ_s (g/cm ³):			
Seção do Tubo Piezométrico – a (cm ²):			
Seção da Amostra – A (cm ²): Comprimento – L (cm):			
Tempo Inicial – t ₀ (s):			
Tempo Final – t _f (s):			
Carga no Tempo Inicial – h ₀ (cm):			
Carga no Tempo Final – h _f (cm):			
Coeficiente de Permeabilidade – K _i (cm/s):			
Temperatura da Água – T (° C):			
Viscosidade da Água -			
Coeficiente de Permeabilidade Corrigido à 20°C (cm/s):			

$$K = 2,3 \frac{aL}{A(t_f - t_0)} \log \frac{h_0}{h_f} \quad \text{Índice de Vazios (%)}$$

$$e = \frac{[r \times h_{(\text{molde})}]}{h_f} - 1 \quad \text{Grau de Saturação (%)}$$

COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE MÉDIO (20°C): _____

ANEXO 18: GRÁFICO DE ADENSAMENTO - PRESSÃO X VAZIOS.



ANEXO 19: FICHA CISLHAMENTO DIRETO.

Interessado:		Tensão: (KPa)	Velocidade do Ensaio:			
Obra:		Carga: (Kg)	Data:			
Furo:		Anel N°:	Profundidade: (m)			
Amostra n°:		Const. Anel: Kg/div.	Maq. N°:			
Lado do CP: (cm)		Altura do CP: (cm)	Volume do CP: (cm ³)			
Def. Horiz. (div)	Def. Anel Horiz. (div)	Def. Vertical (div)	ε %	F= D _{anel} x K (Kgf)	Área Corrig. (cm ²)	τ = F / Ac (KPa)
12			0,2		35,93	
25			0,4		35,85	
35			0,6		35,79	
50			0,8		35,70	
60			1,0		35,64	
72			1,2		35,57	
85			1,4		35,49	
95			1,6		35,43	
110			1,8		35,34	
120			2,0		35,28	
130			2,2		35,22	
150			2,5		35,10	
180			3,0		34,92	
210			3,5		34,74	
240			4,0		34,56	
270			4,5		34,38	
300			5,0		34,20	
330			5,5		34,02	
360			6,0		33,84	
390			6,5		33,66	
420			7,0		33,48	
450			7,5		33,30	
480			8,0		33,12	
510			8,5		32,94	
540			9,0		32,76	
570			9,5		32,58	
600			10,0		32,40	
660			11,0		32,04	
720			12,0		31,68	
780			13,0		31,32	
840			14,0		30,96	
900			15,0		30,60	
960			16,0		30,24	
1020			17,0		29,88	
1080			18,0		29,52	
1140			19,0		29,16	
1200			20,0		28,80	

Formato 15x21 cm
Tipologia Minion Pro
Nº de Pág. 204

Editora da Universidade Federal de Campina Grande- EDUFCG

