

# **TRANSPORTES E OBRAS DE TERRA**

## **ESTRADAS**

### **APOSTILA DE MECÂNICA DOS SOLOS**

**Prof. Dr. Edson de Moura**

**(disponível em: [www.professoredmoura.com.br](http://www.professoredmoura.com.br))**

**2º semestre / 2025**

## ÍNDICE

<b>PLANO DE ENSINO-APRENDIZAGEM - EMENTA.....</b>	<b>10</b>
<b>AULA 1 - OS SOLOS SOB O PONTO DE VISTA DA ENGENHARIA CIVIL E HISTÓRIA DA MECÂNICA DOS SOLOS .....</b>	<b>13</b>
1.1 - Definição de solo sob o ponto de vista da Engenharia .....	13
1.2 - Origem e Constituição .....	14
1.3 – Transporte .....	16
1.4 – Evolução Pedogenética.....	18
1.5 - O Perfil do Solo .....	18
1.6 – História da Mecânica dos Solos – (breve relato).....	23
<b>AULA 2 - PREPARO DE AMOSTRAS DE SOLOS PARA ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO.....</b>	<b>24</b>
2.1 – Preparo da amostra.....	24
2.1.1 – Preparo da amostra para compactação (ABNT NBR 6457 1986).....	24
2.1.2 – Preparo da amostra para caracterização.....	24
2.1.2.1 – Preparo da amostra para granulometria com sedimentação, umidade higroscópica e densidade dos grãos .....	25
2.2.2 – Preparo da amostra para ensaios de Limites de Atterberg .....	25
<b>AULA 3 - ÍNDICES FÍSICOS.....</b>	<b>27</b>
3.1 – Introdução .....	27
3.2 - Índices Físicos Entre Três Fases .....	27
3.3 – Água no solo.....	28
3.3.1 - Umidade.....	29
3.4 - Massa Específica Aparente Seca.....	30
3.4.1 – Fator de Conversão.....	31
3.5 - Massa Específica dos Sólidos .....	32
<b>AULA 4 - ANÁLISE GRANULOMETRIA DE SOLOS .....</b>	<b>41</b>
4.1 - Forma das partículas .....	41
4.2 - Classificação dos solos baseados em critérios granulométricos.....	41
4.3 - Caráter laterítico.....	43
4.4 – Granulometria - procedimento de ensaio.....	43
4.5 – Diâmetro efetivo, Coeficientes de uniformidade e Curvatura: .....	50
4.5.1 - Diâmetro efetivo (D10).....	50
4.5.2 - Coeficiente de uniformidade (Cu).....	50
4.5.3 - Coeficiente de curvatura (Cc) .....	50
<b>AULA 05 - DIRETRIZES PARA EXECUÇÃO DE SONDAJENS.....</b>	<b>54</b>
5.1 - SONDAJENS A TRADO .....	54
5.1.1 - Identificação .....	54
5.1.2 - Equipamentos .....	54
5.1.3 - Execução da sondagem .....	55
5.1.4 - Amostragem.....	56
5.1.5 – Identificação da amostra.....	57
5.1.5 - Apresentação dos resultados .....	57
5.2 - POÇOS DE INSPEÇÃO EM SOLOS .....	59
5.2.1. – Definição e Identificação do furo .....	59
5.2.2. - Equipamento .....	59
5.2.3. - Execução.....	60
5.2.4. - Amostragem.....	61
5.2.5 - Apresentação dos resultados .....	62
5.3 – SONDAJENS DE SOLOS A PERCUSSÃO .....	64
5.3.1 - Identificação .....	64
5.3.2 - Equipamento .....	64
5.3.3 - Execução da sondagem .....	65
5.4 - STANDARD PENETRATION TEST (SPT) .....	67
5.4.1 - Introdução .....	67
5.4.2 - Procedimento .....	67

5.4.3 - Amostragem.....	68
5.4.4 - Apresentação dos resultados .....	69
5.4.5 – Resistência SPT.....	70
<b>5.5 - SONDAGENS ROTATIVAS.....</b>	<b>72</b>
5.5.1 - Identificação .....	72
5.5.2 - Equipamento .....	72
5.5.3 - Execução da Sondagem .....	72
<b>AULA 6 - COMPACTAÇÃO DE SOLOS.....</b>	<b>74</b>
6.1 - Curva de compactação Proctor.....	74
6.2 - Saturação.....	77
6.3 – Processos de compactação em laboratório .....	77
6.4 - Compactação de campo .....	77
6.4.1 - Equipamentos e processo de compactação .....	78
<b>6.5 - Compacidade.....</b>	<b>88</b>
6.5.1 – Compacidade relativa (ID) .....	88
Adotar $V = 1000 \text{ cm}^3$ .....	89
Exercício 1 - aula prática .....	91
Exercício 2 - aula prática.....	91
Exercício 3 - aula prática.....	92
<b>Aula 07 - RESISTÊNCIA DE SOLOS .....</b>	<b>93</b>
7.1 Introdução .....	93
7.2 - Compressão Simples.....	93
7.3 - Resistência à Tração por Compressão Diametral (RT) .....	94
7.4 - CBR – <i>California Bearing Ratio</i> – Índice de Suporte Califórnia – ISC .....	97
7.4.1 - O Ensaio .....	97
7.4.2 - Moldagem do Corpo-de-prova.....	98
7.4.3 - Expansão.....	99
7.4.4 - Ruptura ISC .....	100
7.5 - TENSÕES E DEFORMAÇÕES .....	106
7.5.1 - Compressão simples – variação da tensão com a orientação da seção transversal.....	107
7.5.2 - Círculo Mohr .....	108
7.5.3 – Tração ou compressão em duas direções ortogonais .....	110
7.5.4 – Círculo das tensões – Círculo de Mohr para tensões compostas .....	111
7.6 – Tensões no solo .....	112
7.7 – Tensões nas camadas inferiores do pavimento.....	113
7.2.4 Módulo de Resiliência.....	115
7.2.5 Deformação permanente de solos.....	123
<b>AULA 08 - LIMITES DE ATTERBERG .....</b>	<b>127</b>
8.1 - LIMITES DE ATTERBERG .....	127
8.2 - As Propriedades de Engenharia e os limites de Atterberg .....	127
8.2.1 - Limite de liquidez .....	128
8.2.2 - Limite de plasticidade.....	128
<b>AULA 09 - CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS TRB.....</b>	<b>132</b>
9.1 - Classificação Transportation Research Board - TRB de Solos .....	133
<b>AULA 10 - METODOLOGIA - MINIATURA COMPACTADO TROPICAL - MCT .....</b>	<b>137</b>
10.1 – Introdução.....	137
10.1.1 - Metodologia MCT .....	137
10.2 - MINI-MCV e Classificação Geotécnica MCT.....	138
10.2.1 – Classificação Geotécnica MCT Expedita - Método das Pastilhas.....	138
10.2.2 – Classificação MCT - Convencional.....	148
10.3 - MINI-Proctor e Ensaio Complementares .....	164
10.3.1 - Mini-Proctor .....	164
10.3.2 - Mini-CBR e Expansão .....	169
10.3.3 - Contração.....	172
10.3.4 - Infiltrabilidade – Sorção.....	174
10.3.5 - Permeabilidade.....	177
<b>AULA 11 - CONTROLE DE CAMPO .....</b>	<b>182</b>
11.1- Introdução .....	182

11.2 – Controle por Deflexão .....	183
11.2.1 – Viga de Benkelman .....	183
11.2.2 - LWD .....	183
11.2.3 - FWD .....	184
11.2.4 – Módulo de Compressibilidade - Placa de carga dinâmica.....	185
11.3 - Cone Sul Africano.....	185
11.4 - Controle de Umidade de Campo .....	186
11.4.1 – Método da Estufa .....	186
11.4.2 – Método da Frigideira.....	187
11.4.3 – Método do Álcool.....	187
11.4.4 – Método do Speedy.....	187
11.4.5 – Método Nuclear.....	188
11.4.6 – Outros Métodos.....	189
11.5 - Controle da Massa Específica Aparente de Campo ( $\gamma$ campo).....	189
11.5.1 – Método de Cravação de Cilindro.....	189
11.5.2 – Método do Frasco de Funil-Areia.....	190
11.5.3 – Método nuclear.....	191
11.6 – Grau de compactação .....	191
11.7 - Tratamento estatístico de conformidade para aceitação.....	191
11.8 – Escavação, transporte e compactação.....	192
11.8.1 - Empolamento.....	193
<b>ANEXO - I.....</b>	<b>200</b>

## Lista de Figuras

Figura 1 - Perfil hipotético de um solo .....	19
Figura 2 - Quartzo.....	20
Figura 3 - Grafita .....	20
Figura 4 - Calcita.....	20
Figura 5 - Mica .....	20
Figura 6 - Talco .....	20
Figura 7 - Feldspato .....	21
Figura 8 - Diamante.....	21
Figura 9 - Escala do tempo geológico .....	22
Figura 10 - Roteiro esquemático de preparo de amostras de solo para ensaios de caracterização.....	25
Figura 11 - Fases constituintes do solo .....	27
Figura 12 - Grumo de solo .....	28
Figura 13 - Formas de presença da água no solo .....	29
Figura 14 - Esquema para obtenção do volume da amostra por pesagem hidrostática.....	32
Figura 15 - Formas das partículas .....	41
Figura 16 - Areia de rio esféricas angulares .....	41
Figura 17 - Esferas de vidro, esféricas arredondadas.....	41
Figura 18 - Tipos de distribuições granulométricas .....	50
Figura 19 - Tipos de trado manual.....	55
Figura 20 - Cavadeira manual articulada.....	55
Figura 21 - Trado manual com haste prolongadora.....	55
Figura 22 - Sarilho .....	60
Figura 23 - Sarilho instalado em poço.....	60
Figura 24 - Poço de sondagem.....	60
Figura 25 - Poço (trincheira) com revestimento em madeira.....	60
Figura 26 - Tripé.....	64
Figura 27 - Amostra extraída do barrilete amostrador .....	64
Figura 28 - Ferramenta de perfuração Trépano.....	65
Figura 29 - Esquema de um furo de sondagem à percussão .....	65
Figura 30 - Sentido da circulação de lavagem.....	66
Figura 31 - Folha de ensaio de levantamento de um perfil de sondagem SPT.....	71
Figura 32 - Sonda rotativa .....	72
Figura 33 - Retentores de testemunhos .....	72
Figura 34 - Curva de Compactação.....	75
Figura 35 - Equipamentos utilizados moldes e soquetes .....	76
Figura 36 - Ramo seco e úmido da curva de compactação .....	76
Figura 37 - Frequência e amplitude .....	78
Figura 38 - Rolos metálicos lisos de três rodas:.....	79
Figura 39 - Rolos metálicos lisos em tandem.....	79
Figura 40 - Rolos pés-de-carneiro: .....	79
Figura 41 - Rolos liso rebocados .....	79
Figura 42 - Rolos pés de carneiro estático .....	79
Figura 43 - Rolo de pneu estático. ....	79
Figura 44 - Placas de impacto .....	80

Figura 45 - Soquetes de impacto (sapos mecânicos) .....	80
Figura 46 - Rolos pé de carneiro vibratório .....	81
Figura 47 - Rolos metálicos lisos, vibratórios .....	81
Figura 48 - Rolo pneumático: .....	81
Figura 49 - Ensaio de compactação Proctor - resolvido .....	83
Figura 50 - Folha de ensaio de compactação de aula prática .....	86
Figura 51 - Folha de ensaio de compactação de aula prática .....	87
Figura 52 - Ensaio de resistência em solos .....	93
Figura 53 - Rigidez de materiais .....	94
Figura 54 - Corpo-de-prova solicitado por forças opostas de igual valor por dois frisos .....	95
Figura 55 - Compressão diametral - distribuição das tensões de tração e compressão nos eixos horizontais e verticais respectivamente. ....	95
Figura 56 - Molde cilíndrico .....	98
Figura 57 - Soquete tipo grande .....	98
Figura 58 - Disco espaçador .....	98
Figura 59 - Régua biselada .....	98
Figura 60 - Prato perfurado .....	99
Figura 61 - Peso anelar .....	99
Figura 62 - Conjunto + tripé de expansão .....	99
Figura 63 - Tripé do extensômetro .....	99
Figura 64 - Prensa de ISC elétrica .....	100
Figura 65 - Gráfico da Penetração do ensaio de ISC .....	101
Figura 66 - Barra prismática submetida a tensão de tração P .....	107
Figura 67 - Deformação de cada componente da tensão .....	108
Figura 68 - Convenção de sinais para as tensões normal e cisalhamento .....	108
Figura 69 - Círculo das tensões - Círculo de Mohr .....	109
Figura 70 - Tensões em duas direções ortogonais .....	110
Figura 71 - Círculo das tensões - Círculo de Mohr para tensões ortogonais .....	111
Figura 72 - Tensões no solo: (a) aplicação da tensão confinante e (b) aplicação das tensões confinante e desviadora .....	112
Figura 73 - (a) Tensões principais ( $\sigma_1$ e $\sigma_3$ ) e (b) Determinação das tensões de cisalhamento ( $\tau$ ) e normal ( $\sigma$ ) num plano $\varphi$ genérico .....	113
Figura 74- Tensões no ponto A deslocado $\varphi$ da projeção da carga P .....	114
Figura 75 - Variações de tensões causadas por uma carga móvel - Pinto (2002) .....	114
Figura 76 - corpo-de-prova 10 cm x 20 cm .....	116
Figura 77 - Câmara triaxial .....	116
Figura 78 - esquema de aplicação de tensões nos carregamentos .....	116
Figura 79 - Deslocamentos ocasionados pela ação das tensões .....	116
Figura 80 - Lei de Hooke Generalizada .....	117
Figura 81 - Módulo de resiliência constante para materiais cimentados .....	117
Figura 82 - Módulo de resiliência de materiais granulares .....	117
Figura 83 - Esquema da variação do módulo de resiliência de solos coesivos .....	118
Figura 84 - Representação do módulo de resiliência para solos granulares coesivos .....	118
Figura 85 - Esquema di-log para materiais granulares coesivos .....	118
Figura 86 - Resultado de MR x tensão confinante de um solo siltoso .....	119
Figura 87 - Resultado de MR x tensão desviadora de um solo siltoso .....	120

Figura 88 - Resultado de MR x tensão confinante de uma mistura de BGS .....	120
Figura 89 - Resultado de MR x tensão desviadora de uma mistura de BGS .....	121
Figura 90 - Módulo de resiliência x tensão confinante de uma mistura de BGTC com 4% de cimento e tempo de cura de 7 dias.....	121
Figura 91 - Módulo de resiliência x tensão desviadora de uma mistura de BGTC com 4% de cimento e tempo de cura de 7 dias.....	121
Figura 92 - Resultados de módulo de resiliência de um SAFL in natura e com adição de 8% de cimento ....	122
Figura 93 - Módulo de resiliência em função da tensão desvio $\sigma_d$ (MPa).....	123
Figura 94 Curva de compactação de um solo argiloso .....	123
Figura 95 - Modelos de comportamento à deformação permanente de solos.....	125
Figura 96 - Modelos de comportamento a deformação permanente de solos - Análise do acomodamento (shakedown).....	126
Figura 97 - Roteiro Classificatório de Solos .....	134
Figura 98 - Distribuição granulométrica dos materiais da tabela 09 .....	135
Figura 99- Quadro de classificação HRB .....	135
Figura 100 - Cilindro e soquete de Iowa - Seção plena .....	137
Figura 101 - Cilindro e soquete - Proctor 1000 cm <sup>3</sup> .....	137
Figura 102 - Suporte de moldagem equipamento de Iowa .....	138
Figura 103 - Cilindro de CBR - 2000 cm <sup>3</sup> .....	138
Figura 104 Equipamento de compactação do Parsons .....	148
Figura 105 - Ensaio de compactação - Mini Proctor.....	166
Figura 106 - Ensaio de Curva de Compactação/M-CBR e Expansão.....	172
Figura 107 - Dispositivo de contração.....	173
Figura 108 - Placa porosa e cilindro .....	175
Figura 109 - Tubo e suporte ajustável .....	175
Figura 110 Permeâmetro de carga variável .....	178
Figura 111 - Posicionamento da viga Benkelman.....	183
Figura 112 - Deflexão com a saída do caminhão .....	183
Figura 113 - LWD .....	184
Figura 114 - Esquema do equipamento LWD.....	184
Figura 115 - Equipamento FWD.....	184
Figura 116 - Detalhe da placa e dos geofones .....	184
Figura 117 - Equipamento Kuab - Disponível em: <a href="http://www.ceer.iastate.edu/facilities/fwd/">http://www.ceer.iastate.edu/facilities/fwd/</a> .....	185
Figura 118 - Forma de auscultação do pavimento.....	185
Figura 119 - Placa de carga dinâmica .....	185
Figura 120 - Esquema do equipamento DCP .....	186
Figura 121 - Equipamento speedy .....	187
Figura 122 - Curva de calibração de solo do Speddy .....	188
Figura 123 - Densímetro nuclear .....	189
Figura 124 - Esquema de medição .....	189
Figura 125 - Cilindros para cravação e haste com guia .....	190
Figura 126 - Processo de abertura do furo .....	190
Figura 127 - Espessura da camada e peso de solo coletada .....	190
Figura 128 - Frasco do funil areia apoiado sobre o furo.....	190

## Lista de Tabelas

Tabela 1 - Dimensões dos grãos dos solos conforme ABNT NBR 6502 (1995) .....	15
Tabela 2 - Escalas granulométricas adotadas pela A.S.T.M., A.A.S.H.T.O, M.I.T. e ABNT (mm). .....	42
Tabela 3 - Apresentação das penetrações.....	70
Tabela 4 - Estimativa da resistência à penetração SPT.....	70
Tabela 5 - Energia de compactação e características dos moldes e soquetes - ABNT NBR 7120:2020 .....	75
Tabela 6 - Tipo de equipamento associado ao tipo de material .....	81
Tabela 7 - Energia de compactação e características dos moldes e soquetes - ABNT NBR 7120:2020 .....	98
Tabela 8 - Pressões padrão para o ensaio de ISC.....	101
Tabela 9 - Procedimento de determinação do ISC .....	101
Tabela 10 - Estados de tensões indicados para determinação .....	124
Tabela 11 -Comportamentos estruturais associados aos modelos.....	126
Tabela 12 - Superfície específica .....	128
Tabela 13 - Classificação HRB .....	134
Tabela 14 - Penetração x carga .....	170
Tabela 15 - Correlação teor de umidade (%) x pressão do speedy (kgf/cm <sup>2</sup> ).....	188
Tabela 16 - Valores de K .....	192
Tabela 17 - Determinação do custo .....	194
Tabela 18 - Identificação dos serviços na TPU 2021 09 DER-SP.....	195

## Lista de Símbolos e Unidades

#	Peneira
H	hora
kg	quilograma
kgf	quilograma força
kgf/cm <sup>2</sup>	quilograma força por centímetro quadrado
g/cm <sup>3</sup>	gramas por centímetro cúbico
m	metro
m <sup>3</sup>	metro cúbico
cm	centímetro
cm <sup>2</sup>	centímetro quadrado
cm <sup>3</sup>	centímetro cúbico
mm	milímetro
φ	diâmetro
°C	grau Celsius
g	grama
km	quilômetro
Å	10E-10 m

## PLANO DE ENSINO-APRENDIZAGEM - EMENTA 2024

### 1. IDENTIFICAÇÃO

**Departamento:** TRANSPORTES E OBRAS DE TERRA

**Curso:** Superior de Tecnologia em Construção Civil - Modalidade Movimento de Terra e Pavimentação

**Disciplina:** Mecânica dos Solos

**Sigla:** MEC SOLO

**Código:** 4305

**Carga Horária Semanal:** 06 ha

**Carga Horária Total:** 120 ha

**Disciplina** obrigatória  40 ha optativa  eletiva  laboratório  80 ha

**Número Máximo de Alunos:** 40

**Período:** Noturno

**Semestre:** 3º

**Professor Responsável:** Dr. Edson de Moura

**Professor (es):** Dr. Edson de Moura

**Auxiliar (es) Docente:** Rafael Henrique Freire de Godoy

### 2. EMENTA

Utilização do solo como material a ser empregado em obras de construção civil, com base nos conceitos geotécnicos, emprego da metodologia MCT, verificação da resistência dos solos como camada de pavimentos.

### 3. OBJETIVOS

- a) Conceituar solos sob o ponto de vista tecnológico.
- b) Conhecer os procedimentos de executar sondagens em solo.
- c) Avaliar os resultados dos ensaios de Limites de Atterberg, dos índices físicos e de granulometria.
- d) Identificar e aplicar os parâmetros dos ensaios de compactação e de resistência de solos.
- e) Executar ensaios de classificação de solos e ensaios correlatos à metodologia MCT.
- f) Distinguir os tipos de classificações de solos HRB e MCT.
- g) Avaliar os resultados de ensaio de controle de campo.

#### **4. CONTEÚDO PROGRAMÁTICO**

- 1) Diferir a definição de solos sob ponto de vista: pedológico, geológico e tecnológico (teoria);
- 2) Sondagens a trado, à percussão e rotativa; tipos de exploração do solo; poços de inspeção (teoria);
- 3) Índices Físicos: teor de umidade; peso específico dos grãos do solo; peso específico aparente; saturação e índice de vazios (teoria e laboratório).
- 4) Granulometria, grossa, fina e com sedimentação (teoria e laboratório);
- 5) Compactação Proctor (teoria e laboratório);
- 6) Tensões e deformações de solos (teoria);
- 7) Resistência: à tração por compressão diametral e compressão simples e Módulo de resiliência (teoria); e o ensaio de CBR (teoria e laboratório)
- 8) Limites de Atterberg: liquidez (LL) e plasticidade (LP) (teoria e laboratório);
- 9) Ensaio de classificação M-MCV e ensaios correlatos à metodologia MCT (teoria e laboratório);
- 10) Classificação: HBR e MCT (teoria e laboratório);
- 11) Controles de campo: de umidade, de densidade e grau de compactação (teoria e laboratório);
- 12) Permeabilidade: carga variável e constante (teoria e laboratório).

#### **5. ESTRATÉGIAS**

Aulas teóricas - 40 ha

- Dialogada em sala de aula com uso de apostila do curso.
- Resolução de exercícios.

Aulas de laboratório - 80 ha

- Os alunos, preferencialmente em grupos, executam ensaios pertinentes às aulas teóricas e, no desenvolvimento dos ensaios, os alunos fazem uso de notas de aula que trás os procedimentos de cada ensaio.
- Constam da apostila do curso os procedimentos de ensaios bem como as folhas de ensaio pertinentes aos mesmos.
- Após a realização dos ensaios, os alunos limpam e guardam os equipamentos utilizados.
- Os resultados dos ensaios são apresentados em forma de relatórios individuais ou em grupos entregues 15 dias após aula.

Atividade extraclasse (exercícios, relatórios etc.), até 08 ha.

#### **6. CRITÉRIOS DE AVALIAÇÃO**

O processo de avaliação consiste na aplicação de quatro provas denominadas de P<sub>1</sub>, P<sub>2</sub>, P<sub>3</sub> e P<sub>4</sub>. O aluno está aprovado se a média final for  $\geq 6,0$  obtida pela equação:

$$MF = (P_1 * P_2 * P_3 * P_4)^{0,25} \geq 6,0 \text{ Aprovado}$$

onde:  $M_F$  = Média Final

$P_1, P_2, P_3$  e  $P_4$  = Provas

Para média final inferior a 6,0, o aluno deverá fazer provas de exame e obter nota superior a 6,0 para as provas que o aluno não atingiu nota 6,0.

## 7. REFERÊNCIAS

### 7.1. Bibliografia básica

MASSAD, Faíçal. **Obras de terra. Curso básico de geotecnia**. 1.ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2003 184 p.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 367 p.

### 7.2. Bibliografia complementar

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1996. 234 p. v.1.

MOURA, Edson de. **Apostila de mecânica dos solos**, (2011). Disponível em <[www.professoredmoura.com.br](http://www.professoredmoura.com.br)>.

NOGAMI, Job Shuji, & VILLIBOR, Douglas Fadul, **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. São Paulo: Vilibor, 1995. 240 p.

RESPONSÁVEL PELA DISCIPLINA  
Prof. Dr. Edson de Moura

CHEFE DO DEPARTAMENTO  
Profa. Leila Meneguelli

## AULA 1 - OS SOLOS SOB O PONTO DE VISTA DA ENGENHARIA CIVIL E HISTÓRIA DA MECÂNICA DOS SOLOS

### 1.1 - Definição de solo sob o ponto de vista da Engenharia

A palavra solo, na expressão Mecânica dos Solos, não tem um significado intuitivo imediato. Ela necessita de uma definição erudita. Mas toda definição exige, de imediato, a fixação da finalidade para que é feita. Em português clássico, o termo solo significa tão somente a superfície do chão. É o significado original da palavra herdado do latim "solum". Já no campo específico da agricultura, solo é a camada de terra tratável, geralmente de poucos metros de espessura, que suporta as raízes das plantas. Na expressão Mecânica dos Solos, o termo adquire um significado específico às finalidades da engenharia. Ele denota um material de construção ou de mineração.

Na engenharia civil, como a grande maioria de suas obras apoiam-se sobre ou no interior da crosta terrestre, os materiais que formam essa última são, eles mesmos, sob tal ponto de vista, materiais de construção. Além disso, tais materiais podem, também, ser utilizados nas próprias obras como materiais de empréstimo para as construções civis. Dividem-se, esses materiais, segundo os engenheiros, em solos e rochas. É a forma arbitrária e grosseira com que são eles distinguidos entre si; mas que bem pode servir de uma primeira tentativa de definição.

Assim, estabeleça-se inicialmente, embora sem nenhuma esperança de rigor, que seja solo todo material natural, sob água ou não, da crosta terrestre, escavável por meio de pá, picareta, escavadeiras, etc., sem necessidade de explosivos e, rocha todo material que necessite de explosivos para seu desmonte.

É evidente que, sob um ponto de vista científico (ciência), tal definição é insustentável. Na geologia, por exemplo, o significado dos dois termos é outro. Por exemplo, as camadas terciárias de argila da cidade de São Paulo foram escavadas, para a construção do seu Metrô, sem auxílio de explosivos. Entretanto, para os geólogos, tais camadas constituem uma rocha sedimentar perfeitamente definida. Seria escandaloso, entretanto, afirmar-se que o túnel da Avenida 9 de Julho em São Paulo foi escavado em rocha, por melhor que fosse a argumentação dos geólogos, pois lá não foi utilizada nenhuma técnica ou programação de escavação em rochas, as quais são baseadas, essencialmente, no ritmo das explosões para desmonte.

Com a finalidade específica da Engenharia Civil, portanto, os termos solo e rocha poderiam ser definidos, considerando-se o solo como todo material da crosta terrestre que não oferecesse resistência intransponível à escavação mecânica e que perdesse totalmente toda resistência, quando em contato prolongado com a água; e rocha, aquele cuja resistência ao desmonte, além de ser permanente, a não ser quando em processo geológico de decomposição, só fosse vencida por meio de explosivos.

Portanto, sob um ponto de vista puramente técnico, aplica-se o termo solo a todo material natural, sob água ou não, da crosta terrestre escavável por meio de pá, picareta, escavadeiras, etc., sem necessidade de explosivos e que servem de suporte, são arrimados, escavados ou perfurados e utilizados nas obras da Engenharia Civil. Tais materiais, por sua vez, reagem sob as fundações e atuam sobre os arrimos e coberturas, deformam-se e resistem a esforços nos aterros e taludes, influenciando as obras

segundo suas propriedades e comportamento. O estudo teórico e a verificação prática dessas propriedades e atuação é que constituem a Mecânica dos Solos. É essa última, portanto, um ramo da Mecânica, aplicada a um material pré-existente na natureza.

## 1.2 - Origem e Constituição

Todo solo tem sua origem imediata ou remota na decomposição das rochas pela ação das intempéries. Quando o solo, produto do processo de decomposição permanece no próprio local em que se deu o fenômeno, ele se chama "residual". Quando em seguida é carregado pela água das enxurradas ou rios, pelo vento ou pela gravidade — ou por vários desses agentes simultaneamente — ele é dito "transportado". Mas existem outros tipos de solos, nos quais aparecem elementos de decomposição orgânica que se misturam ao solo transportado. Há ainda as terras diatomáceas<sup>1</sup>, constituídas por carapaças de algas ou infusórios. Finalmente, existem os solos provenientes de uma evolução pedogênica, tais como os solos superficiais que suportam as raízes das plantas ou os solos "porosos" dos países tropicais.

Dentro dessa perspectiva o mecanismo da formação dos solos, a partir do processo físico-químico de fragmentação e decomposição das rochas, e através do transporte, sedimentação e evolução pedogênica é o seguinte.

Expansão e contração térmica alternada das rochas são — levando ao seu fraturamento mecânico. Esse é o primeiro estágio da decomposição, o qual pode ser associado às forças expansivas de certos minerais constituintes da rocha, ou da água que penetra pelas fissuras ou, ainda, finalmente das raízes de plantas. Tais fatores isolados ou associados levam à decomposição física das rochas maciças em grandes blocos ou, até mesmo, em pequenos fragmentos.

Alteração química das espécies minerais que formam a rocha, transformando-as em areias ou argilas. A oxidação e o ataque pela água acidulada, por ácidos orgânicos, são os principais agentes da decomposição química — que comumente se designa por "alteração". O caráter e a amplitude da alteração dependem, de um lado, da natureza da rocha, isto é, de sua composição química, sua estrutura e textura, e, do outro, do clima da região, isto é, das alternâncias de chuvas e temperatura.

Por exemplo, um granito, rocha constituída pelos minerais: quartzo, feldspato e mica, em clima tropical úmido, sofre o seguinte processo de decomposição: depois de formada e trazida à superfície da crosta, é fraturada pela alternância de calor e chuva. Depois de suficientemente fraturada começa o ataque químico pela água acidulada, geralmente com gás carbônico agressivo, proveniente da decomposição de vegetais. Essa acidulação é nitidamente crescente com a temperatura e, portanto, bem mais efetiva nos países tropicais.

Os feldspatos presentes são atacados, a rocha desmancha-se e os grãos de quartzo, embora não sejam atacados, soltam-se, formando os grãos de areia e pedregulho. Os feldspatos, decompostos pela água acidulada, vão dar o mineral denominado "argila" e sais solúveis, os quais são carregados pelas águas e levados ao mar. Algumas das espécies de mica sofrem processo de alteração semelhante ao dos feldspatos

---

<sup>1</sup> Terras diatomáceas - terras com presença de conchas

formando argila, enquanto outras resistem e vão formar as palhetas brilhantes presentes nos, assim chamados, solos micáceos.

Do processo acima descrito resulta o solo residual de granito — que comumente é chamado pela expressão contraída “alteração de granito”. Fazem parte dele, eventualmente, grandes blocos ou fragmentos pequenos da rocha original que resistiram à decomposição.

Por uma coincidência muito feliz para os técnicos de solos: esses blocos ou fragmentos de rocha, os grãos de quartzo, o mineral argila, as palhetas de mica e outros elementos acidentais têm tamanhos de grãos diferentes. De forma que as frações constituintes dos solos residuais se diferenciam entre si, não só pela espécie mineralógica, mas também pelos seus tamanhos diferentes. De uma forma estatística, seria pedregulho<sup>2</sup> a fração dos solos constituída pelos fragmentos de diâmetro médio inferior a 60 mm e superior a 2 mm; areia, a dos de 2 mm a 0,06 mm. Argila seria a fração dos solos constituída pelos microcristais de diâmetro médio inferior a 2 $\mu$ m (0,002 mm). Aos elementos esporádicos de diâmetro médio ente 0,06 mm e 0,002 mm são denominados de siltes, conforme classificação ABNT NBR 6502 (1995). Estão apresentados na **Tabela 1** os limites das dimensões, maiores detalhes estão abordados na Aula 4 - Análise Granulométrica dos Solos.

Tabela 1 - Dimensões dos grãos dos solos conforme ABNT NBR 6502 (1995)

Fração	Limites definidos (mm)
Matacão	$200 < \phi < 1000$
Pedra de mão	$60 < \phi < 200$
Pedregulho	$2 < \phi < 60$
Areia grossa	$0,6 < \phi < 2$
Areia média	$0,2 < \phi < 0,6$
Areia fina	$0,06 < \phi < 0,2$
Silte	$0,002 < \phi < 0,06$
Argila	$\phi < 0,002$

No caso de a rocha madre ser, por exemplo, um basalto em clima tropical, de invernos secos e verões úmidos, a decomposição se faz, principalmente, pelo ataque químico das águas aciduladas aos plagioclásios e outros elementos melanocráticos, dando como resultado predominantemente argilas. Não apareceria neste solo a fração areia, pois o basalto não contém quartzo, mas aparecem, em pequenas porcentagens, grãos de óxidos de ferro, muitas vezes sob a forma de magnetita. É o caso da terra roxa, do interior Centro-Sul do Brasil, que é predominantemente uma argila vermelha.

Os micaxistos, rochas do pré-cambriano brasileiro, onde a mica é um mineral predominante, dão origem aos chamados solos micosos — com grande predominância de palhetas de mica, entre os grãos de tamanho das areias e siltes, e com menor ou maior porcentagem de argilo-mineral proveniente da alteração de certas espécies de mica.

Os arenitos, das formações sedimentares brasileiras do paleozoico ao cretáceo, são origem de um solo essencialmente arenoso, pois não existem feldspatos ou micas em sua composição. O elemento que altera é o cimento que aglutina os grãos de quartzo. Quando esse cimento é silicoso - forma-se um solo residual extremamente arenoso. Quando o cimento é argiloso aparece no solo residual de arenito uma

<sup>2</sup> As dimensões de pedregulho e dos demais materiais apresentados nesse parágrafo diferem das encontradas no livro do Prof. Milton Vargas. A Tabela 01 também não faz parte.

pequena porcentagem de argila, a qual, muitas vezes, é extremamente ativa — comunicando ao solo residual uma espécie de coesão tanto maior quanto mais seco estiver o solo. É por isso que tais solos, embora eminentemente arenosos, muitas vezes podem ser cortados verticalmente em alturas consideráveis, como se fossem argilas.

### 1.3 - Transporte

*Transporte e sedimentação por um agente transportador: desde a simples gravidade, que faz cair as massas de solo e rocha ao longo dos taludes, até uma enxurrada, por exemplo, que carrega o material constituinte dos solos residuais acima descritos. Nas escarpas abruptas, como as da Serra do Mar, os mantos de solo residual com blocos de rocha podem escorregar, sob a ação de seu próprio peso, durante chuvas violentas, indo acumular-se ao pé do talude em depósito de material detrítico, geralmente fofo, formando os "talus". Tais depósitos são formados por grãos de tamanho muito variável, inclusive blocos de rocha. Em geral, os grãos de argila são levados pela enxurrada e carregados pelas ribeiras que descem a serra. Tais "talus" são sujeitos a movimento de rastejo (expansões e contrações periódicas, pelo efeito de temperatura, que resultam num lento movimento talude abaixo). Esse é o transporte por gravidade ou coluvial<sup>3</sup>.*

Mas, nem todo transporte coluvial é tão violento, muitas vezes uma topografia suavemente ondulada é o resultado de erosão no topo dos morros de solo residual profundamente alterado e deposição coluvial nos vales. Esse é o caso do planalto brasileiro, onde ocorrem camadas recentes de solo coluvial fino sobre solo residual de material semelhante.

É bom, entretanto, lembrar que a grande maioria desses depósitos sofreu uma evolução pedológica posterior a sua deposição. Assim, é melhor incluí-los na classe dos solos de "evolução pedológica" comumente chamados, entre nós, de "porosos".

A semelhança, geralmente, é tanta entre o colúvio superior e o solo residual inferior que é difícil distingui-los. Entretanto, é comum entre os dois aparecer uma camada de pedregulho que delimita o seu contato.

Quando o transporte é feito por grandes volumes de água, aparecem os solos aluviais<sup>4</sup> que, quando recentes, formam os terraços aluvionais das margens e as planícies recentes dos deltas dos grandes rios. A princípio as grandes torrentes carregam consigo todo o detrito das erosões, mas logo depositam os grandes blocos e depois os pedregulhos. Ao perder sua velocidade e, portanto, sua capacidade de carrear os sedimentos, os grandes rios passam a depositar as camadas de areia e, em seguida, os grãos de menor diâmetro, formando os leitos de areia fina e silte. Finalmente, somente os microcristais de argila permanecem em suspensão nas grandes massas de água dos lagos ou das lagoas próximas ao mar. A sedimentação da argila dá-se, então, ou por floculação das partículas em suspensão, devido à neutralização de suas cargas elétricas de mesmo sinal, pelo contato com água salgada do mar, ou por efeito da radiação solar nas águas doces dos lagos interiores.

Assim a enxurrada e as águas dos rios em seu caminho para o mar transportarão os detritos de erosão e os sedimentarão em camadas, na ordem decrescente de seus diâmetros. Inicialmente sedimentam-

---

<sup>3</sup> Colúvio: Sedimentos soltos e não consolidados depositados no sopé de encostas, transportados principalmente pela ação da gravidade (movimentos de massa).

<sup>4</sup> Aluvião: Depósito de cascalhos, pedregulhos, areias siltes e/ou argilas, que se forma junto as margens ou a foz dos rios, provenientes do trabalho erosivo das águas das chuvas e do próprio rio nas regiões mais altas da sua bacia de contribuição. (NUVOLARE, 2013)

se as camadas de pedregulhos, depois as de areias e siltes e, por fim, a camada de argila. Essas camadas constituem os solos transportados aluvionares, formando o seu conjunto, "ciclos de sedimentação". Em cada camada predominam, ordenadamente, os tamanhos de grãos correspondentes aos pedregulhos, areias, silte e argila.

Os termos pedregulho, areia, silte e argila têm, portanto, três significados diferentes, em Mecânica dos Solos. Em primeiro lugar denotam espécies mineralógicas diferentes; em segundo, "frações de solo" com tamanhos de grãos diferentes; e, em terceiro, "camadas" de solo. O termo argila não pode ter, em Mecânica dos Solos, o significado de rocha que tem em Geologia, pois se referirá sempre a um solo. Uma camada de argila que exigisse dinamite para seu desmonte seria chamada de argilito. Assim, um pedregulho é aquele solo no qual o tamanho dos grãos é superior a 2 mm; mas é também a camada onde predomina a "fração" pedregulho. Na fração de solo areia, a espécie mineralógica é, comumente, o quartzo, e na camada de areia predominam os grãos do tamanho da fração areia. Nos solos argilosos, *entretanto*, não é necessariamente a fração de argila dominante que os caracteriza. É possível que um solo tenha adquirido um caráter argiloso pela presença de uma fração de argila que, embora não predominante, é suficientemente ativa para emprestar ao solo plasticidade e coesão típica das argilas.

*Transporte eólico* — nas regiões desérticas, ou ao longo das praias oceânicas, ventos fortes sopram sobre as areias e as carregam indo depositar seus grãos mais além dos montículos ou dunas. Como a direção dos ventos é cambiante as camadas depositadas não têm sempre a mesma orientação. Esse é o fenômeno da "estratificação cruzada" que caracteriza os depósitos eólicos. Outra característica é a uniformidade dos grãos de tais depósitos de areia, pois a força do vento seleciona muito mais do que a água, os pesos dos grãos que podem ser transportados.

Há que considerar aqui a sedimentação subeólica das praias, onde concorrem tanto a água como o vento, da qual resulta também, e mais nitidamente, a "estratificação cruzada".

As partículas muito finas de areia podem ser levadas muito altas pelos ventos e depositadas a distâncias muito grandes. Os depósitos eólicos de tal natureza são chamados de "loess".

*Formação dos solos orgânicos* — dá-se ou pela impregnação de matéria orgânica em sedimentos pré-existentes, ou pela transformação carbonífera de materiais, geralmente, de origem vegetal contida no material sedimentado, ou, ainda, pela absorção no solo de carapaças de moluscos, diatomáceas ou infusórios. Nos dois primeiros casos estarão os solos orgânicos e, no último, as camadas de fragmentos calcáreos de origem animal e os solos diatomáceos.

Os solos orgânicos são de muito maior importância técnica que os depósitos de fragmentos calcáreos e as terras diatomáceas. Portanto, eles serão aqui os mais considerados. Uma parte dos produtos da decomposição da matéria orgânica é um produto escuro e relativamente estável que impregna os solos orgânicos: o húmus. Por ser facilmente carregado pela água, em solução ou suspensão, o húmus só impregna permanentemente os solos finos: as argilas e os siltes e, em menor extensão, as areias finas. Existem, assim, argilas, siltes ou areias finas orgânicas. São os solos de cor escura das baixadas litorâneas ou das várzeas dos rios interioranos. Mas não existem areias grossas ou pedregulhos orgânicos, pois sua alta permeabilidade permite velocidades de percolação d'água suficientemente grandes para carrear toda matéria orgânica estável.

Quando a matéria orgânica provém da deposição sobre o solo de grande quantidade de folhas, caules e troncos de florestas há um processo insipiente de carbonificação. Então forma-se um solo fibroso essencialmente de carbono, que se chama "turfa". A diferença entre argilas e siltes orgânicos e a turfa está em que as primeiras são mais pesadas, pois que a turfa, constituída de grandes teores de carbono, é

de densidade específica menor. Por outro lado, a turfa é combustível quando seca e os solos orgânicos não o são.

#### **1.4 - Evolução Pedogenética**

*Evolução pedogênica* — por esse nome se agrupa uma complexa série de processos físico-químicos e biológicos que governam a formação dos solos da agricultura. Em essência esses processos compreendem a lixiviação do horizonte superficial e concentração de partículas coloidais no horizonte profundo, e, além disso, a impregnação com húmus do horizonte superficial. A camada de solo que sofre esse processo, toma na engenharia o nome de "solo superficial", o qual tem escasso interesse técnico somente nos casos em que é de pequena espessura.

Entretanto, de grande valor técnico, para nós, são as camadas de "solos porosos", cuja formação se deve a uma evolução pedogênica em clima tropical de alternâncias secas, no inverno, e extremamente úmidas, no verão, resultando dessa evolução, na maioria dos casos, os solos lateríticos. Tais solos têm espessuras que podem atingir mais de 10m e recobrem extensas zonas do Brasil Centro-Sul. São solos de granulometria arenosa, porém, não raro, são argilosos — como é o caso das argilas vermelhas porosas dos espigões da Cidade de São Paulo.

Um terceiro tipo de solo de natureza pedogênica são os pedregulhos lateríticos — ou, simplesmente, as lateritas — cuja importância técnica é cada vez maior, em enormes zonas do país, para a construção de bases rodoviárias. São concreções formadas em clima de profunda alternância de estações secas e úmidas.

#### **1.5 - O Perfil do Solo**

Denomina-se perfil do solo a seção vertical que, partindo da superfície do terreno, aprofunda-se até onde chega a ação do intemperismo, na maioria das vezes, uma série de camadas dispostas horizontalmente, denominadas de horizontes, paralelas à superfície do terreno, que possuem propriedades resultantes dos efeitos combinados dos processos de formação do solo (pedogênese). A natureza e o número de horizontes variam de acordo com os diferentes tipos de solo. Os solos geralmente não possuem todos esses horizontes bem caracterizados, entretanto, pelo menos possuem parte deles. Apresenta-se na Figura 1 um perfil hipotético de um solo.

Figura 1 - Perfil hipotético de um solo

		Pedologia	Codificação	Horizonte	Descrição
Solo Superficial	Solo	Zona de Eluviação <sup>1</sup>	O		Horizonte rico em matéria orgânica (turfa)
			A		Horizonte com acúmulo de matéria orgânica de coloração escura
Subsolo	Solo	Zona de Eluviação <sup>1</sup>	AB		Horizonte com transição para B com semelhança ao Horizonte A
			BA		Horizonte com transição para A com semelhança ao Horizonte B
		Zona de Iluviação <sup>2</sup>	B		Horizonte com grande acumulação iluvial <sup>2</sup> ou concentração relativa de argila e de óxidos, relativa a gênese do solo
			BC ou CB		Horizonte transicional para C
			C		Horizonte com grande parcela de rocha parcialmente decomposta, correspondente ou não ao solo originário
		R		Rocha madre	

(1) Eluviação - migração de materiais como: argilas, sesquióxidos e carbonatos de uma camada para outra

(2) Iluviação - acúmulo de materiais do solo dissolvidos ou suspensos em um horizonte como resultado de eluviação de outro

- Horizonte O** Camada orgânica superficial. É constituído por detritos vegetais e substâncias húmicas acumuladas na superfície, ou seja, em ambientes onde a água não se acumula (ocorre drenagem). É bem visível em áreas de floresta e distingue-se pela coloração escura e pelo conteúdo em matéria orgânica (cerca 20%).
- Horizonte A** Camada mineral superficial adjacente à camada B ou camadas transacionais. É o horizonte onde ocorre grande atividade biológica o que lhe confere coloração escurecida pela presença de matéria orgânica. Existem diferentes tipos de horizontes A, dependendo de seus ambientes de formação. Esta camada apresenta maior quantidade de matéria orgânica que os horizontes subjacentes B e C.
- Horizonte AB** Camada transacional entre os horizontes A e B com evidência do horizonte A, trata-se um horizonte de difícil detecção, entretanto, ocorrem em perfis de solo maduro.
- Horizonte BA** Camada transacional entre os horizontes A e B com evidência do horizonte B, da mesma forma que o horizonte AB trata-se um horizonte de difícil detecção, entretanto, ocorrem em perfis de solo maduro.
- Horizonte B** Camada mineral situada mais abaixo do horizonte A, ou horizontes transacionais AB ou BA. Apresenta menor quantidade de matéria orgânica, e acúmulo de compostos de ferro e argilo minerais. Ocorre concentração de minerais resistentes, como quartzo em pequenas partículas (areia e silte). É o horizonte de máximo acúmulo, com bom desenvolvimento estrutural.
- Horizonte C** Camada mineral de material não consolidado, ou seja, por ser relativamente pouco afetado por processos pedogenéticos, normalmente, esse horizonte apresenta

características da rocha madre, é comum encontrar blocos de rocha tanto em processo de alteração como não.

**Horizonte R** Camada mineral de material consolidado, que constitui substrato rochoso contínuo ou praticamente contínuo, a não ser pelas poucas e estreitas fendas que pode apresentar (rocha).

A presença dos vários tipos de horizontes mencionados está condicionada a formação e evolução do solo que o regulam. Como as condições variam de acordo com as circunstâncias dos ambientes (material de origem, vegetação, clima, relevo, tempo) o tipo e número de horizontes de um perfil de solo são diferentes.

A estrutura geológica é extremamente importante na formação dos recursos minerais, além de estabelecer uma grande influência na consolidação dos relevos e automaticamente do solo. Para compreender a estrutura geológica de um lugar é preciso analisar e conhecer os tipos de rochas presentes no local. Rocha é a união natural de minerais, compostos químicos definidos quanto à sua composição, podem ser encontrados no decorrer de toda a superfície terrestre. Estão apresentados nas Figuras 02 a 08 alguns exemplos de minerais: quartzo, grafita, calcita, mica, talco, feldspato e o diamante.

Figura 2 - Quartzo



Figura 3 - Grafita



Figura 4 - Calcita



Figura 5 - Mica



Figura 6 - Talco



Figura 7 - Feldspato



Figura 8 - Diamante



A norma ABNT NBR 6502 - ROCHAS E SOLOS define os termos relativos aos materiais da crosta terrestre, rochas e solos, para fins de engenharia geotécnica de fundações e obras de terra

Ígnea ou magmática Nome dado a qualquer tipo de rocha que provém de solidificação de materiais em fusão denominados magmas.

Nota: São classificadas quanto à profundidade de origem em:

a) *plutônica*:

Rocha ígnea formada em grandes profundidades, possuindo textura grossa a média. Por exemplo: **diorito, gabro, sienito**;

b) *extrusiva ou vulcânica*:

Rocha ígnea formada pelo extravasamento do magma na superfície terrestre. Por exemplo: **basalto, riólito, tufo**;

c) *Hipo abissal*:

Rocha ígnea originada em profundidades intermediárias entre as plutônicas e as vulcânicas, tendo ocorrência em forma tabular (dique), camada (soleira) ou filonar. Por exemplo: **apito, diabásio, pegmatito**.

Metamórfica - Rocha proveniente de transformações sofridas por qualquer tipo de rocha preexistente que foi submetida à ação de processos termodinâmicos de origem endógena, os quais produziram novas texturas e novos minerais que geralmente se apresentam orientados. Por exemplo: **gnaisse, xisto, filito**.

Sedimentar - Rocha originada pela consolidação de:

- a) detritos de outras rochas que foram transportados, depositados e acumulados. São denominadas detríticas ou clásticas. Por exemplo: **argilito, sal-gema, argilito**.
- b) produtos de atividade orgânica, atividade bioquímica ou precipitação química por evaporação.

Nota: Em todos os casos tem-se geralmente a formação de estratos ou camadas. As detríticas são classificadas de acordo com a granulometria (por exemplo: arenito, siltito, argilito, folhelho,

etc.) e as outras, de acordo com sua composição química (por exemplo: carvão mineral, gipsita, evaporito e calcário, etc.).

As mais antigas rochas são as do tipo ígneas e metamórficas, que surgiram respectivamente nas eras: Pré-Cambriana e Paleozoica. Essas rochas são denominadas de cristalinas, por causa da cristalização dos minerais que as formaram. Apresenta-se na **Figura 9** a escala do tempo geológico.

Figura 9 - Escala do tempo geológico

Eon	Era	Período	Época	Milhões de anos	Principal evento
Fanerozóico	Cenozóico	Quaternário	Recente	0,01	
			Pleistoceno	1,6	← Aparecimento do homem
		Terciário	Plioceno	5,3	
			Mioceno	23,7	
			Oligoceno	36,6	
			Eoceno	57,8	
			Paleoceno	66	← Extinção dos dinossauros
	Mesozóico	Cretáceo	144		
		Jurássico	208		
		Triássico	245	← Mamíferos Separação do Pangéa	
	Paleozóico	Permiano	286	← Dinossauros	
		Carbonífero	360	← Répteis	
		Devoniano	408	← Anfíbios	
		Siluriano	438	← Plantas terrestres	
		Ordoviciano	505	← Peixes	
Pré-Cambriano	Proterozóico	Cambriano	570		
			2500	← Moluscos	
	Arqueano		3800	← Primeiro registro de vida	
				4600	

Ao contrário das outras, as rochas sedimentares são de formações mais recentes, da era Paleozoica à Cenozoica. Essas são encontradas em aproximadamente 5% da superfície terrestre.

Dessa forma, os minerais e as rochas compõem uma parcela primordial da litosfera, que corresponde ao conjunto de elementos sólidos que formam os continentes e as ilhas.

#### Questionário

- 1 O que é alteração de rocha?
- 2 Como se dá o fenômeno de alteração?
- 3 Que tipo de solo pode-se esperar da alteração da rocha de basalto?
- 4 Descreva o processo de alteração do granito?
- 5 Por que se utiliza a denominação de solo residual?
- 6 Qual a definição de solo para fins rodoviários?
- 7 Por que o intemperismo nos trópicos foi mais acentuado?
- 8 A rocha de arenito após o processo de alteração resulta em que tipo de solo, por quê?
- 9 O que caracteriza um solo transportado?
- 10 O que são solos sedimentares?
- 11 Defina evolução pedológica.
- 12 O que são *loess*?
- 13 Quais as principais diferenças entre solos orgânicos e a turfa?
- 14 O que são rochas ígneas ou magmáticas?
- 15 O que são rochas sedimentares?
- 16 O que são rochas metamórficas?
- 17 Defina um perfil de solo maduro.
- 18 Qual a importância dos materiais dos horizontes O e A para obras civis?

### **1.6 - História da Mecânica dos Solos - (breve relato)**

O prof. Karl Terzaghi, nasceu em 1883, na Cidade de Praga, Capital da Antiga Tcheco-Eslováquia, doutorou-se em Tecnologia em 1912 na Áustria. Em 1925 publicou o seu principal livro: "Erdbaumechanik". Com essa publicação muitos autores consideram o nascimento da MECANICA DOS SOLOS, que até então, os conhecimentos sobre os solos eram relativamente incipientes e não apontavam para uma orientação de conceitos de aplicação, assim, após a publicação constituiu um marco, pois, trazia uma nova orientação a ser seguida no estudo do comportamento dos solos. Tratava a mecânica dos solos como uma mecânica dos sistemas constituídos por uma fase sólida granular e outra fluída. Princípios fundamentais, dos quais até hoje considerados.

O Primeiro Congresso Internacional de Mecânica dos Solos foi realizado em 1936, nessa ocasião os conceitos abordados pelo prof. Terzaghi foram consagrados de maneira definitiva.

A mecânica dos solos no Brasil antes de 1938 resumia-se em artigos publicados em revistas técnicas de uma tese apresentada na Congregação da Escola Nacional de Engenharia, atual UFRJ - Universidade Federal do Rio de Janeiro.

No início de 1938, foi instalado o 1º laboratório de Mecânica dos Solos, no IPT - Instituto de Pesquisas Tecnológicas em São Paulo. Posteriormente foram instalados laboratórios no norte do país e em 1942 mais três laboratórios foram instalados no Rio de Janeiro.

A mecânica dos solos passa a assumir um papel cada vez mais importante no Brasil com a criação da ABMS - Associação Brasileira da Mecânica dos Solos em 1950. Para a área de pavimentação temos a criação da ABPv - Associação Brasileira de Pavimentação em 1959. Associações que até hoje exercem papel fundamental para o desenvolvimento tecnológico na área de solos no Brasil.

#### **Bibliografia**

**VARGAS, M. Introdução À Mecânica dos Solos. São Paulo, Ed. McGraw-Hill, 1977.**

**Nuvolare, Ariovaldo. Dicionário de saneamento ambiental. São Paulo, Ed. Oficina de textos, 2013**

**ABNT. NBR 6502: Rochas e solos - Terminologia, Rio de Janeiro, 1995. 18p.**

## **AULA 2 - PREPARO DE AMOSTRAS DE SOLOS PARA ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO**

Após a coleta do solo (sondagem) e devidamente embalado e identificado em campo, é levado ao laboratório para que sejam providenciados os ensaios pertinentes.

### **2.1 - Preparo da amostra**

Para esses ensaios a norma DNER ME 41/94 *Solo - preparação de amostras para ensaios de caracterização* e ABNT NBR-6457 *Amostras de solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Essas normas preconizam os procedimentos necessários para preparo das amostras de solo que serão conduzidas aos ensaios de compactação e de caracterização, denominados de ensaios preliminares.

A amostra ao chegar ao laboratório é novamente identificada, conforme procedimentos internos do laboratório, em seguida a amostra é esparramada em local coberto e deixa-se a amostra secar até atingir um teor de umidade (quantidade de água) bastante baixo, denominado de umidade higroscópica. A secagem pode também ser feita com auxílio de fonte de calor desde que essa fonte não exceda a 60°C.

Após a secagem a amostra é destorroada com o auxílio do almofariz e a mão de gral recoberta com borracha de maneira a reduzir o tamanho dos grãos de grumos do solo.

#### **2.1.1 - Preparo da amostra para compactação (ABNT NBR 6457 1986)**

Passa-se o solo seco e destorroado pelo quarteador de amostras, desprezando as frações com diâmetro superior a 76,2 mm e destinar as quantidades<sup>5</sup> necessárias para o ensaio de compactação conforme as características que seguem:

- Desprezar o material retido na # n 4 (4,76 mm de abertura) quando inferior a 7 % da massa da amostra;
- Quantidade superior a 7% de material retido na # acima, passar o material pela # 3/4" (19,1 mm de abertura) e observar as seguintes condições:
  - Desprezar o material retido na # 3/4" quando apresentar massa inferior a 10%;
  - Quantidade superior a 10% deve-se substituir a massa retida na # 3/4" com massa de igual valor, por material com fração compreendida entre as #s 3/4" e 4,76 mm;
  - Quantidade de material retido na # 3/4" superior a 30%, não ensaiar por esse procedimento.

#### **2.1.2 - Preparo da amostra para caracterização**

Passa o solo pelo quarteador de solos até se obter as quantidades de:

---

<sup>5</sup> Quantidades especificadas pelos procedimentos de ensaio de compactação, como volumes de cilindros e ensaios com reuso ou sem reuso de material.

- 1.500 g (sens. 5g) para solos argilosos e siltosos e,
- 2.000g (sens. 5g) para solos arenosos.

Passa essa amostra pela peneira n. 10 (# 2,00mm de abertura) tomando-se o cuidado, caso necessário, de submeter a mostra novamente ao almofariz com a mão de gral, nessa operação somente os grumos de solos serão destorroados e deve-se tomar o cuidado de não quebrar grãos de areia ou pedregulhos, isso altera a granulometria da amostra.

### 2.1.2.1 - Preparo da amostra para granulometria com sedimentação, umidade higroscópica e densidade dos grãos

Da fração retida da amostra passada pela peneira n. 10 é lavada a fim de ser removido todo material eventualmente aderido aos grãos, seco em estufa com temperatura entre 105 °C e 110 °C até constância de peso. Após secagem o material é submetido ao peneiramento grosso.

Da fração que passa na peneira n. 10 é novamente quarteada a fim de ser obter uma quantidade de cerca de 400 g distribuídas para os seguintes ensaios:

- 50 g para determinação da umidade higroscópica
- 250 g para ensaios de densidade dos grãos
- 70 g ou 120 g, conforme o tipo de solo se: argiloso/siltoso ou arenoso para o ensaio de granulometria com sedimentação.

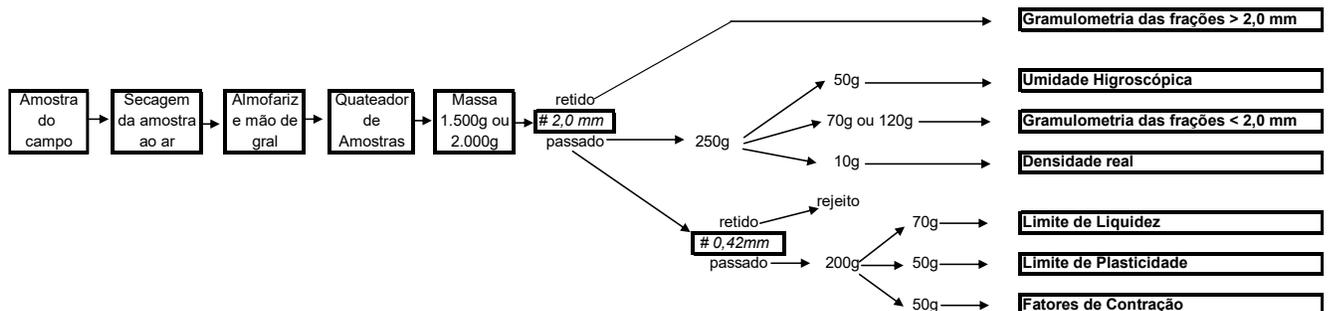
### 2.2.2 - Preparo da amostra para ensaios de Limites de Atterberg.

Da quantidade que sobrou do item 2.1.2.1 passa o solo pela # n. 40 (0,42mm de abertura) com auxílio do almofariz e mão de gral até se obter uma quantidade de cerca de 150g destinado aos seguintes ensaios com cerca de:

- 70g para o ensaio de limite de liquidez e,
- 50g para o ensaio de limite de plasticidade

Apresenta-se na **Figura 10**, esquematicamente, o roteiro do preparo de amostras de solo para os ensaios de caracterização: granulometria, densidade real e limites de Atterberg.

Figura 10 - Roteiro esquemático de preparo de amostras de solo para ensaios de caracterização.



#### Bibliografia

DNER, 041 - Solo - preparação de amostras para ensaios de caracterização, Rio de Janeiro, 1994.

**ABNT. NBR-6457, Amostras de solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização, Rio de Janeiro 1986.**

Questionário

- 1) O que significa um solo estar com o teor de umidade correspondente a umidade higroscópica?
- 2) Por que se devem destorroar os grumos de solos com auxílio de uma mão de gral revestida com borracha?

## AULA 3 - ÍNDICES FÍSICOS

### 3.1 - Introdução

Como evidenciado na aula 1, solo é todo material natural, sob água ou não, da crosta terrestre, escavável por meio de pá, picareta, escavadeiras etc., sem necessidade de explosivos e que servem de suporte, são arrimados, escavados ou perfurados e utilizados nas obras da Engenharia Civil. Tais materiais, por sua vez, reagem sob as fundações e atuam sobre os arrimos e coberturas, deformam-se e resistem a esforços nos aterros e taludes, influenciando as obras segundo suas propriedades e comportamento. O estudo teórico e a verificação prática dessas propriedades e atuação é que constituem a Mecânica dos Solos. É essa última, portanto, um ramo da Mecânica, aplicada a um material pré-existente na natureza.

Para melhor entendimento podemos dividir o estudo das propriedades dos solos em dois grupos, solos indeformados (estado natural) e solos deformados.

Solos indeformados são solos que se apresentam em seu estado natural de ocorrência, os pesos específicos secos desses materiais situam-se entre  $12 \text{ kN/m}^3$  a  $20 \text{ kN/m}^3$ , entretanto, pode-se encontrar valores tanto inferiores como até superiores a esses, porém são mais raros.

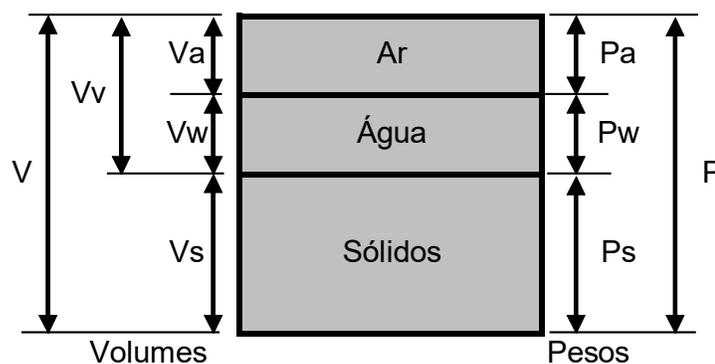
O estudo das propriedades dos solos aplica-se em fundações, estabilidade de taludes, aterros sobre solos moles, barragens de terra e enrroncamientos, tratamentos de fundações de barragens etc. O comportamento de um solo natural depende da relação entre suas três fases: partículas sólidas, água e ar. Diversas relações, normalmente são empregadas para expressar as proporções entre elas. Assim, só parte do volume é ocupada pelas partículas sólidas, que se acomodam formando uma estrutura. O volume restante é denominado de vazios, entretanto, esses vazios podem estar ocupados por água ou ar. Assim, o solo é constituído de três fases: partículas sólidas, água e ar.

Para solos deformados, objetivo do curso em questão, somente parte das propriedades normalmente utilizadas nos estudos com solos naturais, como: umidade, peso específico aparente seco, saturação e peso específico dos sólidos, serão aqui considerados.

### 3.2 - Índices Físicos Entre Três Fases

Esta apresentada na **Figura 11**, esquematicamente as três fases constituintes do solo, à esquerda estão os volumes ocupados por cada parte e à direita os pesos correspondentes.

Figura 11 - Fases constituintes do solo

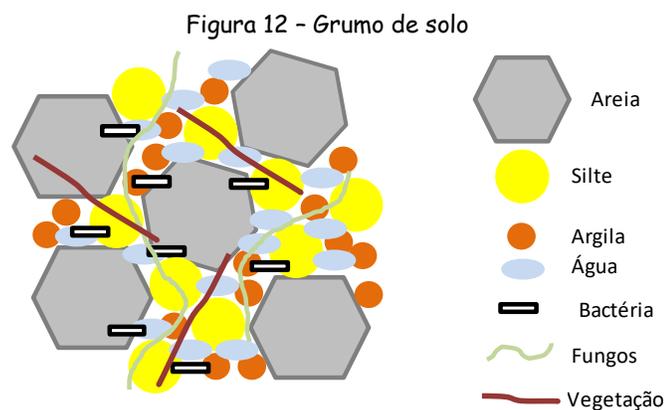


Segundo Prevedello (1996), o solo, para os propósitos da física do solo, pode ser assumido como um sistema multicomponente, integrado pela fase sólida, líquida e gasosa. Essas duas últimas complementares: a máxima presença de uma implica na ausência da outra. A porção do espaço poroso não ocupado pela fase líquida é complementada pela fase gasosa. Portanto, a fase líquida pode estar presente nos poros do solo seja completa ou parcialmente. No primeiro caso, o solo é dito saturado e, no segundo, não saturado. Combinadamente, as fases líquida e gasosa chegam a ocupar uma grande parte do volume de solo e compõem a porosidade total. A fase sólida é constituída de partículas minerais, na grande maioria, e de substâncias orgânicas. Esses compostos orgânicos e os minerais sólidos são de várias formas, tamanhos e composições químicas e constituem o que se chama de matriz do solo. Assim, as quantidades de água e ar podem variar. A evaporação faz a água diminuir, substituindo o volume, ora ocupado pela água, ser substituído por ar; a compressão do solo pode provocar a saída de água e ar, reduzindo o volume de vazios. O solo, no que se refere às partículas que o constituem, permanece o mesmo, mas seu estado se altera. As diversas propriedades do solo dependem do estado em que as três fases se encontram. Quando diminui o volume de vazios, por exemplo, a resistência aumenta.

A seguir serão apresentadas correlações existentes entre as três fases constituintes do solo. Como mencionado acima, essas correlações se aplicam a estudos de aterros sobre solo mole, estabilidade de taludes etc. e o objetivo desse curso é a utilização do solo como amostras deformadas, ou seja, o emprego do solo como camada de pavimento assim, será dada ênfase ao longo do curso, somente algumas correlações apresentadas a seguir.

### 3.3 - Água no solo

O solo é um conjunto de vários elementos, quanto às parcelas de materiais sólidos constituintes, será melhor abordado na aula 04 - Análise Granulométrica dos Solos. Note-se que, além das partículas de sólidos graúdos, grãos com diâmetros maiores que 0,075 mm (areia, pedregulhos etc.) e grãos menores: silte e argila têm-se também a água e alguns elementos esporádicos como fungos além da presença de vegetação (caules e raízes de plantas). A presença de material orgânico no solo é sem dúvida de maior interesse da Pedologia. A junção das partículas sólidas com a água, a vegetação e os fungos, denomina-se grumo de solo, (Figura 12).

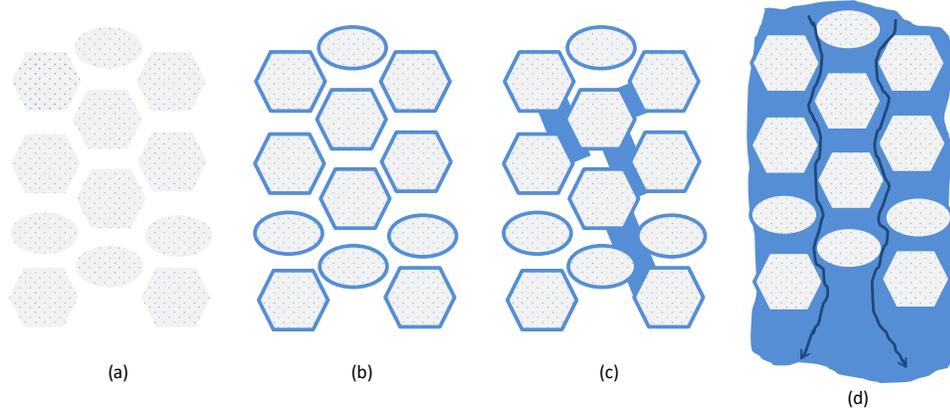


A presença e, principalmente, a quantidade de algum desses elementos no solo acaba por caracterizá-lo quanto às suas potencialidades. Por exemplo, um solo com grande parcela de areia, normalmente, apresenta-se com características arenosas, estando esse atributo associado ao tipo desse mineral presente no solo, ainda, um solo com presença acentuada de matéria orgânica, denominados de solos orgânicos, tem pouco interesses para obras de pavimentação, exceto para reposição ambiental.

A água pode ocorrer no solo de várias maneiras conforme é apresentado na **Figura 13**, a saber:

- ✓ água de cristalização (constituição),
- ✓ água higroscópica,
- ✓ água capilar e,
- ✓ água livre ou gravitacional

Figura 13 - Formas de presença da água no solo



Água de cristalização - alguns minerais possuem em sua cristalização moléculas de água que, para a sua remoção, normalmente, exige-se elevadas temperaturas. Normalmente, a extração da água de cristalização desses minerais acaba por alterá-los significativamente, (Figura 13(a)).

Água higroscópica - é parcela de água que fica aderida aos grãos dos sólidos por forças atrativas de *Van der Waals*. Quando uma amostra de solo é seca ao ar até atingir uma umidade relativamente baixa, essa umidade é denominada de umidade higroscópica, (Figura 13(b)), conceito melhor abordado a no item 3.3.1.

Água capilar - porção de água que preenchem os micros poros (capilares) do solo, difere-se da água higroscópica pela maior quantidade e pelo fato de se manterem no solo não mais pela força do dipolo elétrico e sim pela capilaridade dos grãos do solo, (Figura 13(c)).

Água livre ou gravitacional - água que se move entre os grãos do solo pela ação da gravidade. Aplicam-se as leis da permeabilidade para essa condição, (Figura 13(d)).

### 3.3.1 - Umidade

Símbolo ( $w$ ) - expressa a quantidade de água existente numa dada porção de solo úmido, é a relação entre o peso da água ( $P_w$ ) e o peso de sólidos ( $P_s$ ). Para sua determinação, inicialmente, mede-se o peso de solo úmido ( $P_u$ ), em seguida esse solo úmido é colocado em uma estufa à temperatura de 105°C a 110°C, a água irá evaporar, amostra deverá permanecer na estufa até constância de peso, em seguida, mede-se o peso da porção de solo seco ( $P_s$ ). A diferença entre os dois pesos ( $P_u - P_s$ ) é o peso da água que evaporou e que dividido pelo peso de sólidos ( $P_s$ ) tem-se o teor de umidade, Equação 1.

$$w = \frac{P_w}{P_s} * 100$$

1

Onde  $w$  - teor de umidade (%)

$P_w$  - peso da massa de água (g)

$P_s$  - peso dos sólidos (g)

Trata-se de um procedimento de ensaio mais utilizado em laboratório de solo. Os valores médios de teor de umidade normalmente encontrados situam-se entre 10% e 40%, estando a umidade intimamente relacionada com a superfície específica do solo.

Para a determinação do teor de umidade o solo deve ser colocado em cápsulas, normalmente, de alumínio, é comum denominá-las de tara.

Exemplo	Cápsula número	(n.)	45
	Cápsula (massa da cápsula - tara)	(g)	25,76
	Cápsula + Peso úmido ( $C_{ap} + P_u$ )	(g)	75,67
	Cápsula + peso de sólidos ( $C_{ap} + P_s$ )	(g)	70,82
	Peso da água ( $P_w$ )	(g)	4,85
	Peso dos sólidos ( $P_s$ )	(g)	45,06
	Teor de umidade	(w)	10,7%

Observe-se que o peso da (cápsula + Peso úmido) menos o peso da (cápsula + Peso dos sólidos) é a quantidade de água contida no solo e o peso da (cápsula + Peso dos sólidos) menos o peso da cápsula é o peso de sólidos. Deve-se expressar o resultado com uma casa após a vírgula.

Cuidados especiais devem ser tomados quando se está extraíndo a umidade de solos orgânicos, com efeito, a presença de matéria orgânica no solo tem seu peso alterado quando em contato com temperatura da estufa acima, nessas condições, utiliza-se a estufa a 60°C. Nessa temperatura a amostra demora mais tempo para atingir a constância de massa.

A norma ABNT NBR 13600 1996 *Solo - Determinação do teor de matéria orgânica por queima a 440 °C* prescreve o procedimento para a determinação do teor de matéria orgânica existente no solo, observe-se que, a temperatura para a queima de toda a matéria deve ser elevada. Quando se coloca o solo orgânico em contato com temperatura de 110 °C somente uma parcela pequena da matéria orgânica é queimada, o que é de difícil controle e acaba por alterar a determinação do teor de umidade. Para esses solos deve-se utilizar a temperatura de 60°C para se extrair o teor de umidade.

### 3.4 - Massa Específica Aparente Seca

Símbolo ( $\gamma_s$ ) - unidade ( $kN/m^3$ ), é a relação entre o peso dos sólidos e o volume ocupado pelos sólidos. O volume considerado inclui os vazios entre os grãos dos sólidos. Os valores deverão ser expresso com 3 algarismos significativos.

Como se trata de massa e massa tem o grama (g) como unidade no sistema internacional de medidas (SI), logo, temos massa específica aparente seca e  $g/cm^3$  como unidade. Utiliza-se também peso e peso é a massa x a aceleração da gravidade temos a unidade kN no sistema internacional de medidas (SI), assim, peso específico aparente seco temos o  $kN/m^3$  como unidade. Ainda existe a densidade relativa que é expressa em relação a massa específica aparente da água, logo, não se utiliza unidade para densidade. Nessas notas de aula será utilizado o termo: massa específica aparente seca, com unidade ( $g/cm^3$ ).

$$\gamma_s = \frac{P_s}{V}$$

2

Onde:  $\gamma_s$  massa específica aparente seca (g/cm<sup>3</sup>)  
 $P_s$  = peso dos sólidos (g)  
 $V$  = volume total (cm<sup>3</sup>)

### 3.4.1 - Fator de Conversão

Conforme exposto no item 3.3 o teor de umidade de um solo é a relação entre o peso da água contida nele pelo peso de sólidos  $e$ , como essa relação não é sobre a peso total (peso de sólidos + peso da água) mas somente sobre o peso de sólidos ( $P_s$ ), para transformação de massa úmida em massa seca aplica-se o fator de conversão (FC), Equações 4 e 9:

$$w\% = \frac{P_w}{P_s} = \frac{P_u - P_s}{P_s} \rightarrow P_s * w = P_u - P_s \rightarrow P_s * w + P_s = P_u \rightarrow P_s(1 + w) = P_u$$

$$P_s = P_u \frac{1}{1 + w}$$

3

$$FC = \frac{1}{1 + w}$$

4

Desta forma, para se determinar o peso dos sólidos de uma dada amostra de solo úmido deve-se multiplicar o peso úmido da amostra pelo FC, Equação 05.

$$P_s = P_u * FC$$

5

O mesmo raciocínio aplica-se para determinar a massa específica aparente seca ( $\gamma_s$ ), deve-se multiplicar a massa específica aparente úmida ( $\gamma_u$ ) pelo fator de conversão, Equação 08, conforme desenvolvimento abaixo.

$$\gamma_s = \frac{P_s}{V} = \frac{\frac{P_s}{P_s + P_w}}{\frac{P_s + P_w}{V}} = \frac{P_s}{P_s + P_w} \times \frac{P_s + P_w}{V}$$

6

Sabendo-se que o  $P_u$ ,  $P_s + P_w = P_u$  7

Substituindo 05 em 04 temos:

$$\gamma_s = \gamma_u \times \frac{P_s}{P_s + P_w} = \gamma_u \times \frac{1}{1 + w}$$

8

O fator de conversão (FC) é a parcela multiplicativa de  $\gamma_u$  da equação 8.

$$FC = \frac{1}{1+w} \text{ ou } = \frac{100}{100+w\%}$$

9

Desta forma, para se determinar a massa específica aparente seca ( $\gamma_s$ ) de uma dada amostra deve-se multiplicar a massa específica aparente úmida ( $\gamma_u$ ) dessa amostra pelo FC, Equação 10.

$$\gamma_s = \gamma_u * FC$$

10

### 3.5 - Massa Específica dos Sólidos

Símbolo ( $\gamma_d$ ) - unidade ( $\text{kN/m}^3$ ), é a relação do peso dos sólidos ( $P_s$ ) pelo volume dos sólidos ( $V_s$ ), equação 11. Os valores deverão ser expressos com 3 algarismos significativos.

$$\gamma_d = \frac{P_s}{V_s}$$

(11)

Onde:  $\gamma_d$  = massa específica dos sólidos

$P_s$  = peso dos sólidos

$V_s$  = volume dos sólidos

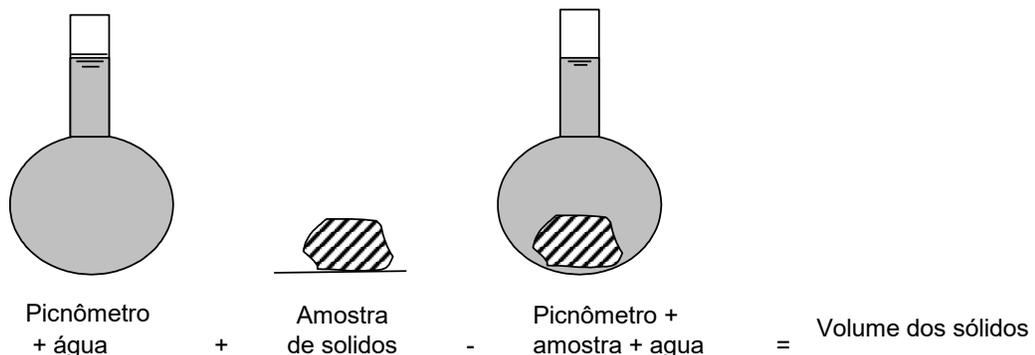
Normalmente, tem-se encontrado outras denominações para massa específica dos sólidos, como: densidade dos grãos, peso específico dos grãos, densidade dos sólidos, dentre outras. Nessa apostila será utilizada o termo: massa específica dos sólidos.

Ensaio de fácil assimilação e de difícil execução. A dificuldade está em obter o volume da amostra, essa, pode ser obtida indiretamente, com pesagem hidrostática, esta apresentada na Figura 14 o esquema do processo do ensaio pelo método do picnômetro.

O ensaio consiste em adicionar uma massa de solo conhecida dentro do picnômetro, adicionar água destilada até que recubra toda a amostra, submeter o conjunto a pressão negativa com bomba de vácuo para eliminar a quantidade de ar, em seguida, completar com água até a marca do menisco e efetuar a medida da massa do conjunto. Conhecendo-se a massa do picnômetro com água até o menisco, o volume da amostra  $V$  é:

$$V = (\text{massa do picnômetro} + \text{água}) + \text{amostra} - (\text{picnômetro com água} + \text{amostra}).$$

Figura 14 - Esquema para obtenção do volume da amostra por pesagem hidrostática



Cuidados necessários para a realização do ensaio, o volume do picnômetro deve estar aferido em função da variação da temperatura, numa faixa de 15 °C a 35 °C para facilitar a execução do ensaio. A norma ABNT 6508/84, especifica que devem ser feitas duas determinações e a diferença entre elas não deve ser superior a 0,02 g/cm<sup>3</sup>. O prof. Façal, em aula prática, recomenda que o detalhe do ensaio está em determinar o local do menisco e que também se devem contar as gotas de água a ser adicionada para que o menisco seja atingido. Outro ponto de ocorrência de erros está em ferver<sup>6</sup> o picnômetro para que o ar seja removido, esse procedimento pode ocasionar a alteração do volume do picnômetro fazendo com que o picnômetro perca a calibração. Os valores, normalmente, encontrados para o quartzo dos grãos de areias é da ordem de 2,65 g/cm<sup>3</sup> já para as argilas situam-se entre 2,65 e 2,80 g/cm<sup>3</sup>.

### Índice de Vazios

Símbolo (*e*), exprime a quantidade de vazios em relação a quantidade de sólidos, equações 12 a 15. Obtém-se indiretamente através de outros índices. Os valores médios situam-se entre 0,5 e 1,5.

$$e = \frac{Vv}{Vs}$$

Equação 12

$$Vv = V - Vs$$

Equação 13

$$e = \frac{(V-Vs)}{Vs}$$

Equação 14

$$e = \frac{v}{Vs} - 1$$

Equação 15

### Porosidade

Símbolo (*n*), a semelhante ao índice de vazios, é relação do volume de vazios pelo volume total. Normalmente se encontra valores entre 30% e 70%. Equação 16

$$n = \frac{Vv}{V}$$

(16)

### Saturação

Símbolo (*S*) indica o grau de saturação do solo, é a relação do volume de água pelo volume de vazios. Solo saturado tem grau de saturação = 100% e se o solo estiver seco = 0%. Sua determinação é feita indiretamente, equação 17. Pode-se também determinar a *S* (equação 18) com base no teor de umidade e na massa específica aparente seca.

$$S = \frac{Vw}{Vv}$$

(17)

$$\gamma_s = \frac{1}{\left(\frac{1}{\gamma} + \frac{w}{S}\right)}$$

(18)

### Massa Específica da Água - ( $\gamma_w$ )

<sup>6</sup> Procedimento semelhante é adotado para determinação da massa específica de agregados utilizados em misturas asfálticas, entretanto, a norma DNIT recomenda que se ferva o picnômetro com a amostra de agregado para eliminar o ar contido nos poros agregado. Nesse caso o picnômetro utilizado é de 500 ml e possui paredes reforçadas e também o vidro é de boro silicato.

Adota-se o valor de  $1,0 \text{ g/cm}^3$ , esse valor varia pouco com a temperatura, entretanto, deve-se considerar essa pequena variação nos ensaios laboratoriais.

Exercícios 1 - Determinar os teores de umidade as massas secas e úmidas e as respectivas massas específicas aparentes secas e úmidas, conforme dados apresentados na tabela abaixo. Utilizar às unidades correspondentes as letras para os cálculos. (preencher todos os campos em aberto):

Determinação do teor de umidade (w) (%)										
Amostra	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
Tara	26,25	30,91		18,45	24,55		28,72	27,87		28,85
Tara + Pu	79,45	90,63	77,63	79,81	81,02	95,54	98,91		117,33	
Tara + Ps	70,31	80,56		71,68			88,71		107,25	80,20
Ps			40,88		44,68			69,87		
Pw			7,74			10,05				
w(%)								15,1	13,4	

Determinação das massas secas (Ps) ou úmidas (Pu) com base nas umidades correspondentes acima										
Amostra	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
Pu (g)	1695,6		1250,5		3695,2	2025,9		7896,5	799,5	2153,0
Ps (g)		1852,0		1963,5	3155,0	1727,0	785,6			1872,2

Determinação das massas específicas ( $\gamma_s$ ) ou úmidas ( $\gamma_u$ ) com base nas umidades correspondentes acima										
Amostra	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
$\gamma_u \text{ (g/cm}^3\text{)}$	1,89				1,65	1,84	1,72			1,82
$\gamma_s \text{ (g/cm}^3\text{)}$		1,78	1,92	1,989				1,59	1,69	

Exercício 2 - Uma caixa de 1,0 m<sup>3</sup> contém uma amostra de solo saturada. A massa de sólidos da amostra Ps = 1356 kg e o solo possui uma massa específica dos sólidos -  $\gamma_d = 2,67 \text{ g/cm}^3$ . Pede-se: w, Ps,  $\gamma_u$ ,  $\gamma_s$ , e, n, S

Dados:	Ps =	1356 kg	Péde-se	Pu	1848 kg
	$\gamma_d$	2,67 g/cm <sup>3</sup>		w	36,3 %
	V =	1 m <sup>3</sup>		$\gamma_s$	1,36 g/cm <sup>3</sup>
				$\gamma_u$	1,85 g/cm <sup>3</sup>
				e	0,97
				n	97 %
				S	100 %

#### Resolução

Volume da amostra	$V_s = P_s / \gamma_d$ $V_s = 1356 / 2670$ $V_s = 0,508 \text{ m}^3$	Massa esp. ap. seca ( $\gamma_s$ )	$\gamma_s = P_s / V$ $\gamma_s = 1356 / 1000$ $\gamma_s = 1,36 \text{ g/cm}^3$
Volume de vazios	$V_v = V - V_s$ $V_v = 1 - 0,508$ $V_v = 0,492 \text{ m}^3$ $V_v = V_w$ (amostra saturada) $P_w = V_w * \gamma_w$ $P_w = 0,492 * 1,0$ $P_w = 0,492 \text{ t} = 492 \text{ kg}$	índice de vazios (e)	$e = V_v / V_s$ $e = 492 / 508$ $e = 0,97$
Umidade (w)	$w = P_w / P_s$ $w = 492 / 1356$ $w = 36,3 \%$	Porosidade	$n = V_v / V$ $n = 0,492 / 1$ $n = 49,2 \%$
		Saturação	$S = V_w / V_v$ $S = 492 / 492$ $S = 100,0 \%$

Ex-3 - Uma porção de amostra de solo tem peso úmido Pu = 285,36g e apresenta teor de umidade w = 7,8%.  $\gamma_d = 2,72 \text{ g/cm}^3$ . Essa amostra esta acondicionada um recipiente cilíndrico com 50 mm de diâmetro e 75 mm de altura, onde ocupa todo o seu volume. Pede-se: Ms,  $\gamma_u$ ,  $\gamma_s$ , e, n, S

Dados:	Pu =	285,36 g	Péde-se	Ps	264,7124 g
	w	7,8 %		$\gamma_s$	1,94 g/cm <sup>3</sup>
	$\gamma_d$	2,72 g/cm <sup>3</sup>		$\gamma_u$	1,80 g/cm <sup>3</sup>
	diâm. do cil. =	50 mm		e	0,51
	Altura do cil. =	75 mm		n	34,6 %
				S	44,7 %

#### Resolução

Peso seco - Ps	$P_s = P_u * F_c$ $P_s = 285,36 * (100 / (100 + 7,8))$ $P_s = 264,71 \text{ g}$	Volume de vazios	$V_v = V - V_s$ $V_v = 147,19 - 97,30$ $V_v = 49,89 \text{ cm}^3$
Volume da amostra	$V = \text{área} * \text{altura}$ $V = (5,0 * 3,1415 / 4) * 7,5$ $V = 147,19 \text{ cm}^3$	índice de vazios (e)	$e = V_v / V_s$ $e = 49,89 / 97,30$ $e = 0,51$
massa esp. ap. úmida ( $\gamma_u$ )	$\gamma_u = P_u / V$ $\gamma_u = 285,36 / 147,19$ $\gamma_u = 1,94 \text{ g/cm}^3$	Porosidade	$n = V_v / V$ $n = 49,89 / 147,19$ $n = 0,34 \%$
Massa esp. ap. seca ( $\gamma_s$ )	$\gamma_s = P_s / V$ $\gamma_s = 264,71 / 147,19$ $\gamma_s = 1,80 \text{ g/cm}^3$	Volume da água	$P_w = w * P_s$ $P_w = 0,078 * 264,71$ $P_w = 20,6 \text{ g}$ $\gamma_w = 1 \text{ g/cm}^3$ $V_w = P_w / \gamma_w$ $V_w = 20,6 / 1$ $V_w = 20,6 \text{ cm}^3$
Volume de sólidos	$V_s = P_s / \gamma_d$ $V_s = 264,71 / 2,72$ $V_s = 97,30 \text{ cm}^3$	Saturação	$S = V_w / V_v$ $S = 20,6 / 49,94$ $S = 41,25 \%$

#### Exercício 4

O teor de umidade de uma amostra de solo saturado é 45%, a massa específica dos sólidos  $\gamma_d = 2,90 \text{ g/cm}^3$ . Calcular o índice de vazios ( $e$ ), porosidade ( $n$ ) e a massa específica aparente seca da amostra ( $\gamma_s$ ). Adotar um  $P_u$  da amostra.

#### Exercício 5

Uma amostra de solo que não está completamente saturada, tem  $P_u$  de 53,4 g e um volume de 36,5  $\text{cm}^3$ , depois de seca em estufa o peso da amostra reduziu para 42,7 g. O  $\gamma_d = 2,69 \text{ g/cm}^3$ . Calcular o grau de saturação ( $S$ ), massa específica aparente seca ( $\gamma_s$ ) e úmida ( $\gamma_u$ ) da amostra.

#### Exercício 6

Um recipiente contém 2  $\text{m}^3$  de areia, o  $\gamma_d = 2,68 \text{ t/m}^3$  e  $P_s = 3.324,0 \text{ kg}$ . Calcular a quantidade de água requerida para saturar a areia do recipiente.

#### Exercício 7

Uma amostra cilíndrica de solo tem 5,0 cm de diâmetro e 10 cm de altura. A massa da amostra em  $P_u = 316,0 \text{ g}$ . Após secagem em estufa apresentou  $P_s = 298,0 \text{ g}$  e não sofreu redução em seu volume. O  $\gamma_d = 2,75 \text{ g/cm}^3$ . Pede-se:  $e$ ,  $n$ ,  $S$ ,  $w$ ,  $\gamma_s$ .

#### Exercício 8

Três porções de mesma amostra, identificadas como A B e C apresentam as informações:

Amostra A	$P_u = 736,5 \text{ g}$	$w = 13,7\%$
Amostra B	$P_u = 467,3 \text{ g}$	$w = 9,4\%$
Amostra C	$P_u = 1080 \text{ g}$	$w = 7,2\%$

As três amostras foram misturadas em uma única embalagem. Qual o teor de umidade resultante?

#### Exercício 9

Um bloco de amostra de solo indeformada, após ter sido extraído em campo, foi envelopado hermeticamente com tecido e parafina, de forma a não perder umidade. O bloco tem  $P_u = 19.567 \text{ g}$  e  $w = 11,6\%$ . No manuseio desse bloco no laboratório, indevidamente, ocorreu uma abertura no invólucro o que ocasionou uma perda de umidade. O bloco apresentou  $P_u = 18,984 \text{ g}$  após a perda de umidade. Qual o teor de umidade final do bloco da amostra de solo?

#### Exercício 10

No preparo de uma amostra úmida de solo o laboratorista adicionou quantidade de água a mais. O  $P_s = 800 \text{ g}$  e a umidade desejada  $w = 12,0\%$ . Após a determinação do teor de umidade, a amostra apresentou teor de umidade de 14,3%. Qual a massa de água que o laboratorista adicionou a mais?

#### Exercício 11

Uma massa de solo úmido tem  $P_u = 5.500 \text{ g}$  e  $w = 1,6\%$ . Deseja-se adicionar água suficiente para que o teor de umidade seja  $w = 13,7\%$ . Qual a massa de água a ser adicionada?

#### Exercício 12

Um corpo de prova de solo com  $P_u = 1.720 \text{ g}$ ,  $w = 9,8\%$  e  $\gamma_d = 2,76 \text{ g/cm}^3$  está sendo compactado em um molde cilíndrico com diâmetro = 100 mm.

O corpo de prova num determinado estágio da compactação denominado de estágio A, apresentou altura de 135 mm. Após sofrer uma nova compactação, denominado de estágio B, apresentou altura de 110 mm. Pede-se:  $\gamma_s$ ,  $\gamma_u$ ,  $e$ ,  $n$ ,  $S$  para ambos os dois estágios.

#### Exercício 13

Qual a massa específica dos grãos de uma amostra de solo sabendo-se que:  $P_s = 89,67$  g,  $P_{ic+água+P_s} = 1321,65$  g e  $P_{ic+água} = 1264,77$  g

#### Exercício 14

Na determinação da massa específica dos grãos de um determinado solo, o resultado foi  $\gamma_d = 2,68$  g/cm<sup>3</sup>. Ocorre que o laboratorista não preencheu o campo com o  $P_s$  da amostra. Sabe-se que  $P_{ic+água+P_s} = 1347,46$  g e  $P_{ic+água} = 1290,00$  g.

#### Exercício 15

Uma massa de solo saturada tem  $P_u = 45$  g e  $w = 45\%$ . Para que essa massa de solo atinja  $S = 50\%$ , qual a massa de água que deve ser removida?

#### Exercício 16

De um corte foram removidos 180.000 m<sup>3</sup> de solo, com um índice de vazios de 1,22. Quantos m<sup>3</sup> de aterro compactado com  $e = 0,76$  poderão ser construídos?

#### Exercício 17

Qual o volume de uma amostra de solo de  $P_s = 480$  kg,  $\gamma_d = 2,74$  g/cm<sup>3</sup>,  $w = 13,6\%$  e  $S = 48\%$ ?

#### Exercício 18

Um grande volume de solo deve ser transportado. O volume no local de origem é de 278.000 m<sup>3</sup> e esse material apresenta massa específica aparente natural ( $\gamma_n$ ) de 1,21 g/cm<sup>3</sup> e  $\gamma_d$  de 2,69 g/cm<sup>3</sup> e apresenta umidade de 5%. Sabendo-se que após o transporte, o solo estará na condição de  $e = 0,78$ . Qual o volume que o solo irá ocupar após o transporte.

#### Exercício 19

Durante o processo de compactação de um corpo de prova de solo em um cilindro de 4" de diâmetro,  $P_u = 1980$  g, teor de umidade de 12% e  $\gamma_d = 2,71$  g/cm<sup>3</sup> em um determinado estágio da compactação o corpo de prova apresentou altura de 15 cm. Em qual altura o corpo de prova apresentou o valor de  $e = 1,32$ ?

#### Exercício 20

Uma porção de solo de  $P_u$  (inicial) = 3567 g, após ser exposta ao sol, atingiu o valor de  $P_u$  (pós-sol) = 3347 g e essa amostra nessa segunda condição foi determinado o teor de umidade de 8,9%. Qual o teor de umidade para a condição de  $P_u$  (inicial) e qual a massa de água que evaporou da amostra quando ao sol?

#### Exercício 21

Uma caixa com 2,7 m<sup>3</sup> com amostra de solo totalmente preenchida, Dados:  $P_s = 5,5$  t,  $\gamma_d = 2,75$  g/cm<sup>3</sup>. Qual a massa de água necessária para saturar a amostra e qual o teor de umidade da amostra?

#### Exercício 22

No preparo de umedecimento de uma mistura de solo o laboratorista errou e adicionou 25% a mais da água requerida. Para corrigir o teor de umidade qual a massa de solo a ser adicionada à mistura?

#### Exercício 23

Em um tubo de sondagem, foi tirada uma amostra indeformada com volume de  $1.876 \text{ cm}^3$ , o  $P_u$  do corpo de prova foi de  $2.565 \text{ g}$  e o teor de umidade de  $18\%$ . Para a determinação da massa específica dos grãos, tem-se  $(P_{ic} + \text{água} + P_s) = 1409,5 \text{ g}$ ,  $(P_{ic} + \text{água}) = 1290,00 \text{ g}$  e  $P_s = 189,50 \text{ g}$ . Determinar:  $\gamma_u$ ,  $\gamma_s$ ,  $e$ ,  $n$ ,  $S$ .

#### Exercício 24

O teor de umidade de uma amostra de solo saturada é de  $31\%$ , sabendo-se que o  $\gamma_d = 2,74 \text{ g/cm}^3$ , pede-se para determinar o índice de vazios ( $e$ ), porosidade ( $n$ ) e a massa específica aparente seca da amostra ( $\gamma_s$ ). Adotar um  $P_u$  da amostra.

#### Exercício 25

Uma massa de solo perdeu  $47\text{g}$  de água devido a exposição ao ar e após perder essa quantidade de água apresentou  $P_u = 378 \text{ g}$  e  $18\%$  de umidade. Qual o teor de umidade antes da perda d'água?

#### Exercício 26

Um solo tem  $P_u = 300\text{g}$ ,  $w = 10\%$  e  $\gamma_d = 2,70 \text{ g/cm}^3$ ,  $V = 200 \text{ cm}^3$ . Quanto de água deve ser adicionado a amostra para que a saturação atinja  $80\%$ ?

#### Exercício 27

Um corpo de prova cilíndrico, de  $5 \text{ cm}$  de diâmetro e  $10 \text{ cm}$  de altura tem  $P_u$  de  $310 \text{ g}$  e  $w = 5\%$ , com  $\gamma_d = 2,67 \text{ g/cm}^3$ , pede:  $\gamma_u$ ,  $\gamma_s$ ,  $e$ ,  $S$ ,  $n$ . Se esse corpo de prova sofre uma redução de  $15\%$  na sua altura (passando para  $8,5 \text{ cm}$ ), sem perda de material sólido. Qual a saturação da amostra nessa condição?

#### Exercício 28

Uma caixa de  $2 \text{ m}^3$  de volume contém uma amostra de areia que ocupa todo o seu volume. O  $\gamma_d = 2,67 \text{ g/cm}^3$  e teor de umidade dessa areia é de  $12,5\%$ . O  $V_s$  dessa areia ocupa  $60\%$  do volume da caixa. Pergunta-se qual a saturação dessa areia e qual a massa de água necessária para saturação da areia?

#### Exercício 29

Na execução de um perfil de sondagem com amostrador tipo *Shelby*, foi possível obter, para um determinado tipo de solo, uma amostra indeformada. Dados:  $P_u$   $1680 \text{ g}$ , Volume da amostra =  $1225 \text{ cm}^3$ , teor de umidade =  $14,8\%$  e  $\gamma_d = 2,65 \text{ g/cm}^3$ . Pede-se:  $\gamma_s$ ,  $\gamma_u$ ,  $e$ ,  $S$ ,  $n$ .

#### Exercício 30

Numa operação de laboratório foi somada três porções do mesmo solo em uma única embalagem. Sabe-se que: amostra A com  $P_u = 824,25 \text{ g}$  e  $w = 14,8\%$ , amostra B com  $P_u = 1069 \text{ g}$  e  $w = 9,7\%$  e amostra C com  $P_s = 900 \text{ g}$ . Pergunta-se qual o teor de umidade resultante?

#### Exercício 31

Em uma obra de transporte de solo, as atividades de: escavação/carregamento e transporte são pagas com valores distintos da atividade de espalhamento e compactação. Foi transportado um volume de  $458.000 \text{ m}^3$  e após o transporte, o solo apresentou o valor de  $e = 0,81$  e  $\gamma_u = 1,39 \text{ g/cm}^3$  e  $w = 13\%$ . Ocorre

que o fiscal perdeu a planilha de controle e não se sabe o volume de solo que o material apresentava antes de ser transportado. Sabe-se que o solo apresentava valor de  $e = 1,11$ . Qual é o volume desse solo antes de ser transportado? Sabendo-se que não ocorreu variação no teor de umidade, qual a massa específica aparente seca desse solo antes do transporte?

#### Exercício 32

Uma massa de solo saturada tem  $P_u = 2456$  g e  $w = 50\%$ . Para que essa massa de solo atinja  $S = 50\%$ , qual a massa de água que deve ser removida?

#### Exercício 33

Um bloco de amostra de solo indeformada, após ter sido extraído em campo, foi envelopado hermeticamente com tecido e parafina, de forma a não perder umidade e apresentou  $w = 14,6\%$ . No manuseio desse bloco no laboratório, indevidamente, ocorreu uma abertura no invólucro o que ocasionou uma perda de umidade. O bloco apresentou teor de umidade de  $11,6\%$  e  $P_u = 21.840$  g após a perda de umidade. Qual o  $P_u$  inicial do bloco?

#### Questionário (respostas discursivas)

1. Como proceder para determinar o teor de umidade em solos com presença de matéria orgânica?
2. Para a determinação do teor de umidade em amostras de solos tem-se utilizado estufa com temperatura entre  $105^\circ\text{C}$  e  $110^\circ\text{C}$ , por quê?
3. Caso uma amostra de solo seja seca em uma fonte de calor de  $300^\circ\text{C}$ , que tipo de dano pode ocasionar ao solo?
4. Quais os tipos de água possíveis de serem encontradas no solo?
5. Quais os tipos de água em uma amostra de solo úmido, são passíveis de serem extraídas com a secagem em estufa com temperatura entre  $105^\circ\text{C}$  e  $110^\circ\text{C}$ ?
6. Uma massa de solo úmida  $P_u = 100$  g foi seca em estufa com temperatura entre  $105^\circ\text{C}$  e  $110^\circ\text{C}$  até constância de peso. Foi encontrada uma massa de água  $P_w = 10$ g. Porque o teor de umidade dessa amostra não é  $10\%$ ?
7. Deduza o fator de conversão.
8. Se uma amostra de solo permanecer exposta ao ar em temperatura ambiente, ela irá secar até que teor de umidade? Por quê?

#### Gabarito

Ex. 4 -  $e = 1,30$ ,  $n = 0,57$  e  $\gamma_s = 1,26$  g/cm<sup>3</sup>

Ex. 5 -  $S = 0,52$ ,  $\gamma_s = 1,17$  g/cm<sup>3</sup> e  $\gamma_u = 1,46$  g/cm<sup>3</sup>

Ex. 6 - Volume de  $0,76$  m<sup>3</sup>

Ex. 7 -  $e = 0,82$ ,  $n = 0,45$ ,  $S = 0,21$ ,  $w = 6,0\%$  e  $\gamma_s = 1,51$  g/cm<sup>3</sup>

Ex. 8 -  $w = 9,7\%$

Ex. 9 -  $w = 8,3\%$

Ex. 10 -  $P_w = 18,4$ g

Ex. 11 -  $P_w = 655,02$  g

Ex. 12 - Estágio A =  $\gamma_s = 1,47$  g/cm<sup>3</sup>,  $\gamma_u = 1,61$  g/cm<sup>3</sup>,  $e = 0,89$ ,  $n = 0,47$  e  $S = 0,31$

Estágio B =  $\gamma_s = 1,81$  g/cm<sup>3</sup>,  $\gamma_u = 1,99$  g/cm<sup>3</sup>,  $e = 0,53$ ,  $n = 0,35$  e  $S = 0,52$

Ex. 13 -  $\gamma_d = 2,73$  g/cm<sup>3</sup>

Ex. 14 -  $P_s = 91,66$  g

Ex. 15 -  $P_w = 7$  g

Ex. 16 -  $V(\text{aterro}) = 142.703$  m<sup>3</sup>

Ex. 17 -  $V = 311,18$  m<sup>3</sup> ou  $311182$  cm<sup>3</sup>

- Ex. 18 -  $V = 211987 \text{ m}^3$   
Ex. 19 - altura = 18,74 cm  
Ex. 20 -  $w = 16,1\%$ ,  $P_w = 220 \text{ g}$   
Ex. 21 - 0,7 t,  $w = 12,7\%$   
Ex. 22 - Acrescer 25 % de  $P_s$  à amostra  
Ex. 23 -  $\gamma_u = 1,37 \text{ g/cm}^3$ ,  $\gamma_s = 1,16 \text{ g/cm}^3$ ,  $e = 1,34$ ,  $n = 0,57$  e  $S = 0,34$   
Ex. 24 -  $e = 0,85$ ,  $n = 0,46$  e  $\gamma_s = 1,48 \text{ g/cm}^3$   
Ex. 25 -  $w = 32,7\%$   
Ex. 26 -  $P_w = 51,9 \text{ g}$   
Ex. 27 -  $\gamma_u = 1,58 \text{ g/cm}^3$ ,  $\gamma_s = 1,51 \text{ g/cm}^3$ ,  $e = 0,77$ ,  $S = 17,3\%$ ,  $n = 43,6\%$  e  $S(p/ 8,5 \text{ cm}) = 26,3\%$   
Ex. 28 -  $S = 50\%$  e  $P_w$  para saturar = 0,4 t  
Ex. 29 -  $\gamma_u = 1,37 \text{ g/cm}^3$ ,  $\gamma_s = 1,19 \text{ g/cm}^3$ ,  $e = 1,22$ ,  $S = 0,32$  e  $n = 0,55$ .  
Ex. 30 -  $w = 7,7\%$   
Ex. 31 -  $V(\text{inicial}) = 533911 \text{ m}^3$  e  $\gamma_s(\text{inicial}) = 1,06 \text{ g/cm}^3$   
Ex. 32 -  $P_w = 409,33 \text{ g}$   
Ex. 33 -  $P_u = 22.427 \text{ g}$

#### Bibliografia

- Prevedello, C.L., Física do solo. Curitiba, 1.ed. 446p, 1996.  
Pinto, C.S., Curso básico de mecânica dos Solos. São Paulo, 3.ed. 2006.

## AULA 4 - ANÁLISE GRANULOMETRIA DE SOLOS

A base experimental do ensaio de granulometria de solos é a de conhecer a distribuição granulométrica dos grãos do solo. Pode-se atribuir algumas propriedades e obter parâmetros dos solos através do ensaio de granulometria, o que ajuda a escolha do material apropriado para uma dada finalidade.

Conforme a presença de material mais granular no solo pode-se esperar que esse material apresente maior resistência quando utilizado como camada de um dado pavimento. É comum também esperar que materiais com elevada porcentagem de areia apresente densidades maiores, comparativamente à materiais de granulação mais finas e ainda materiais de granulação mais grossa apresentam baixa expansibilidade.

Por outro lado, solos com presença pronunciada de argila, normalmente apresentam baixa capacidade de suporte, elevada plasticidade, o que dificulta sua trabalhabilidade e, em solos com silte as densidades são ainda mais baixas e comumente está associado a elevado índice de expansão.

É raro encontrarmos um solo com apenas um único tipo de fração, normalmente encontram-se diversos tipos de minerais, o que implica em várias frações. Podendo conter ainda vários tamanhos de silte dentro da fração silte, valendo também para as frações argila e areia.

### 4.1 - Forma das partículas

As formas das partículas apresentam-se em: esférica subdividindo-se arredondadas e angulares, lamelares e fibrilares, apresenta-se na Figura 15 as três formas e nas Figura 16 e Figura 17 as formas esféricas angulares e esféricas arredondadas respectivamente.

Figura 15 - Formas das partículas

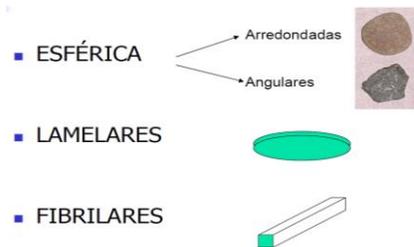


Figura 16 - Areia de rio esféricas angulares

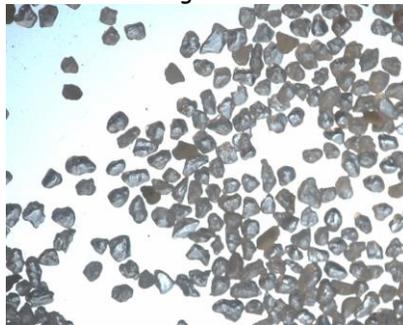
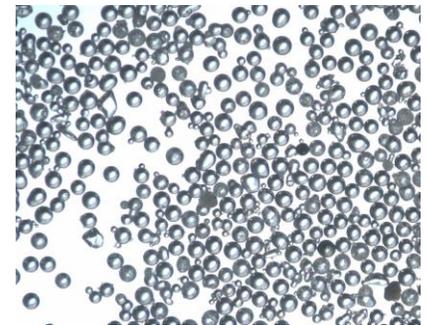


Figura 17 - Esferas de vidro, esféricas arredondadas



Partículas esféricas angulares propiciam ao solo um maior ângulo de atrito interno efetivo. Quanto maior esse ângulo maior a resistência que o material oferece às deformações.

### 4.2 - Classificação dos solos baseados em critérios granulométricos

Os solos recebem designações segundo as dimensões das partículas compreendidas entre determinados limites convencionais, conforme Tabela 2. Nesta tabela estão representadas as classificações adotadas pela *American Society for Testing Materials (ASTM)*, *American Association for*

State Highway and Transportation Officials (AASHTO), ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) e Massachusetts Institute of Technology (MIT). No Brasil a Associação Brasileira de Normas Técnicas, com a norma ABNT NBR 6502/95 - Terminologia - Rochas e Solos, define como:

Bloco de rocha - Fragmentos de rocha transportados ou não, com diâmetro superior a 1,0 m.

Matacão - fragmento de rocha transportado ou não, comumente arredondado por intemperismo ou abrasão, com uma dimensão compreendida entre 200 mm e 1,0 m.

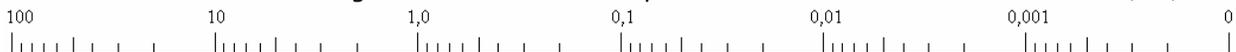
Pedra de mão fragmento de rocha com diâmetro compreendido entre 60 mm e 200 mm.

Pedregulho - solos formados por minerais ou partículas de rocha, com diâmetro compreendido entre 2,0 e 60,0 mm. Quando arredondados ou semi arredondados, são denominados cascalhos ou seixos. Divide-se quanto ao diâmetro em: pedregulho fino - (2 a 6 mm), pedregulho médio (6 a 20 mm) e pedregulho grosso (20 a 60 mm).

Areia - solo não coesivo e não plástico formado por minerais ou partículas de rochas com diâmetros compreendidos entre 0,06 mm e 2,0 mm. As areias de acordo com o diâmetro classificam-se em: areia fina (0,06 mm a 0,2 mm), areia média (0,2 mm a 0,6 mm) e areia grossa (0,6 mm a 2,0 mm).

Silte - solo que apresenta baixo ou nenhuma plasticidade, baixa resistência quando seco ao ar. Suas propriedades dominantes são devidas à parte constituída pela fração silte. É formado por partículas com diâmetros compreendidos entre 0,002 mm e 0,06 mm<sup>7</sup>.

Tabela 2 - Escalas granulométricas adotadas pela A.S.T.M., A.A.S.H.T.O, M.I.T. e ABNT (mm).



**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	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	G	M	F	
60	20	6	2,0	0,6	0,2	0,06			0,002

**ABNT**

PEDREGULHO			AREIA			SILTE	ARGILA
G	M	F	G	M	F		
60	20	6	2,0	0,6	0,2	0,06	0,002

Argila - solo de graduação fina constituída por partículas com dimensões menores que 0,002 mm. Apresentam características marcantes de plasticidade; quando suficientemente úmido, molda-se facilmente em diferentes formas, quando seco, apresenta coesão suficiente para construir torrões dificilmente desagregáveis por pressão dos dedos. Caracteriza-se pela sua plasticidade, textura e consistência em seu estado e umidade naturais. Estas características serão vistas na Aula 8 (Limites de Atterberg).

<sup>7</sup> A peneira n. 230 de 0,063 mm de abertura, tem sido substituída pela peneira n. 200 de 0,075 mm de abertura

Registra-se que o que caracteriza a granulometria de um determinado material é a fração dos grãos constituintes e não as características mineralógicas das partículas.

#### **4.3 - Caráter laterítico**

Processo de formação de solos típicos de climas quentes e úmidos, que se caracteriza pela concentração eluvial de óxidos e hidróxidos de principalmente de alumínio e ferro. Esta concentração aumenta em função da lixiviação da sílica ou da adição desses óxidos e hidróxidos, (Nogami 1985).

Com referência às resistências esperadas associadas às frações constituintes de um determinado solo, podem ocorrer incompatibilidades. Um solo argiloso que apresenta certa quantidade de argila, não necessariamente a maior parte em massa, mas, sim quantidade suficiente para imprimir ao solo características argilosas (plasticidade). Se o argilo-minerais contidos nesse solo contém elevada porcentagem de óxidos e hidróxidos de Fé e Al, espera-se para esse solo, quando compactado, baixíssima expansão e valores de resistência relativamente elevados, a argila normalmente encontrada nesse tipo de solo é a caulinita. Em contrapartida, um solo argiloso que possua argilo-minerais constituintes da família da smectita e da illita pode-se esperar certa expansão e baixa resistência. Observe-se que, os dois materiais podem apresentar as mesmas porcentagens de areia e de argila e que, entretanto, são solos de diferentes comportamentos, estando esse comportamento associado somente ao caráter que os argilo-minerais imprimem a fração argilosa do solo.

Assim, somente o ensaio de granulométrica não é suficiente para a obtenção de parâmetros que propicie escolher o material adequado para a utilização como camada de pavimento.

#### **4.4 - Granulometria - procedimento de ensaio**

Serão apresentados a seguir de maneira sucinta os procedimentos para a realização do ensaio de distribuição granulométrica de solos.

Esses procedimentos estão baseados nas normas:

ABNT-NBR-6457 (86) - Amostras de Solo - Preparação Para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização (apresentada na Aula 2) e,

ABNT-NBR-7181 (84) - Solo - Análise Granulométrica

O ensaio é dividido em três partes:

peneiramento grosso	- fração > 2,0 mm,
peneiramento fino:	2,0 mm > fração > 0,075 mm e
ensaio de sedimentação	fração inferior a 0,075 mm.

O preparo da amostra para ensaio de granulometria foi descrito no 2.1.2.

#### Peneiramento grosso

- Dessa porção passa-se este material pela #(peneira) n.10 abertura de 2,0mm, destorroando os torrões ainda existentes;
- Lavar a parte retida do item anterior na # n.10 (abertura de 2,0mm) em seguida secar em estufa 105 °C a 110 °C até constância de peso;
- Pesar o material retido e lavado (Mg);

- Passar esse material pelas #s com as seguintes aberturas: 50, 38, 25, 19, 9,5, 4,8 e 2,0, anotando as massas retidas acumuladas (ou parciais) em cada peneira.

#### Peneiramento fino

- Da fração passada na # n. 10 (abertura de 2,0 mm), determina-se em três cápsulas o teor de umidade do solo;
- Toma-se uma porção de 120 g de peso (Pu) e lavar-se na # n.200 (abertura de 0,075mm) essa fração, vertendo-se água potável à baixa pressão, em seguida secar em estufa 105 °C a 110 °C até constância de peso;
- Passar esse material pelas #s com as seguintes aberturas: 1,2, 0,6, 0,42, 0,25, 0,15 e 0,075, anotando as massas retidas acumuladas (ou parciais) em cada peneira.

#### Sedimentação

Baseada na Lei de Stokes se determina o diâmetro médio da partícula que está em queda a uma velocidade constante em um fluido. Após a partícula em queda livre atingir velocidade constante que é função do quadrado do diâmetro da esfera, assim, relaciona-se o diâmetro equivalente das partículas (D) em suspensão com a velocidade de sedimentação (v) em meio líquido de viscosidade ( $\mu$ ) e de densidades ( $\gamma$ ) conhecidos. A descrição sucinta do ensaio consiste em:

- Do material passado na # n.10 (abertura de 2,0 mm) toma-se uma porção de 120 g para solos arenosos e 70 g para solos argilosos ou siltosos;
- Transferir esse material para um béquer e adicionar 125 ml de defloculante (solução de hexametáfosfato de sódio) por 12 horas;
- Colocar a amostra de solo + a solução no dispersor por 15 minutos;
- Transferir a dispersão para uma proveta de 1000 ml e completar a marca de 1000 ml com água destilada;
- Tampando a boca da proveta com uma das mãos, aplicar movimentos enérgicos de rotação, durante 1 minuto, pelos quais a boca da proveta passe de cima para baixo e vice-versa;
- Imediatamente após a agitação, colocar a proveta sobre a mesa, anotar a hora exata do início da sedimentação e mergulhar cuidadosamente o densímetro na dispersão;
- Efetuar leituras no densímetro correspondentes aos tempos 0,5, 1,0, e 2,0 minutos, com o densímetro dentro da dispersão;
- Retirar cuidadosamente o densímetro;
- Fazer leituras nos tempos 4, 8, 15, e 30 minutos, 1, 2, 4, 8 e 24 horas, a contar do início da sedimentação.
- Efetuar a leitura da temperatura da dispersão em cada leitura.
- Após o término das leituras, verter todo o material aderido às paredes da proveta com água a baixa pressão.

Os cálculos pertinentes às três etapas do ensaio de granulometria estão apresentados nas normas.

#### Questionário

- 1) Qual o intuito da de se determinar a granulometria de um solo?
- 2) O que se pode esperar quanto a capacidade de suporte de um solo com presença pronunciada de material grosso?
- 3) Idem a questão 2, de um solo com presença pronunciada de argila?
- 4) Normalmente, tem-se associado baixos valores de resistência quanto a deformabilidade para materiais com presença pronunciada de finos (> 35% da fração argila). Caso a argila constituinte de um solo seja da família da caulinita somente o ensaio de granulometria é suficiente para expressar as características (resistência) do solo?
- 5) Qual a função do defloculante no ensaio de sedimentação?
- 6) Como se deve expressar um resultado de ensaio de granulometria?
- 7) Ensaio exemplo: Traçar o gráfico da distribuição granulométrica referente ao ensaio abaixo (diâmetro  $\phi$ mm  $\times$  %  $<$   $\phi$ ), das três partes: peneiramento grosso, peneiramento fino e sedimentação.

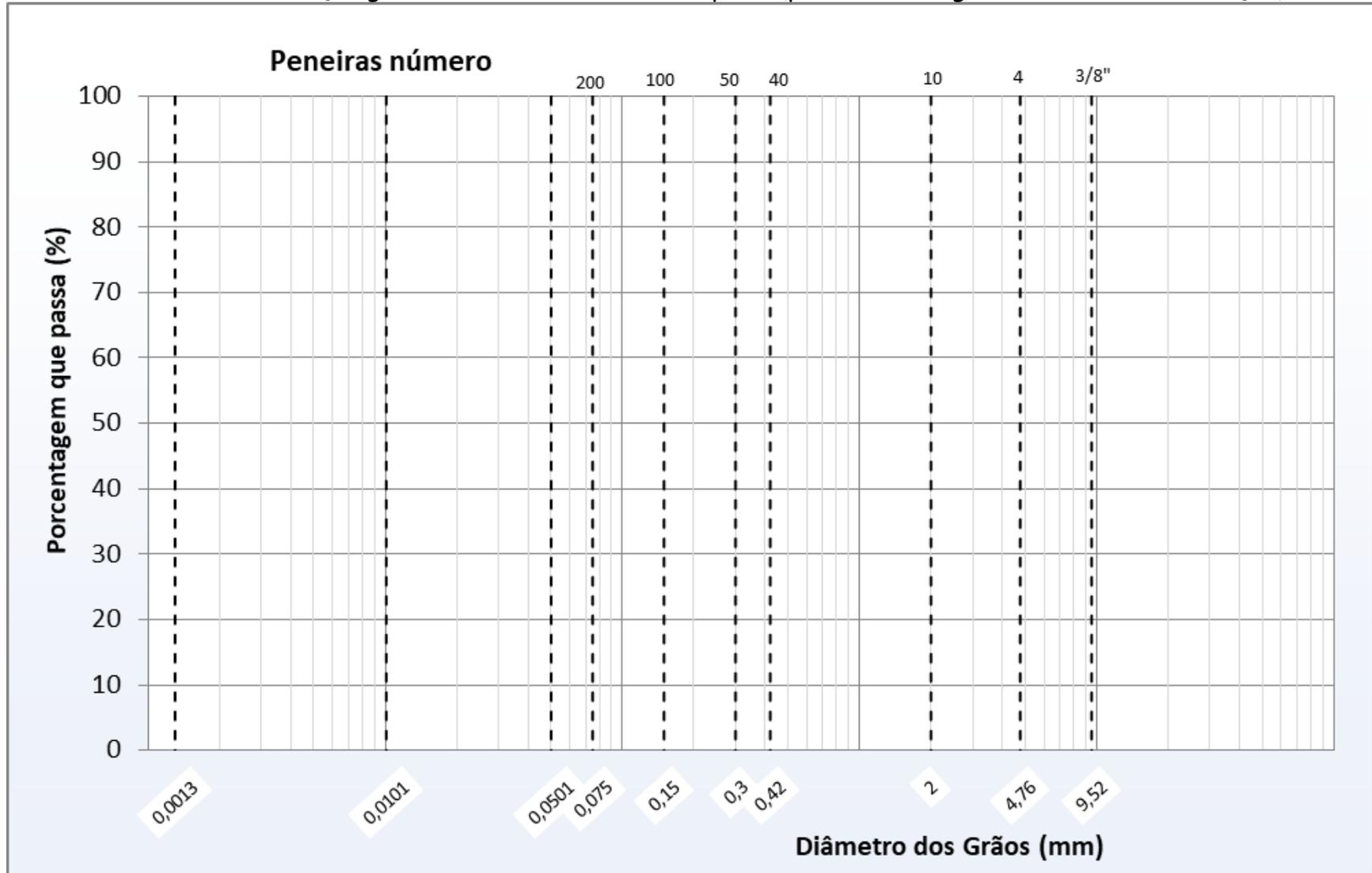
#### Bibliografia

**NBR6457 DE 01/2024 - Solos — Preparação de amostras para ensaios de compactação, caracterização e determinação do teor de umidade.**

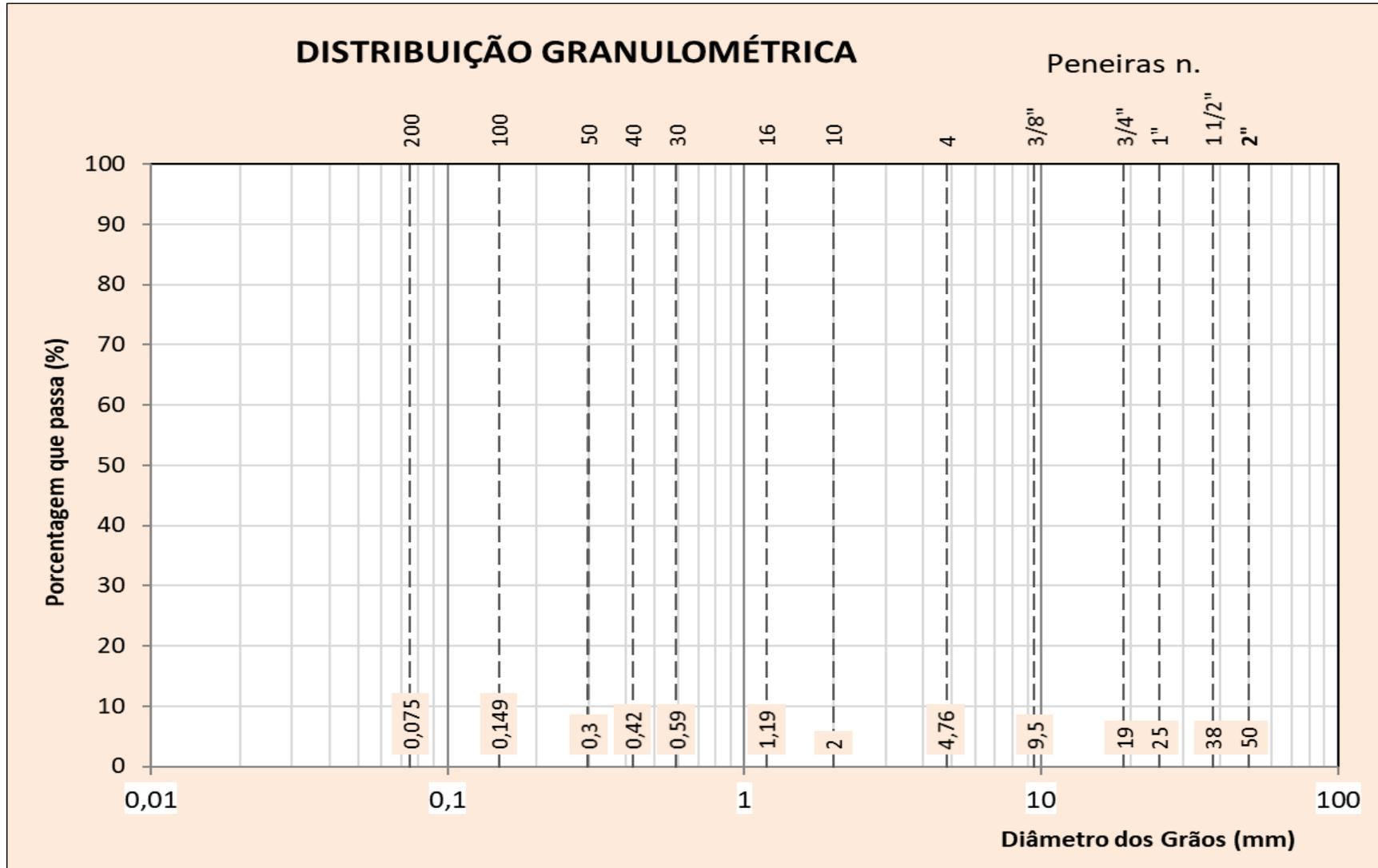
**NBR7181 DE 01/2025 - Solo — Análise granulométrica.**

<b>GRANULOMETRIA</b>											
Interessado:						Local / Material: Gnaisse					
ordem Nº		Amostra: 1		Profundidade (m):				data: 19/10/2022			
<b>DETERMINAÇÃO DE UMIDADE</b>						<b>PENEIRAMENTO GROSSO (peso em gramas)</b>					
Cápsula	Nº	13	195	A) Amostra total úmida:				992,35			
Pu + T	g	118,09	102,75	B) Solo seco retido # 10:				9,97			
Ps + T	g	117,40	102,17	C) solo úmido passado # 10 (a - b):				982,38			
Pw	g	0,69	0,58	D) solo seco pen.. # 10 (A-B) / (1+h):				974,07			
Tara	g	37,26	33,51	E) amostra total seca (b+d):				984,04			
Ps	g	80,14	68,66	<b>PEN. FINO E SEDIMENTAÇÃO (peso em gramas)</b>							
Umidade	%	0,86	0,84	Peso da amostra úmida: cps		3	78,29				
w média	%	0,85		peso da amostra seca:				77,63			
<b>DENSIDADE DOS GRÃOS</b>											
Picnômetro	M	TEMP. °C: 23,4		Picnômetro		M	TEMP. °C: 23,4				
Solo úmido	cps	g		Solo úmido		cps	g		72,56		
(A) solo seco	g			(A) solo seco		g			71,95		
(B) Picnômetro + água	g			(B) Picnômetro + água		g			1219,50		
(A) + (B)	g			(A) + (B)		g			1291,45		
(C) Picnômetro+água+solo	g			(C) Picnômetro+água+solo		g			1265,35		
(A) + (B) - (C)	g			(A) + (B) - (C)		g			26,10		
Massa esp. dos grãos	(g/cm³)			Massa esp. dos grãos		(g/cm³)			2,755		
<b>PENEIRAMENTO GROSSO</b>						<b>PENEIRAMENTO FINO</b>					
139						120					
Peneira Nº	Diâmetros φ (mm)	Peso da amostra seca			D φ(mm)	Peso da Amostra seca		% < φ Parcial	% < φ		
		Retido	Passado	% < φ		Retido	Passado				
	50	0	984,04	100,00							
	38	0	984,04	100,00	1,20	0,06	77,57	99,92	98,91		
	25	0	984,04	100,00	0,60	0,84	76,79	98,92	97,92		
	19	0	984,04	100,00	0,42	1,25	76,38	98,39	97,39		
	9,5	0	984,04	100,00	0,30	1,51	76,12	98,05	97,06		
	4	0	984,04	100,00	0,15	6,49	71,14	91,64	90,71		
	10	2	9,97	974,07	98,99	0,075	17,50	60,13	77,46	76,67	
<b>SEDIMENTAÇÃO</b>											
0											
Temp. °c	Intervalo de tempo	Hora	Leitura	Altura de queda	Correção (Δ L)	L.corrigida (Lc)	γ <sub>a</sub>	Diâmetro dos grãos φ (mm)	Q % < φ	viscosidade	tempo (s)
21,6	30 seg.	14:20:30	39,00	7,40	4,88	34,12	0,9979	0,0501	68,22	9,92E-06	30
21,6	1 min.	14:21:00	37,50	7,75	4,88	32,62	0,9979	0,0362	65,22	9,92E-06	60
21,6	2	14:22:00	35,00	8,40	4,88	30,12	0,9979	0,0267	60,22	9,92E-06	120
21,5	4	14:24:00	33,00	7,80	4,90	28,10	0,9979	0,0182	56,18	9,92E-06	240
21,3	8	14:28:00	30,50	8,50	4,94	25,56	0,998	0,0135	51,11	9,97E-06	480
21,2	15	14:35:00	29,00	8,90	4,96	24,04	0,998	0,0101	48,07	9,97E-06	900
21,0	30	14:50:00	26,50	9,55	5,00	21,50	0,998	0,0074	42,99	1,00E-05	1800
20,7	1 hora	15:20:00	24,00	10,20	5,06	18,94	0,9981	0,0054	37,87	1,01E-05	3600
20,0	2	16:20:00	22,00	10,70	5,02	16,98	0,9982	0,0040	33,95	1,03E-05	7200
19,8	4	18:20:00	19,00	11,50	5,24	13,76	0,9983	0,0029	27,52	1,04E-05	14400
19,5	7	20:20	17,00	12,00	5,30	11,70	0,9983	0,0023	23,40	1,04E-05	25200
19,3	24,27	14:36	11,50	13,50	5,34	6,16	0,9984	0,0013	12,32	1,05E-05	87372
Densímetro Nº	Correção do densímetro		M.esp.dos grãos (δ) =		% de mat. passado # 10 (a) =		Q = $\frac{\delta - \gamma_a}{\delta - \gamma_a} \cdot Lc$				
78516			2,755		98,99						
Caracterização visual tátil:											
Lc = (leitura - Correção)											
Diâmetro dos grãos = Raiz de (1800*visc da água)											

Gráfico da distribuição granulométrica do ensaio completo (peneiramento grosso, fino e sedimentação)



<b>FATEC - FACULDADE DE TECNOLOGIA DE SÃO PAULO</b>										
<b>GRANULOMETRIA DE SOLOS</b>										
Interessado:					Local:					
Ordem n.		Amostra:			Profundidade:			Data:		
<b>DETERMINAÇÃO DE UMIDADE</b>					<b>PENEIRAMENTO GROSSO (peso em gramas)</b>					
Cápsula n.					(A) Amostra total úmida					
Pu + T		g			(B) Solo seco retido # 10 :					
Ps + T		g			(C) Solo úmido passado # 10 (a - b) :					
Água		g			(D) Solo seco # 10 (A-B) / (1+w) :					
Tara		g			(E) Amostra total seca (b+d) :					
P. seco		g			<b>PEN. FINO E SEDIMENTAÇÃO (peso em gramas)</b>					
Umidade		%			Peso da amostra úmida (Pu):					
w (%) média					Peso da amostra seca (Ps)					
<b>MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS</b>										
Picnômetro					Temp °C:					
Solo úmido (Pu)		cps			g		Solo úmido (Pu)		cps	
(A) Solo seco (Ps)					g		(A) Solo seco (Ps)		g	
(B) Picnômetro + água					g		(B) Picnômetro + água		g	
(A) + (B)					g		(A) + (B)		g	
(C) Picnômetro + Água + Ps					g		(C) Picnômetro + Água + Ps		g	
(A) + (B) - (C)					g		(A) + (B) - (C)		g	
Massa específica dos sólidos ( $\gamma_d$ )					(g/cm <sup>3</sup> )					
<b>PENEIRAMENTO GROSSO</b>					<b>PENEIRAMENTO FINO</b>					
Peneira n.	Diâmetro $\phi$ (mm)	Peso da amostra seca		Q % < $\phi$	Peneira n. / $\phi$ (mm)	Peso da amostra seca		% < $\phi$	Q % < $\phi$	
		Ret. Acum.	Pass.Acum.			Ret. Acum.	Pass.Acum.			
2"	50							Parcial		
1 1/2"	38				16 / 1,19					
1"	25				30 / 0,59					
3/4"	19				40 / 0,42					
3/8"	9,5				50 / 0,297					
4	4,8				100 / 0,149					
10	2				200 / 0,075					
<b>SEDIMENTAÇÃO</b>										
Temp. °C	Intervalo de leitura	Hora	Leitura	Altura de queda (a)	Correção ( $\Delta L$ )	Leitura cor. (Lc)	$\gamma_t$	D. grãos $\phi$ (mm)	Q % < $\phi$	
Densímetro Nº	Correção do densímetro		Massa esp. dos grãos ( $\gamma_d$ ) =		% de mat. < # n. 10 % =		$Q = \frac{\gamma_d}{\gamma_d - \gamma_t} * \frac{a}{P_s} * L_c$			
Caracterização visual tátil:										
D = diâmetro dos grãos = Raiz de (1800*visc da água)					Lc = (leitura - Correção)					



#### 4.5 - Diâmetro efetivo, Coeficientes de uniformidade e Curvatura:

##### 4.5.1 - Diâmetro efetivo (D10)

É o ponto característico da curva granulométrica para medir a finura do solo, que corresponde ao ponto de 10%, tal que 10% das partículas do solo possuem diâmetros inferiores.

##### 4.5.2 - Coeficiente de uniformidade (Cu)

Forma de expressar a distribuição do tamanho das partículas do solo; valores próximos da unidade indicam curva granulométrica com distribuição quase vertical, com os diâmetros variando em um intervalo pequeno, por outro lado, valores acima da unidade a curva granulométrica irá se abatendo e aumentando o intervalo de variação dos diâmetros. Da mesma forma que foi definido D10, define-se D60, Equação 19.

$$Cu = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad 19$$

A classificação dos solos quanto Cu são em:

- Uniforme para  $Cu < 5$
- Mediamente uniforme para  $5 < Cu < 15$
- Desuniforme para  $Cu > 15$

##### 4.5.3 - Coeficiente de curvatura (Cc)

É a relação entre o diâmetro correspondente a 30% pelo produto dos diâmetros correspondentes a 60% e 10%, obtidos na curva granulométrica. Expressa a graduação do material para solos arenosos bem graduados o valor de Cc está compreendido entre 1 e 3, Equação 20.

$$C_c = \frac{(d_{30})^2}{d_{60} * d_{10}} \quad 20$$

Portanto, a distribuição do tamanho de partículas é proporcional, de forma que os espaços deixados pelas partículas maiores sejam ocupados pelas menores. Para solos granulares há maior interesse no conhecimento do tamanho das partículas, visto que, algumas de suas propriedades estão relacionadas com os mesmos, o que não ocorre com os solos finos. Logo, segundo a forma da curva granulométrica podemos distinguir os diferentes tipos de granulometria conforme pode ser observado na **Figura 18**.

Figura 18 - Tipos de distribuições granulométricas

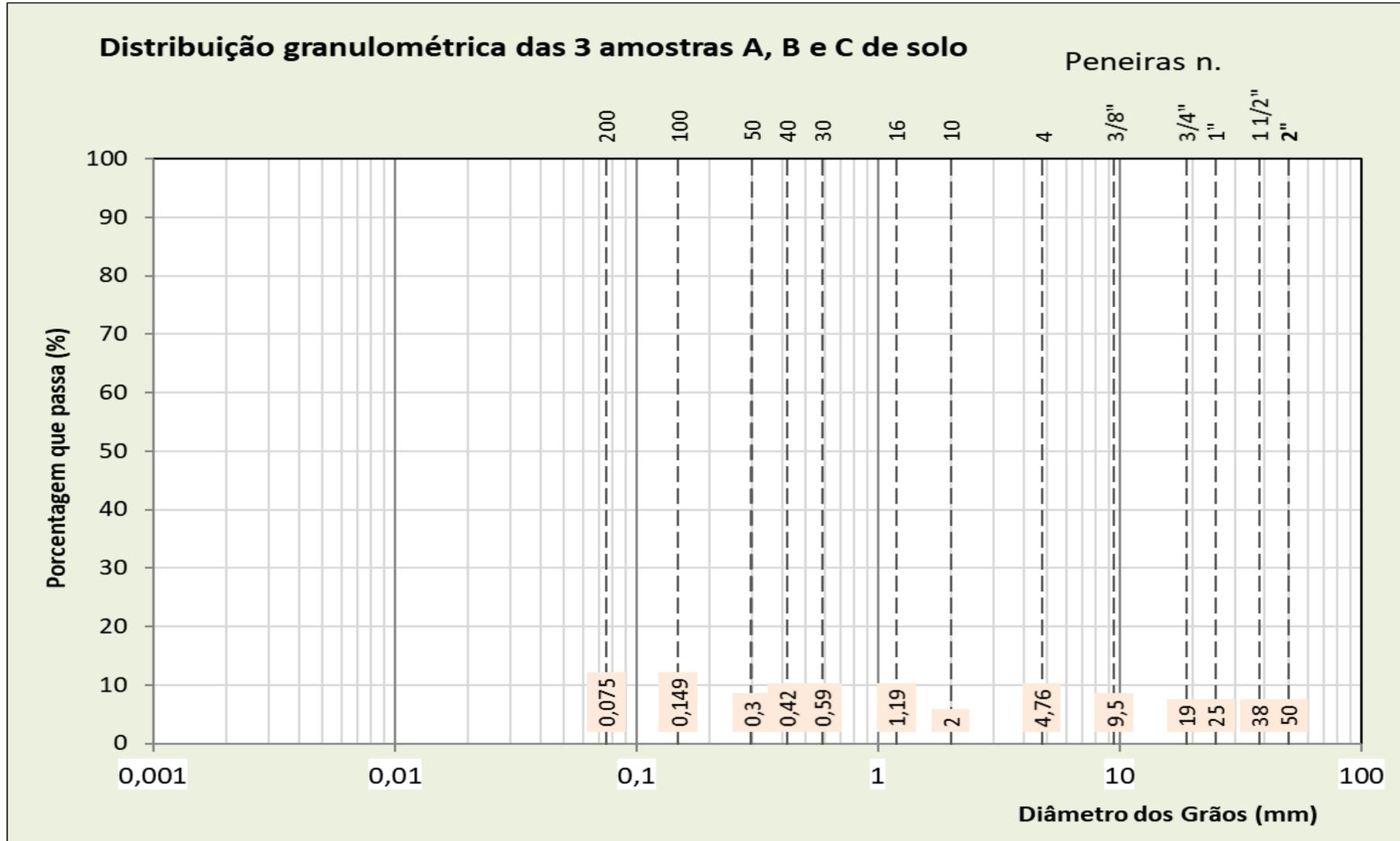


### Exercício 1

Traçar as três distribuições granulométricas e determinar o  $C_u$  e  $C_c$  expressando a uniformidade e a graduação, respectivamente, de cada uma. Determine também as porcentagens das frações de pedregulho, areias grossa, médias e finas e as porcentagens de silte e de argila de cada material.

Peneiras (mm)	Solos		
	A	B	C
19,1	100	100	100
12,5	80	100	100
9,52	67	100	100
4,76	50	100	100
2	48	100	100
1,2	45	100	100
0,6	37	100	100
0,42	25	95	100
0,25	14	81	100
0,15	7	61	71
0,075	3	40	15
0,03	2,8	16	8
0,02	2,5	10	7
0,01	2,4	9	6
0,007	2,3	9	5

	$D_{10}$	$D_{30}$	$D_{60}$	$C_c$	$C_u$
A					
B					
C					

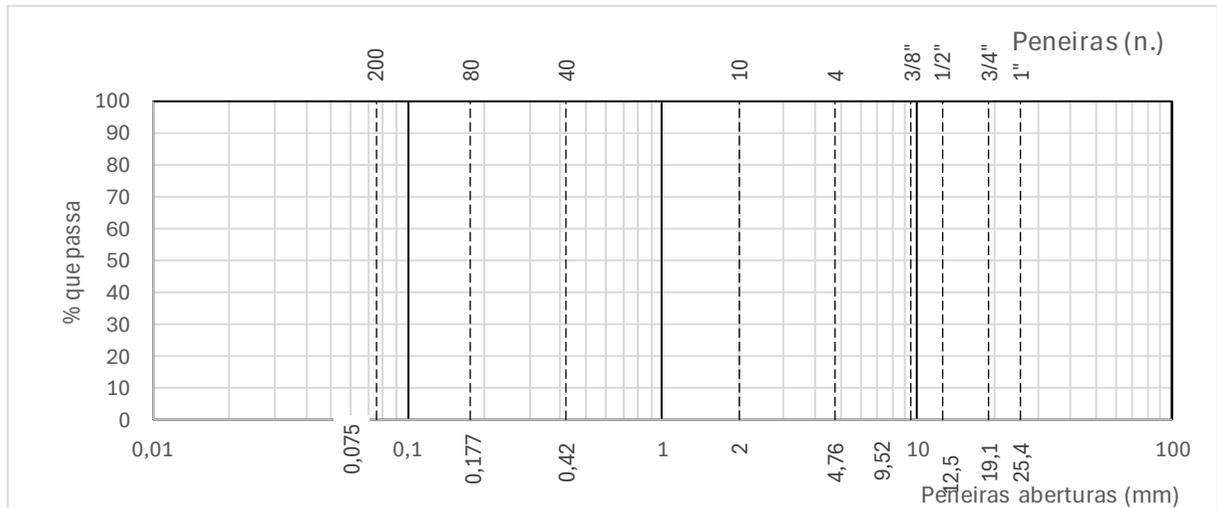




Distribuição granulométrica

Peneiras		Materiais											
		Brita 1			Pedrisco			Pó de pedra			Cal CH-I		
n.	(mm)	Mat.Ret. Acumulado	Mat.Passa Acumulado	% que Passa									
3,4"	19,1	0			0			0			0		100
1/2"	12,5	666,3			0			0			0		
3/8"	9,52	1350			31			0			0		
4	4,76	2732,4			850			89,12			0		
10	2	2875,6			1651			473,61			0		
40	0,42	2927,7			2297			872,2			0		
80	0,177	2948,3			2482			1139,7			16		
200	0,075	2961,9			2491			1293,9			49,5		

Massa total 3000 2500 1500 330



$Mat. q. Passa = Massa total - Mat. ret. Acum$

$\% q. Passa = \frac{Mat. Ret. Acum}{Massa Total} * 100$

## **AULA 05 - DIRETRIZES PARA EXECUÇÃO DE SONDAGENS**

Trado,  
Poços de Inspeção,  
Percussão,  
SPT e,  
Rotativa

### **5.1 - SONDAGENS A TRADO**

Trata-se da sondagem mais utilizada em pavimentação, normalmente em projetos de estruturas de pavimentos deseja-se saber os tipos de materiais existentes até a profundidade de 1,5 m, pois, profundidades maiores, a influência do peso próprio do material é preponderante à ação das cargas dos veículos.

Na norma DNER-PRO 003/94 - Coleta de amostras indeformadas de solos, é apresentado os equipamentos necessários, procedimentos de execução bem como os critérios para apresentação do relatório de sondagem.

Amostra deformada é aquela em há destruição de estrutura na operação de coleta, embora mantidas as dimensões e proporções de seus constituintes.

#### **5.1.1 - Identificação**

As sondagens a trado deverão ser identificadas pela sigla ST seguida de número indicativo. Em cada obra o número indicativo deverá ser sempre crescente, independentemente do local. Quando for necessária a execução de mais de um furo em um mesmo ponto de investigação, os furos subseqüentes terão a mesma numeração do primeiro furo, acrescidos das letras A, B, C, etc.

#### **5.1.2 - Equipamentos**

A empresa que irá realizar a sondagem deverá fornecer os equipamentos para execução de sondagem até 15m de profundidade. No caso de mais de um equipamento operando numa mesma obra, é suficiente que apenas um deles tenha material (hastes prolongadoras) para atingir 15m, enquanto os demais poderão dispor de material para até 10m de profundidade. Os equipamentos constarão dos seguintes elementos:

- a) balde;
- b) corda;
- c) haste de conexão;
- d) pá;
- e) paceta (colher de pedreiro);
- f) picareta;
- g) trado de concha;
- h) trado helicoidal;
- i) trado mecânico;
- )) lona;
- 1) saco de amostras de lona ou plástico com capacidade de, no mínimo, 60 kg;
- m) vidros com tampa ou recipiente plástico com capacidade de cerca de 0,5 kg;
- n) trena;
- o) etiqueta de identificação;
- p) boletim de sondagem;

- q) "metro";
- r) barbante.

Na **Figura 19**, cavadeira manual articulada - **Figura 20**, hastes prolongadoras - **Figura 21**, luvas, medidor de nível d'água, metro, recipientes para amostras e ferramentas para a operação dos equipamentos.

Figura 19 - Tipos de trado manual



Figura 20 - Cavadeira manual articulada



Figura 21 - Trado manual com haste prolongadora



### 5.1.3 - Execução da sondagem

As sondagens a trado estão limitadas ao aparecimento do nível d'água, às características do solo, e ao equipamento utilizado.

As sondagens deverão ser iniciadas após limpeza de uma área circular de cerca de 2 m de diâmetro, concêntrica ao furo a ser executado e abertura de um sulco ao seu redor que desvie as águas de enxurradas, no caso de chuva.

Inicialmente, o furo deverá ser feito com a cavadeira manual articulada (**Figura 20**) até que a profundidade impossibilite o seu prosseguimento. Dá-se sequência ao furo com a utilização do trado manual (**Figura 21**). Executa-se a sondagem do trado, girando-o com pressão manual ou mecânica para introduzi-lo no solo. Estando ele cheio, é retirado e esvaziado, repetindo-se a mesma sequência até atingir-se a profundidade desejada. A medida que a sondagem se aprofunda, vai-se prolongando a haste, através da conexão de seções.

O material retirado do furo deverá ser depositado à sombra, em local ventilado, sobre uma lona ou tábua, de modo a evitar sua contaminação com solo superficial do terreno e a diminuição excessiva de umidade.

O material obtido deverá ser agrupado em montes dispostos segundo sua profundidade a cada metro perfurado. Quando houver mudança de característica do material no transcorrer de um metro perfurado, deverão ser preparados dois montes relativos aos materiais anterior e posterior à mudança.

Sempre que houver mudança de camadas de solo, interrompe-se a operação e mede-se o comprimento total da haste que está sendo utilizada, anotando-se a medida no boletim de sondagem.

O controle das profundidades dos furos deverá ser feito pela diferença entre o comprimento total das hastes com o trado e a sobra das hastes em relação à boca do furo.

No caso da sondagem atingir o lençol d'água, a sua profundidade será anotada. Quando ocorrer artesianismo<sup>8</sup> deve ser feita uma avaliação da vazão de escoamento d'água ao nível do solo e registrar.

O nível d'água deverá ser medido todos os dias, antes do início dos trabalhos e na manhã seguinte após concluído o furo.

A sondagem a trado será dada por terminada nos seguintes casos:

- a. - quando atingir a profundidade especificada na programação dos serviços;
- b. - quando atingir o limite de 15 m de profundidade;
- c. - quando ocorrer desmoronamentos sucessivos da parede do furo;
- d. - quando o avanço do trado for inferior a 5cm em 10 minutos de operação contínua de perfuração.

Quando o terreno for impenetrável ao trado devido à ocorrência de cascalho, matacões ou rocha, e houver interesse de se investigar melhor o local, a critério da Fiscalização, o furo deverá ser dado como terminado, sendo iniciado um novo furo (uma nova numeração), deslocado de cerca de 3,0m, para qualquer direção. Todas as tentativas deverão constar da apresentação final dos resultados.

Nos intervalos dos turnos de furação e nos períodos de espera para a medida final do nível d'água, o furo deverá permanecer com uma tampa e protegido da entrada de água de chuva.

Todos os furos deverão ser totalmente preenchidos com solo após o seu término, deixando-se cravada no local uma estaca com a sua identificação. Nos furos que alcançaram o nível d'água, essa operação será feita após a última medida de N.A.

No caso de poços exploratórios, cujo diâmetro é sempre superior a 0,80 m, o avanço é feito com pá e picareta e o solo é retirado utilizando-se um balde amarrado a uma corda. As mudanças de camada são medidas nas paredes da escavação. Quando ocorrer a existência de solos instáveis, haverá necessidade de usar escoramento.

Os poços de exploração são utilizadas não só para coleta de amostras, como também para inspeções visuais ao longo das paredes de escavação.

#### **5.1.4 - Amostragem**

Quando o material perfurado for homogêneo, as amostras deverão ser coletadas a cada metro, salvo orientação em contrário da Fiscalização. Se houver mudanças no transcorrer do metro perfurado, deverão ser coletadas tantas amostras quantos forem os diferentes tipos de materiais.

---

<sup>8</sup> Artesianismo – também denominado de poço artesianos jorrante. A água é jorrada do subsolo naturalmente, sem a necessidade de equipamentos para sua retirada. Em muitos casos a pressão da água nas camadas confinadas do subsolo é tal que quando perfurada a água é empurrada além da superfície, dando origem a poços artesianos. Quando se necessita de equipamentos para a retirada da água, diz-se poços semiartesianos.

As quantidades mínimas de amostra para ensaios de caracterização, compactação e Índice de Suporte Califórnia (ISC) não deve ser inferior à 60kg.

### **5.1.5 - Identificação da amostra**

Devem ser identificadas as propriedades básicas e as características das partículas de solos componentes de uma camada que influenciam no seu comportamento.

Deve-se proceder esta identificação de maneira sistemática por uma análise tátil-visual no campo, dando-se importância às seguintes características:

a) tipo do solo: diferenciar inicialmente o comportamento coesivo ou não coesivo. No caso de solos arenosos, mencionar a granulação (grossa, média e fina);

b) cor: as camadas podem ser diferenciadas pela cor. Todas estas indicações serão anotadas no boletim de campo.

Uma boa identificação das consistem em por duas etiquetas, uma externa e outra interna ao recipiente de amostragem, onde constem:

- nome da obra;
- nome do local;
- número do furo;
- intervalo de profundidade da amostra;
- data da coleta.

As amostras para ensaios geotécnicos deverão ser acondicionadas em sacos, imediatamente após terem sido retiradas do furo, a cada metro de furo. As anotações de identificação deverão ser feitas em papel resistente de forma a não se tornar ilegível com o manuseio das amostras.

Antes de colocar a amostra em cada saco, deve-se coletar 100g em recipiente de tampa hermética, parafinada ou selada com fita colante para determinação de umidade natural. Em seguida coleta-se quantidade especificada pela empresa contratante, em sacos de lona ou plásticos com barbante, para os demais ensaios geotécnicos.

Para estudos geológicos as amostras poderão ser coletadas após a conclusão do furo. Coleta-se uma ou mais amostras por metro de furo, dependendo da homogeneidade do material atravessado. As amostras, quantidade especificada pela empresa contratante, serão acondicionadas em recipiente rígido ou saco plástico transparente. O material retirado dos últimos centímetros do furo deverá constituir-se em uma amostra.

Todo material coletado deverá permanecer guardado à sombra, em local ventilado, até o final da jornada diária, quando será transportado para o local indicado pela Fiscalização, na obra.

### **5.1.5 - Apresentação dos resultados**

Salvo exigências da empresa contratante, o relatório preliminar, caso sejam necessários, de cada sondagem a trado deverá ser apresentado constando os seguintes itens:

- nome da obra e interessado;
- identificação e localização do furo;
- diâmetro da sondagem;
- cota, se fornecida pela Fiscalização;
- data da execução;

- tipo e profundidade das amostras coletadas;
- motivo da paralisação;
- medidas de nível d'água com data, hora e profundidade do furo por ocasião da medida. No caso de não ser atingido o nível d'água deve-se anotar as palavras "furo seco".

Os resultados de cada sondagem a trado deverão ser apresentados em forma de relatórios, na forma de perfis individuais na escala conforme especificação da empresa contratante juntamente com a classificação geotécnica visual dos materiais.

Contam ainda do relatório final a localização, tempo gasto, totais de furos executados e de metros perfurados, bem como outras informações de interesse e conhecimento da empreiteira e planta de localização das sondagens ou, na sua falta, esboço com distâncias aproximadas e amarração.

**IMPORTANTE:** Após a finalização da sondagem, o furo deve ser fechado.

## 5.2 - POÇOS DE INSPEÇÃO EM SOLOS

Este tipo de sondagem é utilizado para se verificar a descrição do perfil ao longo de toda a extensão do poço. Normalmente, são abertas trincheiras, ou seja, poços de inspeção longitudinais. Nesses tipos de poços pode-se constatar eventuais dobras nas ocorrências dos solos. Os poços são destinados para retiradas de amostras indeformadas, destinadas a ensaios geotécnicos.

A norma DNER-PRO 002/94 - Coleta de amostras indeformadas de solos, os equipamentos, procedimentos e tópicos necessários para apresentar no relatório de sondagem. Essa norma também apresenta os procedimentos de sondagem amostrador de parede fina ("Shelby tube") e de parede dupla ("Denison"). (nessas notas de aula esses dois procedimentos não serão abordados).

### 5.2.1. - Definição e Identificação do furo

Amostra indeformada é aquela em que o solo se apresenta o mais próximo possível da sua estrutura natural.

Bloco indeformado é a amostra de forma cúbica retirada de escavações tais como poços, trincheiras e cortes.

As sondagens por meio de poços de inspeção deverão ser identificadas pela sigla P seguida de número indicativo. Em cada obra o número indicativo deverá ser sempre crescente, independentemente do local, fase ou objetivo da sondagem.

### 5.2.2. - Equipamento

Compete a empresa executora o fornecimento de equipamento para execução de poços de inspeção de até 20m de profundidade, em solos coesivos acima do nível d'água. Os equipamentos deverão constar dos seguintes elementos:

- a) balde;
- b) corda;
- c) pá;
- d) picareta;
- e) caixa de madeira de forma cúbica
- f) facão;
- g) trena;
- h) etiqueta de identificação
- I) "metro";
- j) boletim de sondagem
- l) pano;
- m) parafina;
- n) fogareiro com recipiente
- o) serragem
- p) marcador (Pilot).

Nas **Figura 22** e **Figura 23** são apresentadas o sarilho, corda e balde. A corda e o sarilho deverão ser suficientemente resistentes para suportar com segurança o peso de um homem. Na **Figura 24** mostra-se um poço de sondagem em forma quadrada.

Figura 22 - Sarilho



Figura 23 - Sarilho instalado em poço



Figura 24 - Poço de sondagem



### 5.2.3. - Execução

O poço deverá ser iniciado após limpeza superficial de uma área de 4,0 m X 4,0 m e construção de uma cerca de madeira pintada ou com fios de arame farpado no perímetro da área limpa. Ao redor da área cercada deverá ser aberto um sulco de drenagem, que evite a entrada de enxurradas no poço.

O diâmetro mínimo do poço a ser aberto será 1,10m. A sua forma deverá ser de preferência circular, para maior segurança e rendimento.

A empreiteira deverá manter uma corda de reserva estendida junto à parede do poço e firmemente fixada na superfície do terreno durante a fase de execução e descrição. Nas paredes do poço deverão ser escavados degraus, dispostos segundo duas fileiras diametralmente opostas que facilitem escalar o poço com o auxílio da corda de reserva.

Nos casos de terrenos instáveis os poços deverão ser escorados (revestimento) **Figura 25**. Para facilitar a aplicação do escoramento à seção do poço, poderá ser quadrada.

Figura 25 - Poço (trincheira) com revestimento em madeira



O escoramento deverá ter aberturas retangulares, verticais, com largura mínima de 10cm, dispostas nas paredes do poço de maneira a permitirem o exame de toda a sequência vertical do terreno.

Caberá única e exclusivamente ao Empreiteiro a responsabilidade de verificar a estabilidade das paredes dos poços em execução, interrompendo os trabalhos de escavação tão logo sejam verificados indícios de desmoronamento que coloque em risco a integridade dos trabalhadores. A Fiscalização opinará sobre a necessidade de dar continuidade ao poço, no caso de insegurança para o

trabalho. Se seu aprofundamento for necessário o escoramento será feito pela própria Empreiteira com base em sua experiência neste tipo de serviço.

Todo o solo retirado do poço deverá ser depositado em sequência ao seu redor, de maneira a formar anéis em "caracol" onde a distribuição vertical dos materiais atravessados fique reproduzida, sem escala. No caso do poço atingir o lençol d'água a sua profundidade será anotada. Quando ocorrer artesianismo deverá ser anotado uma avaliação da vazão de escoamento ao nível do terreno. O nível d'água deverá ser medido todos os dias antes do início dos trabalhos e na manhã seguinte após a conclusão do poço.

Nos poços feitos em terrenos sedimentares recentes, ricos em matéria orgânica, deverá ser providenciada ventilação forçada no fundo do poço, de maneira a expulsar eventuais emissões de gás letal. Nessas condições, os trabalhadores deverão utilizar máscaras contra gases.

No término de cada jornada de trabalho, a boca do poço deverá ser coberta por uma tampa de madeira apoiada sobre um cordão de solo, que impeça a entrada de águas pluviais e animais no poço.

O poço será considerado concluído nos seguintes casos:

- quando atingir a cota prevista pela programação dos trabalhos;
- quando houver insegurança para o trabalho;
- quando ocorrer infiltração d'água acentuada que torne pouco produtiva as operações de escavação e esgotamento d'água com o balde;
- quando ocorrer no fundo do poço material não escavável por processos manuais.

O poço deverá ser totalmente preenchido com solo após seu término. Por solicitação da Fiscalização esta operação poderá ser adiada até o término do último poço a ser executado na obra pela Empreiteira. No local do poço será cravada uma tabuleta com os seguintes dados:

- número do poço;
- profundidade;
- cota e amarração (se fornecidos).

#### **5.2.4. - Amostragem**

As amostras deformadas deverão ser coletadas a cada metro perfurado em material homogêneo, salvo orientação em contrário da Fiscalização. Se ocorrer mudanças no transcurso de um metro perfurado, deverão ser coletadas tantas amostras quantos forem os diferentes tipos de materiais. As amostras serão identificadas por duas etiquetas, uma externa e outra interna ao recipiente de amostragem, onde deve constar:

- nome da obra;
- nome do local;
- número do poço;
- intervalo de profundidade da amostra;
- data da coleta.

As amostras serão coletadas do material retirado à medida que o poço avança, não sendo permitida a amostragem por raspagem da parede do poço após sua conclusão. As anotações deverão ser feitas em etiquetas, sendo essas protegidas de destruição com o manuseio das amostras. As amostras deverão ser colocadas sem demora em dois recipientes: um, de tampa hermética parafinada ou selada com fita colante, com aproximadamente 100g de material e outro, de lona ou plástico com barbante, com quantidade especificada pela contratante. Deverão permanecer guardadas à sombra, em local

ventilado, até o final da jornada diária, quando serão transportadas para o local indicado pela Fiscalização, na obra.

As profundidades para coleta das amostras indeformadas deverão ser determinadas pela equipe técnica que acompanha a obra. Caso não exista esta determinação, as amostras deverão ser coletadas a cada dois metros e cada vez que ocorrer mudança de material. As amostras indeformadas serão constituídas de cubos de solo não deformado, com arestas de 0,30m de dimensão mínima, coletados da seguinte maneira:

Quando o fundo do poço se encontrar à cerca de cinco centímetros da profundidade a ser amostrada, deverá ser iniciada a talhagem cuidadosa do cubo a ser coletado através da remoção do solo que o circunda. Talhado o bloco, sem seccioná-lo do fundo do poço, suas faces (com dimensões próximas de 0,30 cm de aresta) deverão receber uma delgada camada de parafina, aplicada com pincel. Quando necessário o bloco poderá ser envolvido ou reforçado ao longo dessas arestas, com talagarça (saco de estopa)

Após a operação anteriormente descrita, envolve-se a amostra com uma forma quadrada de madeira aparafusada, de 0,34m de dimensão interna, sendo essa forma sem fundo e sem tampa. Colocada a forma e bem vedada seu contacto com o solo que ladeia a amostra, despeja-se parafina líquida nos vazios da forma e na face superior do bloco. Após o endurecimento da parafina, fixa-se o fundo da forma às laterais da forma e secciona-se cuidadosamente o bloco pela sua base, regularizando-se e parafinando-se a mesma. O bloco deve ser retirado do poço com a forma e, após a remoção desta, cola-se numa das faces do bloco uma etiqueta que deve constar os seguintes dados:

- nome da obra;
- local;
- número do poço;
- profundidade do topo e base da amostra;
- data;
- cota da boca do poço;
- operador;
- orientação espacial.

Toda a operação até aqui descrita deve ser efetuada no menor tempo possível, ao abrigo de luz solar direta, não sendo permitida nenhuma paralisação durante o processo. As amostras coletadas deverão permanecer guardadas à sombra, em local ventilado, até o final da jornada diária, quando serão transportadas com o máximo cuidado, sem choques ou vibrações, até o local indicado pela Fiscalização, na obra.

### **5.2.5 - Apresentação dos resultados**

O relatório preliminar da sondagem, caso seja necessário, de cada poço de inspeção deverá ser apresentado constando os seguintes itens:

- nome da obra e Interessado;
- identificação e localização do poço;
- forma e dimensões;
- cota da boca, se fornecida pela Fiscalização;
- data da execução;
- tipo e profundidade das amostras coletadas;
- motivo da paralisação;

- medidas de nível d'água com data, hora e profundidade do poço na ocasião da medida. No caso de não ser atingido o nível d'água deve-se anotar as palavras "poço seco".

O relatório final da sondagem deverá constar: perfis individuais com a classificação geotécnica visual dos materiais atravessados, suas estruturas, resistências, etc.. No relatório ainda devem constar, texto explicativo com localização, tempo gasto, número de poços executados, total de metros perfurados, bem como outras informações de interesse e conhecimento da Empreiteira e, planta de localização dos poços ou, na sua falta, esboço com distâncias aproximadas e amarração.

### 5.3 - SONDAGENS DE SOLOS A PERCUSSÃO

Esse tipo de sondagem consiste no simples reconhecimento dos tipos de solos e das respectivas espessuras de cada camada de um terreno.

#### 5.3.1 - Identificação

As sondagens a percussão deverão ser identificadas pela sigla SP seguida de número indicativo. Em cada obra o número indicativo deverá ser sempre crescente, independentemente do local, fase ou objetivo da sondagem. Quando for necessária a execução de mais de um furo num mesmo ponto de investigação, os furos subsequentes terão a mesma numeração do primeiro, acrescida das letras A, B, C, etc. No caso de prosseguimento da sondagem pelo método rotativo, a mesma deverá ser denominada com a sigla e número das sondagens rotativas.

#### 5.3.2 - Equipamento

A empresa executora deverá fornecer equipamento para execução de sondagens de até 40 m de profundidade. O equipamento constará dos seguintes elementos:

- a) torre com roldana, moitão e corda;
- b) tubos de revestimento;
- c) hastes de perfuração/cravação;
- d) trado-concha ou cavadeira manual;
- e) trado helicoidal;
- f) trépano/peça de lavagem;
- g) amostrador-padrão;
- h) cabeça de bater;
- i) martelo padronizado;
- j) baldinho para esgotar o furo;
- k) medidor de nível de água;
- l) metro de balcão ou trena;
- m) recipientes para amostras;
- n) bomba d'água centrífuga motorizada;
- o) caixa d'água ou tambor com divisória interna para decantação;
- p) ferramentas gerais necessárias para a operação.

Tripé ou equivalente, hastes, tubos de revestimento, barriletes amostradores (Figura 26), martelo para cravação do barrilete, bomba d'água, baldinho com válvula de pé, trépano de lavagem (Figura 28), motor com guincho e/ou macacos e/ou saca tubos, medidor de nível d'água, trado cavadeira, trado espiral e ferramentas necessárias à operação.

Figura 26 - Tripé



Figura 27 - Amostra extraída do barrilete amostrador



Figura 28 - Ferramenta de perfuração Trépano

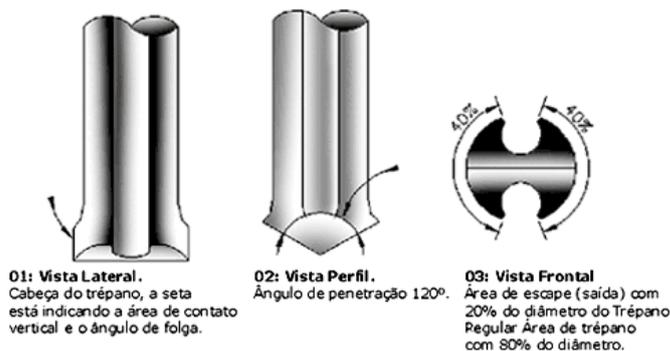
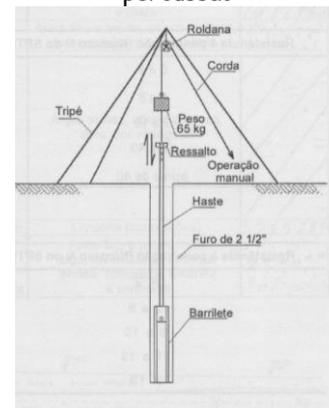


Figura 29 - Esquema de um furo de sondagem à percussão



O diâmetro dos trados deverão ser aproximadamente 5 milímetros inferior ao do diâmetro externo do revestimento utilizado. Na Figura 27 mostra-se detalhe das amostras extraídas pelo barrilete amostrador.

As hastes condutoras do barrilete deverão ser de tubo reto de 1" de diâmetro interno e parede espessa, com roscas (com fios quadrados) que permitam firme conexão com as luvas, e peso de aproximadamente 3,0kg por metro linear. As peças de avanço da sondagem deverão permitir a abertura de um furo com diâmetro mínimo de 2 1/2" (Figura 29).

É apresentado na Figura 29 esquematicamente o processo da sondagem à percussão.

### 5.3.3 - Execução da sondagem

Inicialmente deve ser feita a limpeza de uma área que permita o desenvolvimento de todas as operações sem obstáculos e aberto um sulco ao seu redor para impedir, no caso de chuva, o aporte de enxurrada. Quando for necessária a construção de uma plataforma, a mesma deverá ser totalmente assoalhada e cobrir, no mínimo, a área delimitada pelos pontos de fixação do tripé.

As sondagens deverão ser iniciadas utilizando-se cavadeira manual articulada até onde for possível.

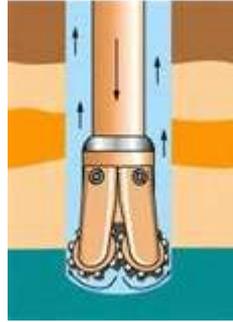
Tomando-se impossível a perfuração a trado cavadeira o avanço será feito utilizando-se trado espiral.

No caso de ser atingido o nível d'água ou quando o avanço do trado espiral for inferior a 5 cm em 10 minutos de operação contínua de perfuração, poderá passar-se para o método de percussão com circulação de água (lavagem). Para tanto é obrigatória a cravação do revestimento.

Quando o avanço do furo se faz por lavagem<sup>9</sup> Figura 30, deve-se erguer o sistema de circulação d'água (o que equivale a elevar o trépano) da altura de aproximadamente 0,3 m e durante sua queda deve ser manualmente imprimindo um movimento de rotação no hasteamento.

<sup>9</sup> Na operação por lavagem é comum utilizar lama bentonítica (adição de bentonita à água) de forma a aumentar densidade da água e propiciar um melhor carreamento das partículas em suspensão.

Figura 30 - Sentido da circulação de lavagem



Os detritos pesados que não são carreados com a circulação d'água, deverão ser retirados com o baldinho com válvula de pé.

O controle das profundidades do furo, com precisão de 1 (um) centímetro, deverá ser feito pela diferença entre o comprimento total das hastes com a peça de perfuração e a sobra das mesmas em relação a um nível de referência fixado junto à boca do furo.

No caso de a sondagem atingir o lençol d'água, a sua profundidade será anotada. Quando ocorrer artesianismo deve ser anotado a altura máxima de elevação d'água no revestimento e a medida da vazão, com o respectivo nível dinâmico.

O nível d'água ou as características do artesianismo deverão ser medidos todos os dias antes do início dos trabalhos e na manhã seguinte após a conclusão da sondagem.

A sondagem a percussão será dada por terminada nos seguintes casos:

- a) quando atingir a profundidade especificada na programação dos serviços;
- b) quando atingir o limite de 40m de profundidade;
- c) quando ocorrer a condição de impenetrabilidade;
- d) quando estiver prevista sua continuação pelo processo rotativo e for atingida condições do item anterior.

Salvo especificação em contrário, imediatamente após a última leitura do nível d'água, ou término de furo seco, o mesmo deverá ser totalmente preenchido com solo, deixando-se cravada ao seu lado uma estaca com a identificação da sondagem.

A apresentação do relatório segue o mesmo padrão exposto na sondagem a trado e poços de inspeção.

## 5.4 - STANDARD PENETRATION TEST (SPT)

### 5.4.1 - Introdução

Esse tipo de sondagem assemelha-se a sondagem à percussão descrito no item 5.3. Difere-se basicamente na padronagem dos equipamentos e principalmente no fato que a sondagem SPT é um índice de resistência à penetração do solo.

O ensaio de penetração de acordo com o método *Standard Penetration Test* (SPT), que é um parâmetro de resistência, deverá ser medido a cada metro, a partir de 1,0 m de profundidade.

As dimensões e detalhes construtivos do penetrômetro SPT deverão estar rigorosamente de acordo com a norma ABNT NBR-6484:2020 - Solo — Sondagem de simples reconhecimento com SPT — Método de ensaio. O hasteamento a ser usado é o mesmo indicado para a sondagem a percussão.

A norma preconiza dois sistemas: (i) sondagem manual e (ii) sondagem mecanizado. Ambos têm por finalidade fornecer as seguintes informações: tipos de solo se suas respectivas profundidades de ocorrência; indicação da posição do nível de água (quando ocorrer) durante a execução de cada sondagem, e o índice de resistência à penetração SPT a cada metro

Dessa forma, a sondagem SPT consiste, basicamente, na perfuração e cravação dinâmica de amostrador-padrão, a cada metro, resultando na determinação do tipo de solo e de um índice de resistência, bem como na observação do nível da água dentro do furo de sondagem

### 5.4.2 - Procedimento

O ensaio de penetração consistirá na cravação do barrilete amostrador, através do impacto, sobre a composição do hasteamento de um martelo de 65,0kg caindo livremente de uma altura de 75cm. O martelo para cravação do amostrador deverá ser erguido manualmente, com auxílio de uma corda e polia fixa no tripé. É vedado o emprego de cabo de aço para erguer o martelo. A queda do martelo deverá se dar verticalmente sobre a composição, com a menor dissipação de energia possível. O martelo deverá possuir uma haste guia onde deverá estar claramente assinalada a altura de 75cm.

O barrilete deverá ser apoiado suavemente no fundo do furo, assegurando-se que sua extremidade se encontre na cota desejada e que as conexões entre as hastes estejam firmes e retilíneas. A ponteira do amostrador não poderá estar fraturada ou amassada.

Colocado o barrilete no fundo, deverão ser assinalados com giz, na porção de haste que permanece fora do revestimento, três trechos de 15,0 cm cada. A seguir, o martelo deverá ser suavemente apoiado sobre a composição de hastes anotando-se a eventual penetração observada.

Não tendo ocorrido penetração igual ou maior do que 45cm no procedimento acima, inicia-se a cravação do barrilete através da queda do martelo. Cada queda do martelo corresponderá a um golpe e serão aplicados tantos golpes quantos forem necessários à cravação de 45cm do amostrador, atendida a limitação do número de golpes indicada adiante. Deverão ser anotados o número de golpes e a penetração em centímetros para a cravação de cada terço do barrilete, ou o número de golpes e a penetração respectiva.

O valor da resistência à penetração consistirá no número de golpes necessários à cravação dos 30,0 cm finais do barrilete.

A cravação do barrilete será interrompida quando se obtiver penetração inferior a 5,0 cm durante 10 golpes consecutivos, não se computando os cinco primeiros golpes do teste. O número máximo de golpes num mesmo ensaio será de 50. Nestas condições o terreno será considerado impenetrável ao SPT.

Atingidas as condições definidas anteriormente, os ensaios de penetração serão suspensos, sendo reiniciados quando, em qualquer profundidade, voltar a ocorrer material susceptível de ser submetido a este tipo de ensaio.

### 5.4.3 - Amostragem

As amostras deverão ser representativas dos materiais atravessados e livres de contaminação. As amostras a serem obtidas nas sondagens a percussão serão dos seguintes tipos:

Amostras de barrilete amostrador SPT, com cerca de 250g, constituídas pela parte inferior do material obtido no amostrador. Sempre que possível a amostra do barrilete deverá ser acondicionada mantendo-se intactos os cilindros de solo obtidos (Figura 14).

Amostras de lavagem, com cerca de 500g, obtida pela decantação da água de circulação, em recipiente com capacidade mínima de 10 litros. Neste processo de amostragem é vedada a prática de coleta do material acumulada durante o avanço da sondagem, em recipiente colocado junto à saída da água de circulação.

Amostras de baldinho de pé, com cerca de 500g, constituídas por material obtido no baldinho com válvula de pé.

Excetuando-se as amostras de barrilete, deverá ser coletada, no mínimo, uma amostra para cada metro perfurado. Se ocorrer mudanças no transcorrer do metro perfurado, deverão ser coletadas tantas amostras quantos forem os diferentes tipos de materiais.

As amostras serão acondicionadas em caixas de madeira. As caixas deverão ser providas de tampa. Na tampa e num dos lados da caixa, deverão ser anotados com tinta indelével os seguintes dados:

- número do furo;
- nome da obra;
- local;
- número da caixa /o número de caixas do furo.

Quando a sondagem a percussão for seguida por sondagem rotativa, deverá ser utilizada caixa de amostra apropriada para o diâmetro da sondagem rotativa programada.

As amostras serão coletadas desde o início do furo e acondicionadas na caixa, com separação física com peças (tacos) de madeira, pregadas longitudinalmente. A sequência de colocação das amostras na caixa será de forma que descreva sequencialmente a profundidade do furo.

A profundidade de cada trecho amostrado será anotada, com caneta esferográfica ou tinta indelével, na peça física divisora das amostras.

Cada metro perfurado, com exceção do primeiro, deverá estar representado na caixa de amostra por duas porções de material separadas por tacos de madeira: a primeira com a amostra de penetrômetro e a segunda com amostra de trado, lavagem ou baldinho.

Não havendo recuperação de material no barrilete, no local da amostra deverá ser colocado uma identificação com as palavras "não recuperou".

A cada ensaio de penetração (1,0 m penetrado), cerca de 100g da amostra do barrilete deverá ser imediatamente acondicionada em recipiente de vidro ou plástico rígido, com tampa hermética, parafinada ou selada com fita colante. Esta amostra deverá ser identificada:

- nome da obra;

- nome do local;
- número da sondagem;
- número da amostra;
- profundidade da amostra;
- número de golpes e penetração do ensaio;
- data;
- operador.

Estes recipientes deverão ser acondicionados em caixas apropriadas para transporte ou, de preferência, na caixa especificada em norma.

As caixas de amostras deverão permanecer guardadas à sombra, em local ventilado, até o final da sondagem, quando serão transportadas para o local indicado pela Fiscalização, na obra.

#### **5.4.4 - Apresentação dos resultados**

Os resultados preliminares de cada sondagem a percussão deverão ser apresentados, conforme especificado em proposta contendo:

- nome da obra e Interessado;
- identificação e localização do furo;
- diâmetro da sondagem e método de perfuração;
- cota, se fornecida pela Fiscalização;
- data da execução;
- nome do sondador e da firma;
- tabela com leituras de nível d'água, com: data, hora, nível d'água, profundidade do furo, profundidade do revestimento e observações sobre eventuais fugas d'água, artesianismo, etc.
- no caso de não ter sido atingido o nível d'água, deverão constar no boletim as palavras "furo seco";
- resultados dos ensaios de penetração, com o número de golpes e avanço em centímetros para cada terço de penetração do amostrador;
- resultados dos ensaios de lavagem, com o intervalo ensaiado, avanço em centímetros e tempo de operação da peça de lavagem;
- resultados dos ensaios de infiltração, com o processo utilizado, posição da boca inferior e superior do revestimento, profundidade do furo, diâmetro do revestimento e medidas de absorção d'água feitas a cada minuto, com a respectiva unidade;
- indicação das anomalias observadas;
- confirmação do preenchimento do furo ou motivo do seu não preenchimento;
- motivo da paralisação do furo;
- visto do encarregado da Empreiteira na obra.

Os resultados finais de cada sondagem a percussão deverão ser apresentados na forma de perfis individuais, onde conste calculados e colocados em gráfico quando for o caso, a classificação geológica e geotécnica dos materiais atravessados, feita por geólogo ou técnico cujo nome e assinatura deverão constar no perfil.

Após o término do último furo da campanha programada, deverão ser entregues:

- a) relatório e,
- b) planta de localização das sondagens.

#### 5.4.5 - Resistência SPT

Na norma ABNT 6484:2020 encontra-se a Tabela 3 que apresenta os possíveis tipos de ocorrências na realização do ensaio e apresenta também, a forma de registro das ocorrências.

Tabela 3 - Apresentação das penetrações

Penetração	Registro dos golpes	Exemplo
Penetração de 45 cm Três trechos iguais a 15 cm	Golpes por trecho	3/15 – 3/15 – 4/15
Penetração diferente de 45 cm Trechos diferentes de 15 cm	Número de golpes para uma penetração imediatamente superior a 15 cm	3/17 – 4/14 – 5/15
Penetração superior a 45 cm com a aplicação do primeiro golpe de martelo	Número de golpes e respectiva penetração	1/58
Penetração com haste e amostrador, sem número de golpes	Sem número de golpes	PH/50
Penetração com martelo, haste e amostrador, sem número de golpes	Sem número de golpes	PM/70
Penetração superior a 45 cm com a aplicação de poucos golpes do martelo	Número de golpes e respectiva penetração nos respectivos intervalos	1/33 – 1/20
Penetração inferior a 45 cm. Se em qualquer dos três segmentos, o número de golpes ultrapassar 30	Número de golpes para cada intervalo de penetração	32/15
Se não for observado avanço do amostrador durante a aplicação de cinco golpes sucessivos do martelo	Número de golpes para zero centímetros de penetração 5/0	5/0

Dá mesma forma a norma ABNT 6484:2020 apresenta o estado do solo quanto a sua compacidade, conforme definido no item 4.6, associa-se a resistência à penetração SPT para materiais: areias e siltes arenosos, os estados de fofa a compacta descritos na Tabela 4. Para Argilas e siltes argilosos associa-se o estado quanto a consistência.

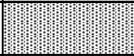
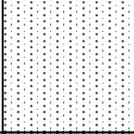
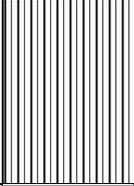
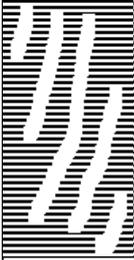
Tabela 4 - Estimativa da resistência à penetração SPT

Tipo de solo	Índice de resistência à penetração (SPT)	Designação*
Areias e siltes arenosos	< 4	Fofa
	5 a 8	Pouco compacto
	9 a 18	Medianamente compacto
	19 a 40	Compacto
	> 40	Muito compacto
Argilas e siltes argilosos	</= 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Médio
	11 a 19	Rijo
	20 a 30	Muito rijo
	> 30	Duro

(\*) As expressões empregadas para a designação da compactidade das areias (fofa, compacta etc.) são referências à deformabilidade e à resistência destes solos, sob o ponto de vista de fundações, e não podem ser confundidas com as mesmas denominações empregadas para a designação da compactidade relativa das areias ou para a situação perante o índice de vazios críticos, definidos na mecânica dos solos.

Na **Figura 31** é sugerido folha de registro de levantamento de um perfil de sondagem SPT descrevendo a cota e a profundidade (m), a ocorrência de N.A., o número de golpes SPT, a descrição do material extraído do furo e a convenção de identificação do material.

Figura 31 - Folha de ensaio de levantamento de um perfil de sondagem SPT

FOLHA DE SONDAAGEM						
Cota (m)	Profund. (m)	N.A	SPN (n)	Descrição	Convenção	
723	-1		4	Argila pouco arenosa, consistência mole e cor amarela		
	-3		5			
			10			
718	-5		9	Argila pouco arenosa, consistência média e cor amarela		
			6			
			8			
			-8			8
713	-10		19	Areia fina e média, siltosa compacta amarela		
			20			
			20			
			26			
			29			
708	-15		28	Areia média, muito compacta amarela		
			-16			27
			-15			36
						42
703	-20	20	46	Areia média, muito compacta amarela		
			45			
			47			
			45			
700	-23		28/15	Areia média, muito compacta amarela		
			31/16			
			30/15			
			38/13			

## 5.5 - SONDAGENS ROTATIVAS

Nesse tipo de sondagem é basicamente utilizada para materiais de 3ª categoria (rochas), é muito utilizada em perfuração em poços petrolíferos, podendo atingir quilômetros de profundidade como exemplo a camada do pré-sal onde foi perfurado profundidades superiores a 3 km.

### 5.5.1 - Identificação

As sondagens rotativas serão identificadas pela sigla SR seguidas de número indicativo. Em cada obra o número indicado deverá ser sempre crescente, independentemente do local, fase ou objetivo da sondagem. Quando for necessária a execução de mais de um furo num mesmo ponto de investigação, os furos subsequentes terão a mesma numeração do primeiro, acrescida das letras A, B, C, etc.

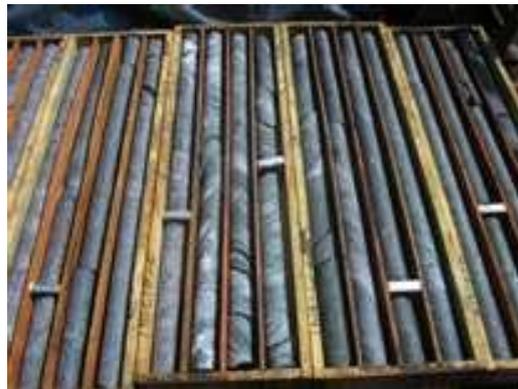
### 5.5.2 - Equipamento

O equipamento padrão deverá constar, sonda propriamente dita com motor a combustão interna ou elétrico (Figura 32), bomba d'água, guincho, ferramentas, tubos de revestimento, coroas, luvas alargadoras, hastes, barriletes, caixas apropriadas para os testemunhos (Figura 33), obturadores de borracha e demais acessórios necessários à execução de sondagens rotativas, além dos equipamentos exigidos para sondagem a percussão, conforme relação do item 5.3.

Figura 32 - Sonda rotativa



Figura 33 - Retentores de testemunhos



### 5.5.3 - Execução da Sondagem

Em terreno seco, a sondagem deverá ser iniciada após a limpeza de uma área que permita o desenvolvimento de todas as operações sem obstáculos, a abertura de um sulco ao seu redor para impedir, no caso de chuva, a entrada de enxurrada e a ancoragem firme a sonda no solo, de maneira minimizar a transmissão de suas vibrações para a composição de sondagem.

Em terreno alagado ou coberto por lâmina d'água de grande espessura, a sondagem deverá ser feita a partir de plataforma fixa ou flutuante firmemente ancorada, totalmente assoalhada, que cubra, no mínimo, a área delimitada pelos pontos de apoio do tripé, ou um raio de 1,5m contados a partir dos contornos do conjunto motor-sonda.

Quando ocorrer solo no local do furo, a sondagem deverá ser feita com medidas de SPT a cada metro, até serem atingidas as condições definidas no item 5.4.

Para o avanço da sondagem neste trecho, que para efeitos de custos será considerada como sondagem à percussão, é facultada a utilização do processo rotativo em substituição aos processos normais de avanço da sondagem à percussão. Neste caso, o barrilete e a coroa da sonda rotativa avançarão à seco até o nível d'água e com circulação d'água abaixo dele.

À Empreiteira caberá, com anuência da Fiscalização empregar todos os recursos da sondagem rotativa, tais como perfuração cuidadosa, manobras curtas, coroas e barriletes especiais, lama bentonítica, etc., de maneira assegurar a recuperação de todos os materiais atravessados. A sequência de diâmetros a ser utilizada deverá ser estabelecida pela Fiscalização e somente poderá ser alterada mediante sua autorização, por comprovada necessidade técnica.

Quando no avanço da sondagem rotativa ocorrer 0,5 m de material mole ou incoerente, deverá ser executado um ensaio de penetração SPT, seguido de outros a intervalos de 1,0 m até serem atingidas novamente, as condições do item 5.4. Tão logo o material volte a ser coerente a manobra de avanço deverá ser interrompida para retirada da amostra.

O controle de profundidade do furo, com precisão de 1 (um) centímetro, deverá ser feito pela diferença entre o comprimento total das hastes com a peça de perfuração e a sobra das mesmas em relação a um nível de referência fixado junto à boca do furo.

No caso de atingir o lençol d'água a sua profundidade será anotada. Quando ocorrer artesianismo deve ser anotado a altura máxima de elevação d'água no revestimento e a medida da vazão, com o respectivo nível dinâmico, quando o revestimento é seccionado.

O nível d'água ou as características do artesianismo deverão ser medidos todos os dias antes do início dos trabalhos e na manhã seguinte após a conclusão da sondagem.

Salvo orientação em contrário, imediatamente após a última leitura de nível d'água, ou término de furo seco, o mesmo deverá ser totalmente preenchido, deixando-se cravada ao seu lado uma estaca com a identificação da sondagem. Nos furos em sítios de barragens o preenchimento deverá ser feito com calda grossa de cimento, vertida no fundo do furo com auxílio de um tubo, que será levantado à medida que o furo for sendo preenchido. Nos demais furos o preenchimento será feito com solo, ao longo de toda sua profundidade.

Texto extraído das Diretrizes Para Execução de Sondagens - 2ª. Tentativa, ABGE - Associação Brasileira de Geologia e Engenharia, Boletim 03 (1977)

#### Questionário

1. Qual tipo de sondagem é o mais empregado em pavimentação, por quê?
2. Quais as principais finalidades da realização da sondagem de poços de inspeção?
3. O que caracteriza uma sondagem a percussão?
4. O que significa as siglas SPT?
5. Um resultado de SPT = 15 o que significa?
6. Um resultado de SPT = 47/10 o que significa?
7. Por que a sondagem a trado para pavimentação é conduzida até a profundidade de 1,5 m abaixo do greide?
8. Para ensaios geotécnicos de laboratório quais as características que a amostra de solo deve possuir e qual tipo de sondagem se obtém esse material para análise?
9. Qual principal parâmetro se obtém com a sondagem SPT?
10. Qual o critério de parada para as sondagens: à trado e SPT?
11. Em que condição se opta pela sondagem rotativa durante a realização de uma sondagem tipo SPT?
12. O que é trépano?

Quando se utiliza a sondagem rotativa?

## AULA 6 - COMPACTAÇÃO DE SOLOS

Podemos definir como compactação de solos o processo manual ou mecânico que visa reduzir o volume de vazios de ar. Com a redução do volume de vazios de ar o solo ganha resistência, se tornando menos deformável. Um dos grandes benefícios de se compactar solos empregados em camadas de pavimentos é o de uniformizar os deslocamentos, ocasionados pela ação do carregamento dos veículos, evitando-se assim, concentrações de tensões indesejáveis em determinadas camadas devido a deformações diferenciais acentuadas na estrutura do pavimento.

O objetivo de se compactar um solo a ser empregado como uma determinada camada de pavimento e, primeiramente a de aumentar a resistência do solo a eventuais deformações, em segundo uniformizar a camada de forma a não sofrer deslocamentos diferenciais o que propiciaria danos a estrutura do pavimento, por fim, diminuir a permeabilidade do solo. Utiliza-se a compactação de solos na construção de aterros e da estrutura do pavimento propriamente dita. Com a compactação pode-se utilizar imediatamente o solo estruturalmente.

Para materiais granulares, como as areias e britas, que não apresentam em sua composição materiais finos em quantidade suficiente que propicie coesão ao arcabouço, o processo de densificação não ocorre com compactação por impacto, mas principalmente, pela vibração com emprego ou não de água como lubrificante.

Segundo Vargas (1977), compactação é o processo no qual se comunica ao solo estabilidade, para tanto, ocorre o aumento da densidade aparente e, por conseguinte, aumento de resistência. Estabilidade se refere à permanência de certo nível de resistência independentemente das variações climáticas, de tal modo que a estrutura não sofra ruptura ou danos significativos.

Porter em experiências no final da década de 1920 pôde constatar que ocorria uma redução nos poros do solo quando compactado, que, por conseguinte, um aumento no peso específico aparente. Observou que esse aumento de peso específico aparente ocorria com o aumento do teor de umidade e que após certo teor de umidade o peso específico máximo aparente diminui. O maior valor do peso específico aparente está associado ao teor de umidade denominando de umidade ótima ( $w_{ót}$ ) e associa-se a essa condição do solo à sua maior capacidade de resistência.

Dessa forma, a base experimental do ensaio de compactação de solos é determinar a melhor condição que o solo pode apresentar face as propriedades de engenharia.

### 6.1 - Curva de compactação Proctor

Proctor (1933) desenvolveu o procedimento laboratorial de compactação, denominado de Ensaio de Proctor, que foi padronizado pela AASHO. O ensaio consiste em compactar o solo em três camadas em um cilindro de  $1000 \text{ cm}^3$ , com vinte e cinco golpes por camada de um soquete de massa de 5lbs, altura de queda de 1 pé = 30,5 cm e 2" (50,8 mm) de diâmetro. Nessas condições de compactação é denominada de energia normal (EN).

Plotando-se as umidades de moldagem ( $w$ ) e os respectivos pesos específicos aparentes secos ( $\gamma_s$ ) têm-se a curva de compactação, equação 21.

$$W = \frac{P_w}{P_s}$$

(1)

$$\gamma_s = \frac{P_s}{V}$$

(21)

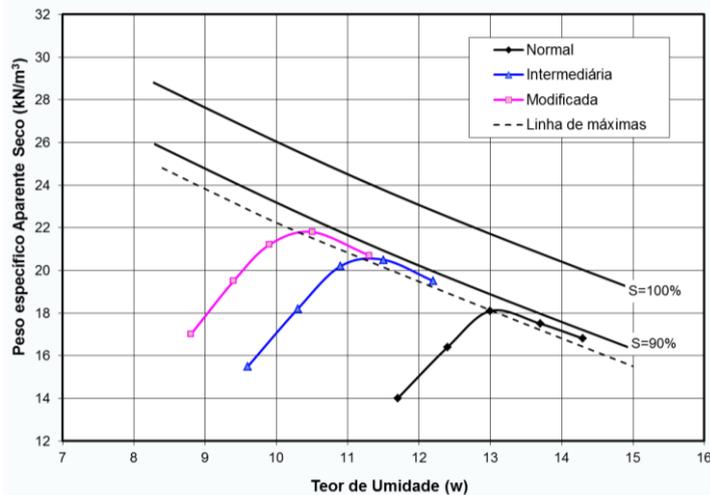
Onde:  $W$  = teor de umidade (%)  
 $P_w$  = peso da água (massa da água) (N)  
 $P_s$  = peso dos sólidos (N)

$\gamma_s =$  massa específica aparente seca<sup>10</sup> (kN/m<sup>3</sup>)

$V =$  volume total da amostra (m<sup>3</sup>)

Conforme a combinação dos tipos de moldes, 1.000 cm<sup>3</sup> ou 2.000 cm<sup>3</sup>, tipo de soquete leve (5 lbs) ou pesado (10 lbs) e também quanto ao número de camadas e ao número de golpes por camada, tem-se outros dois níveis de energia: intermediária e modificada, (Figura 34). Alguns órgãos rodoviários especificam energias intercaladas entre a intermediária e a modificada, denominada de inter modificada. Nessa apostila essa energia não será abordada.

Figura 34 - Curva de Compactação



Note-se que a linha de máximas densidades, que passa pelos teores ótimos de umidade e pesos específicos aparentes máximos das curvas correspondentes as energias: normal, intermediária e modificada, de um mesmo solo, acompanha "paralelamente" as linhas de saturação de 100%, na condição de nunca a tocar, desta forma podemos concluir que o solo no máximo, pode apresentar saturação de 100%.

Através da curva de compactação extraem-se dois parâmetros: umidade ótima (w) e massa específica aparente seca máxima (g/cm<sup>3</sup>). A norma ABNT NBR 7120:2022 Solo - Ensaio de compactação, apresenta as variáveis que caracterizam os tipos de energia associa aos tipos de molde (Tabela 5).

Tabela 5 - Energia de compactação e características dos moldes e soquetes - ABNT NBR 7120:2020

Energia de Compactação	Peso do soquete (kg)	Altura de queda do soquete (cm)	Número de camadas	Número de Golpes	Volume do molde (cm <sup>3</sup> )	Energia Kg cm/cm <sup>3</sup>
Normal	2,5*	30,5	3	26	1000	5,9
	4,5	45,0	5	12	2000	6,1
Intermediária	4,5	45,0	3	21	1000	12,8
	4,5	45,0	5	26	2000	13,2
Modificada	4,5	45,0	5	27	1000	27,3
	4,5	45,0	5	55	2000	27,8

(\*) comumente tem-se adotado a massa do soquete tipo leve de 2,5 kg, entretanto, 5 lbs corresponde a massa de 2,25 kg - (1 lb = 0,45 kg)

<sup>10</sup> Por vício de linguagem, por vezes utilizamos o termo densidade (forma verbal) para nos referirmos a massa específica aparente seca e se utilizará a unidade de g/cm<sup>3</sup>.

Na última coluna da Tabela 4 é apresentada a energia de compactação expressa pela unidade  $\text{kg}\cdot\text{cm}/\text{cm}^3$ , energia que cada centímetro cúbico do corpo de prova recebe com a referida compactação.

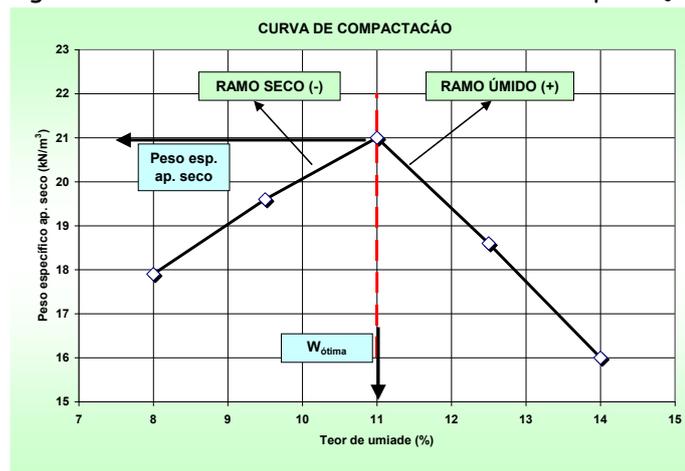
Estão apresentados na **Figura 35** os moldes e os soquetes utilizados no ensaio de compactação e mostrados na Tabela 04.

Figura 35 - Equipamentos utilizados moldes e soquetes



A curva de compactação possui dois ramos, denomina-se o ramo esquerdo da curva como ramo seco e o da direita como ramo úmido, (Figura 36).

Figura 36 - Ramo seco e úmido da curva de compactação



No ramo seco, segundo Lambe (1958), a concentração eletrolítica é elevada, o que propicia a predominância das forças atrativas, relativas as forças de Van der Waals, nesse baixo teor de umidade, quando compactado, o solo apresenta uma estrutura mais floclada. Ao adicionar água a concentração eletrolítica diminui, permitindo a expansão da camada dupla de água, com o aumento das forças repulsivas e diminuição das atrativas. Assim, com o aumento do teor de umidade ocorre a redução da floclação do solo, permitindo, dessa forma, um melhor rearranjo das partículas e, por conseguinte, o aumento da densidade.

O aumento da densidade associado ao aumento do teor de umidade, deve-se a lubrificação que melhora o deslizamento das partículas um em relação a outras a elas adjacentes, devido a formação da camada dupla de água, deslizamento este facilitado pelo aumento das forças repulsivas, embora preponderem ainda as forças atrativas.

No ramo seco, a partir do teor ótimo de umidade (início do ramo úmido) as forças repulsivas começam a superar as atrativas, propiciando a formação de uma estrutura mais dispersa, com uma maior orientação das partículas. A massa específica aparente seca diminui porque a água dilui a

concentração das partículas de solo por unidade de volume, ou seja, começa a ter água em excesso de forma a substituir as partículas de solo por água. O aumento da energia tende a orientar as partículas, tornando as estruturas mais dispersas.

## 6.2 - Saturação

Conforme apresentado na Figura 34 temos as curvas de saturação  $S$  para 100% e 90%. Parâmetro considerado para avaliar o grau de saturação do volume de vazios. A curva de saturação é obtida a partir da determinação da massa específica aparente seca pela Equação 18.

$$\gamma_s = \frac{1}{\left\{ \left( \frac{1}{\gamma_d} \right) + \left( \frac{w}{S} \right) \right\}} \quad (18)$$

Onde:

- $\gamma_s$  = massa específica aparente seca ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )
- $\delta$  = peso específico dos grãos ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )
- $w$  = umidade (%)
- $S$  = grau de saturação (%)

## 6.3 - Processos de compactação em laboratório

Basicamente, em laboratório têm-se quatro tipos de compactação:

- (a) impacto,
- (b) vibração,
- (c) pisoteamento (tamper)<sup>11</sup> e
- (d) estático.

A compactação por impacto consiste em aplicar golpes, normalmente, por soquete em camadas de solo. O processo de densificação do solo por vibração utiliza uma placa vibratória que transmite ao solo, energia de forma que ocorra um rearranjo das partículas do solo. Pisoteamento pode-se associar a um processo cujas características está entre a forma estática e a de impacto, nesse processo, uma haste em série com uma mola helicoidal, que através da energia acumulada nessa mola propicia a densificação do solo sem que a haste desencoste da superfície do solo. Por fim, a compactação estática em que uma força aplicada em um disco comprime o solo estaticamente.

No ramo seco, qualquer forma de densificação resulta em uma estrutura floclada, quanto ao ramo úmido quanto maior for a intensidade para a densificação do solo (deformações de cisalhamento), maior será a orientação entre as partículas. O processo por pisoteamento gera estrutura no solo mais dispersas que o processo por impacto. A compactação estática, para boa parcela de tipos de solo, pode ocasionar estrutura floclada mesmo no ramo úmido. Solo com estrutura floclada oferece menor resistência ao fluxo de água que solo com estrutura dispersa.

## 6.4 - Compactação de campo

---

<sup>11</sup> *Tamper* - Termo quando utilizado em solos, corresponde ao processo de densificação semelhante ao pisoteamento. Processo utilizado mais em laboratório. O solo é densificado por uma placa ou um pistão que pressiona o solo dentro de um molde a uma pressão constante. Em campo o termo *tamper* é mais aplicado para misturas asfálticas em que a mistura é esparramada pela vibro-acabadora e na saída da mesa (saída da mesa) a mistura é pressionada de forma a adquirir um grau de compactação relativamente alto. Essa compactação é semelhante ao processo de pisoteamento em solos (*tamper*).

Dentre os diversos tipos de equipamentos destinados a compactação em campo, podem ser simplifiadamente, classificados em três tipos: estático, impacto e vibração.

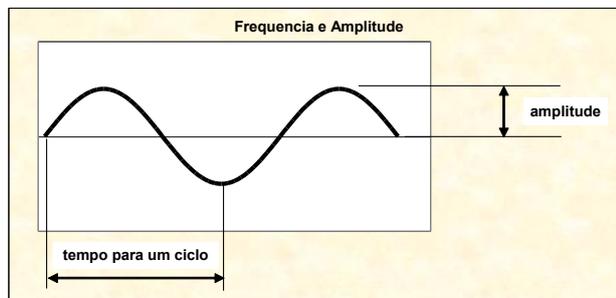
Os rolos: estáticos de cilindro liso, de pneus e estáticos pés de carneiro trabalham na superfície do solo com pressões estáticas de diferentes magnitudes. A compactação por impacto proporciona uma força maior na superfície do solo que o processo estático, nesse processo o solo é golpeado de forma que uma compressão ou onda de pressão penetra no solo gerando pressões altas e em grandes profundidades.

Os compactadores vibratórios trabalham com uma sucessão rápida de impactos contra a superfície do solo e cada impacto produz uma onda de pressão, nesse processo, as partículas do solo deslocam-se umas em relação às outras adjacentes de forma que vençam a fricção interna, ocasionada pelo ângulo e atrito, conduzindo a diminuição do volume de vazios de ar do solo. Controlam-se nesses tipos de rolos compactadores a frequência e amplitude do excêntrico do cilindro que proporciona o impacto desse sobre o solo. As tabelas de rendimento de rolos vibratórios estão associadas à frequência e amplitude (Figura 37), a velocidade de deslocamento e ao tipo de solo em questão.

Conforme (HOUAISS, 2009) define como:

- *Frequência* um processo periódico de número de ciclos completos que ocorrem por unidade de tempo transcorrido, cuja unidade para um segundo é o Hz, (Figura 37).
- *Período* como o intervalo de tempo ou espaço entre estados idênticos de um sistema físico cujas propriedades variam periodicamente.
- *Ciclo* como qualquer processo de evolução de um sistema físico que leve este a reproduzir o seu estado inicial e
- *Amplitude* sendo a metade do valor da diferença entre o maior e menor valor numérico de uma quantidade que varia de modo alternado durante o período de uma oscilação, (Figura 37).

Figura 37 - Frequência e amplitude



#### 6.4.1 - Equipamentos e processo de compactação

##### a) Compressão ou pressão estática

Figura 38 - Rolos metálicos lisos de três rodas:



Figura 39 - Rolos metálicos lisos em tandem.



Os rolos metálicos lisos de três rodas (Figura 38) são tipos de equipamentos que compactam o solo por compressão ou pressão estática, tem duas traseiras e uma dianteira sendo essa a que possui maior massa. No mesmo processo de densificação do solo têm-se os rolos metálicos lisos em tandem (Figura 39), equipamentos com dois cilindros um dianteiro e outro traseiro de mesma largura, comumente o dianteiro de maior diâmetro e é denominado de pressão enquanto o traseiro é chamado de direcional.

Figura 40 - Rolos pés-de-carneiro<sup>12</sup>:

Figura 41 - Rolos liso rebocados



Os rolos pés-de-carneiro podem ser encontrados na forma de unidades compostas de um ou mais rolos, acoplados e rebocáveis (Figura 40 e Figura 41) ou ainda, na forma de rolos autopropelidos conforme apresentado na Figura 42. Esse último, devido às configurações das sapatas a camada de solo é melhor densificada que os tipos de rolos ditos rebocáveis, desde que os equipamentos apresentem a mesma massa.

Da mesma forma aplica-se para os rolos lisos rebocados (Figura 41). Esses tipos rolos também compactam o solo por pressão estática.

#### b) Amassamento

Figura 42 - Rolos pé de carneiro estático

Figura 43 - Rolo de pneu estático.

<sup>12</sup> Rolo pé de carneiro recebeu esse nome devido ao processo de densificação do solo que se observam em vias de terra após a passagem de rebanho de caprinos. O local era pisoteado pelas patas das cabras e após a passagem dessas o local apresentava elevadas densidades da camada mais profundas, assim, o nome para esse tipo de compactador: pé-de-carneiro.



Os rolos de pneus estáticos (Figura 43) são muito utilizados para selagem da camada de forma a regularizar o acabamento da camada compactada. Nesse processo a parcela da camada mais densificada é a superior que recebe diretamente a ação da carga dos pneus

c) *Processo de impacto - equipamentos manuais*

Embora sejam equipamentos de operação manual são utilizados em campo. Propiciam a compactação em locais em que os equipamentos de grande porte não têm acesso.

Figura 44 - Placas de impacto



Figura 45 - Soquetes de impacto (sapos mecânicos)



As placas de impacto (Figura 44) compactam o solo com efeito de vibração que tem origem em um excêntrico acoplado a um motor à gasolina que transfere vibração para uma placa metálica que tem contato direto com o solo. Da mesma forma, um motor à gasolina proporciona uma oscilação (vibração), para o soquete de impacto, conhecido como sapo mecânico (Figura 45). Nesse último, ocorrem menor frequência e maior amplitude comparativamente à placa de impacto.

d) *Processos de vibração*

Os rolos vibratórios têm uma zona de influência muito superior aos demais tipos de equipamentos de compactação, razão pela qual, pode-se compactar camadas com espessuras maiores.

Figura 46 - Rolos pé de carneiro vibratório



Figura 47 - Rolos metálicos lisos, vibratórios



Rolos vibratórios pé-de-carneiro (Figura 46) são equipamentos de grande desempenho principalmente na densificação de materiais coesivos (silte e argila). A compactação se dá de baixo para cima e devido às dimensões das sapatas podem atingir energias de compactação na ordem de 1.000 kPa a 3000 kPa, o que justifica o emprego desses tipos de equipamentos na compactação de solo finos em camadas de pavimento.

Os rolos vibratórios lisos (Figura 47) são empregados para materiais granulares. A vibração, ou seja, a combinação da frequência e da amplitude, associado a massa e da velocidade do rolo, tem-se um ótimo rendimento na densificação de materiais granulares, pois, a vibração gerada acaba por ajudar a vencer o atrito gerado pela angulosidade dos agregados. Esses tipos de rolos também são utilizados para selagem (forma de planificar a superfície da camada de solo), para essa condição, normalmente, não se utiliza a vibração.

Figura 48 - Rolo pneumático:



Na Figura 48 é apresentado o rolo pneumático, esse equipamento apresenta bom desempenho para solos siltosos e areias finas, da mesma forma que ocorre para o rolo pé-de-carneiro, a compactação se dá de baixo para cima, pois com o recurso de se regular a pressão de inflagem dos pneumáticos altera-se a área de contato, dessa forma, pode-se atingir camadas inferiores devido a elevada pressão que se dispõe com esse tipo de equipamento.

Conforme demonstra (MASSAD, 2003) na Tabela 6 a associação do tipo de equipamento aos parâmetros de controle, ao modo de compactação e ao tipo de solo.

**Tabela 6 - Tipo de equipamento associado ao tipo de material**

Tipo de equipamento	Solo	Modo de compactar	Parâmetros dos equipamentos			
			e (cm)	N	V (km/h)	Pressão kPa ou kN
Rolo pé-de-carneiro	Argila ou silte	De baixo para cima	20 a 25	8 a 10	≤ 4	1.000 a 3.000 kPa
Rolo pneumático	Silte, areia com finos	De baixo para cima	30 a 40	4 a 6	4 a 6	500 a 700 kPa
Rolo vibratório	Material granular	Vibração	60 a 100	2 a 4	≥ 8	50 a 100 kN

Cabe o esclarecimento que os tipos de solos associados aos tipos equipamentos (Tabela 6) deve-se, única e exclusivamente, ao fato de melhor rendimento do equipamento para o tipo de material. Nada impede de se utilizar um determinado equipamento para outro tipo de solo não indicado, único inconveniente provável é que a eficiência de densificação para alguns materiais pode ser insuficiente.

Cuidados especiais devem ser tomados quanto ao excesso de energia na compactação. A resistência de materiais finos está intimamente associada a coesão desses, o excesso de compactação para esses tipos de materiais acaba por romper a camada em forma de lâminas, denominadas camada lamelar. Esse processo diminui significativamente a resistência da camada, modificando a resistência equivalente da camada.

Apresenta-se na

Figura 49, folha de ensaio padrão para determinação do ensaio Proctor de compactação de laboratório com ensaio resolvido, dois exercícios pré preenchidos e na Figura 50 e Figura 51 folhas de ensaio para aula prática.

#### Bibliografia

- VARGAS, M. *Introdução à mecânica dos Solos*. São Paulo, Ed. McGraw-Hill, 1977.  
MASSAD, F. *Obras de terra - curso básico de geotecnia*, Ed. Oficina de Textos, 2003  
LAMBE, T.W. e WHITMAN, r.v., *Mecânica de Suelos* 1972  
HOUAISS, *Dicionário da língua portuguesa*, 2009

Figura 49 - Ensaio de compactação Proctor - resolvido

### Ensaio de Compactação de Proctor

Identificação: Faz. Jussara

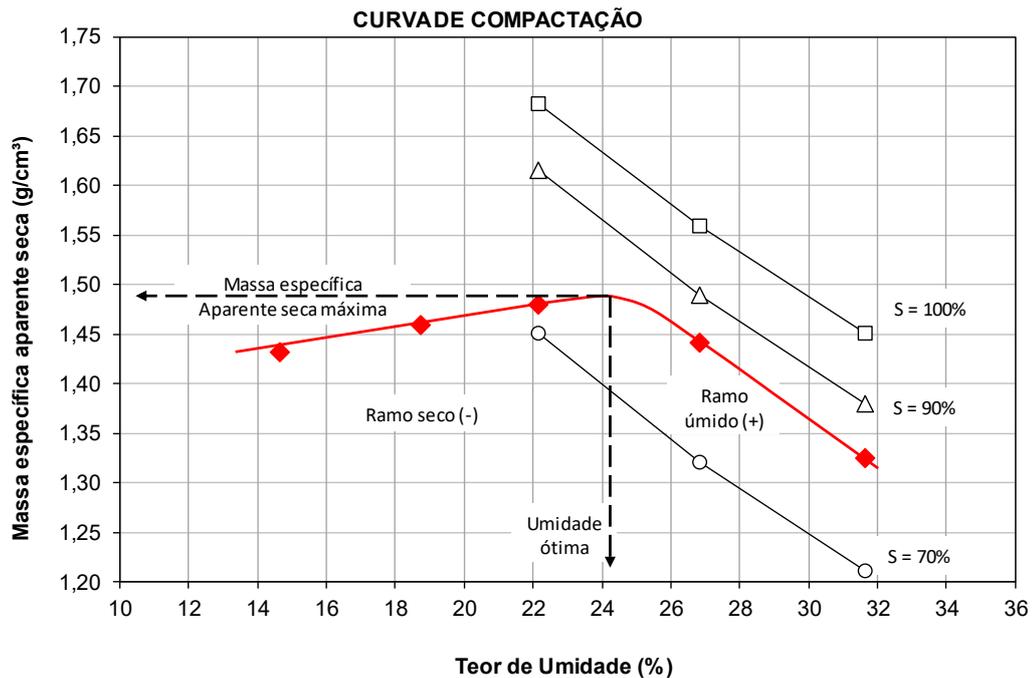
Descrição do solo: Argiloso

Aluno: \_\_\_\_\_

Energia: (X) Normal ( ) Intermediário ( ) Intermediária Data: 01/01/2019

Determinação do Teor de Umidade										
Pontos	1		2		3		4		5	
cápsula nº	65	71	197	51	47	200	46	127	49	134
P solo úm. + Tara (g)	99,20	84,80	122,17	146,08	137,02	150,66	143,14	135,36	179,18	136,83
P solos seco + Tara (g)	92,37	78,81	108,18	130,32	120,82	129,14	122,81	114,82	147,32	113,45
Tara (g)	45,36	38,25	33,51	46,23	47,14	32,58	47,11	38,27	45,67	40,20
Ps (g)	47,01	40,56	74,67	84,09	73,68	96,56	75,70	76,55	101,65	73,25
Pw (g)	6,83	5,99	13,99	15,76	16,20	21,52	20,33	20,54	31,86	23,38
Umidade (%)	14,5	14,8	18,7	18,7	22,0	22,3	26,9	26,8	31,3	31,9
Teor de um. Média (%)	14,6		18,7		22,1		26,8		31,6	

Dados da Compactação						
	Massa do molde	2413,00	g	Volume do molde=	1000,57	cm3
Molde + solo úm (g)	4056	4146		4222	4242	4158
solos úmido (g)	1643	1733		1809	1829	1745
solo seco (g)	1433	1460		1481	1442	1326
M.Esp. Ap. Úm. (g/cm³)	1,64	1,73		1,81	1,83	1,74
M.Esp. Ap.Seca. (g/cm³)	1,43	1,46		1,48	1,44	1,32



W ótima
24,2%

Massa específica aparente seca máxima
1,48 g/cm³

Saturação na W ótima
80%

Umidade (%)	Massa específica aparente		
	S = 100%	S = 90%	S = 70%
22,1	1,68	1,62	1,45
26,8	1,56	1,49	1,32
31,6	1,45	1,38	1,21

$$\gamma_d = 2,68 \text{ g/cm}^3$$

$$\gamma_s = \frac{1}{\frac{1}{\gamma_d} + \frac{w}{S}}$$

Exercício 1

## Ensaio de Compactação de Proctor

Faz. Jussara

Descrição do solo:

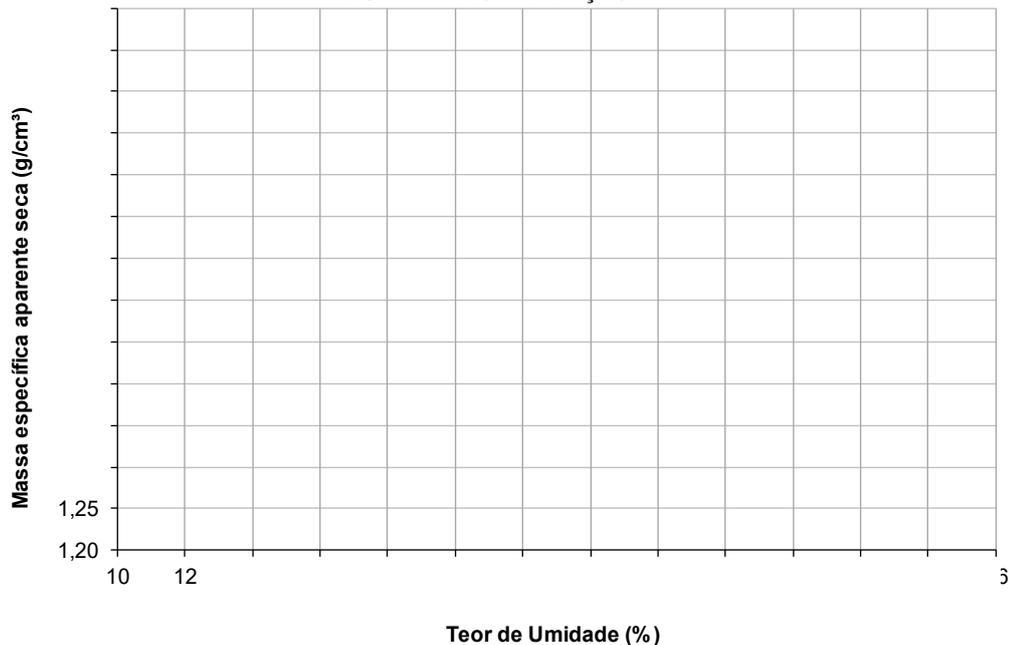
Aluno: \_\_\_\_\_

Energia: (X) Normal ( ) Intermediário ( ) Intermediária Data:

Determinação do Teor de Umidade										
Pontos	1		2		3		4		5	
cápsula nº	65	71	197	51	47	200	46	127	49	134
P solo úm. + Tara (g)	109,80	95,12	132,17	156,08	147,02	160,66	153,14	145,36	189,18	146,83
P solos seco + Tara (g)	102,37	88,81	118,18	140,32	130,82	139,14	132,81	124,82	157,32	123,45
Tara (g)	45,36	38,25	33,51	46,23	47,14	32,58	47,11	38,27	45,67	40,20
Ps (g)										
Pw (g)										
Umidade (%)										
Teor de um. Média (%)										

Dados da Compactação						
	Massa do molde	2421,00	g	Volume do molde=	1000,57	cm <sup>3</sup>
Molde + solo úm (g)	4116	4275		4400	4362	4283
solos úmido (g)						
solo seco (g)						
M.Esp. Ap. Úm. (g/cm <sup>3</sup> )						
M.Esp. Ap.Seca. (g/cm <sup>3</sup> )						

### CURVA DE COMPACTAÇÃO



W ótima

Massa específica aparente seca máxima

Saturação na W ótima

SATURAÇÃO			
-----------	--	--	--

Umidade (%)	Massa específica aparente		
	S = 100%	S = 90%	S = 70%

$\gamma_d = 2,73 \text{ g/cm}^3$

$$\gamma_s = \frac{1}{\frac{1}{\gamma_d} + \frac{w}{S}}$$

Exercício 2

### Ensaio de Compactação de Proctor

Identificação: \_\_\_\_\_

Descrição do solo: \_\_\_\_\_

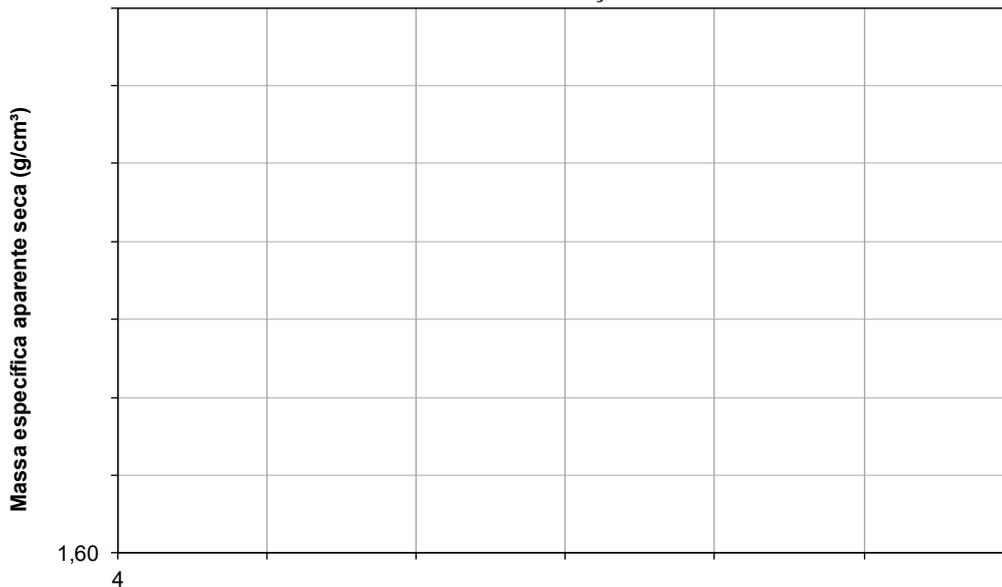
Aluno: \_\_\_\_\_

Energia: (X) Normal ( ) Intermediário ( ) Intermediária Data: \_\_\_\_\_

Determinação do Teor de Umidade										
Pontos	1		2		3		4		5	
cápsula nº	31	24	112	12	47	58	69	14	26	38
P solo úm. + Tara (g)	84,01	77,54	110,59	133,50	123,44	137,08	99,82	85,12	129,56	121,78
P solos seco + Tara (g)	81,78	75,23	104,60	126,74	117,24	125,56	93,37	78,81	119,23	111,24
Tara (g)	45,36	38,25	33,51	46,23	47,14	32,58	42,36	28,25	47,11	38,27
Ps (g)										
Pw (g)										
Umidade (%)										
Teor de um. Média (%)										

Dados da Compactação						
	Massa do molde	2421,00	g	Volume do molde=	1000,57	cm <sup>3</sup>
Molde + solo úm (g)	4290	4520		4700	4682	4553
solos úmido (g)						
solo seco (g)						
M.Esp. Ap. Úm. (g/cm <sup>3</sup> )						
M.Esp. Ap.Seca. (g/cm <sup>3</sup> )						

#### CURVA DE COMPACTAÇÃO



**Teor de Umidade (%)**

W ótima

Massa específica aparente seca máxima

Saturação na W ótima

SATURAÇÃO			
Umidade (%)	Massa específica aparente		
	S = 100%	S = 90%	S = 80%

$$\gamma_d = 2,74 \text{ g/cm}^3$$

$$\gamma_s = \frac{1}{\frac{1}{\gamma_d} + \frac{w}{S}}$$

**Figura 50 - Folha de ensaio de compactação de aula prática**  
**Ensaio de Compactação de Proctor**

Identificação:

Descrição do solo:

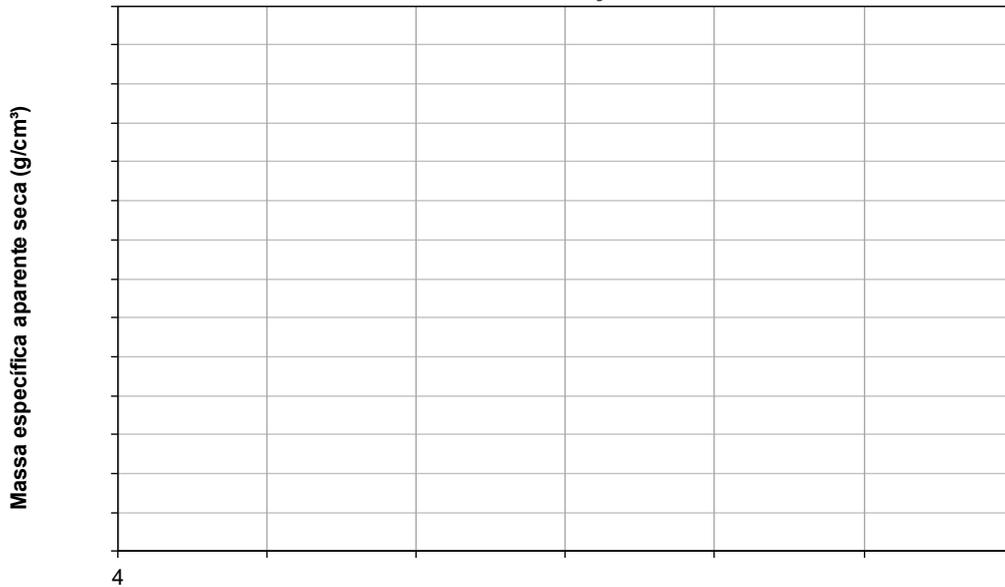
Aluno: \_\_\_\_\_

Energia: ( ) Normal ( ) Intermediário ( ) Intermediária Data: \_\_\_\_\_

Determinação do Teor de Umidade									
Pontos									
cápsula nº									
P solo úm. + Tara (g)									
P solos seco + Tara (g)									
Tara (g)									
Ps (g)									
Pw (g)									
Umidade (%)									
Teor de um. Média (%)									

Dados da Compactação					
	Massa do molde		g	Volume do molde=	cm3
Molde + solo úm (g)					
solos úmido (g)					
solo seco (g)					
M.Esp. Ap. Úm. (g/cm³)					
M.Esp. Ap.Seca. (g/cm³)					

**CURVA DE COMPACTAÇÃO**



**Teor de Umidade (%)**

W ótima

Massa específica aparente seca máxima

Saturação na W ótima

SATURAÇÃO			
Umidade (%)	Massa específica aparente		
	S = ____ %	S = ____ %	S = ____ %

$$\gamma_d = \text{_____ g/cm}^3$$

$$\gamma_s = \frac{1}{\frac{1}{\gamma_d} + \frac{w}{S}}$$

**Figura 51 - Folha de ensaio de compactação de aula prática**  
**Ensaio de Compactação de Proctor**

Identificação:

Descrição do solo:

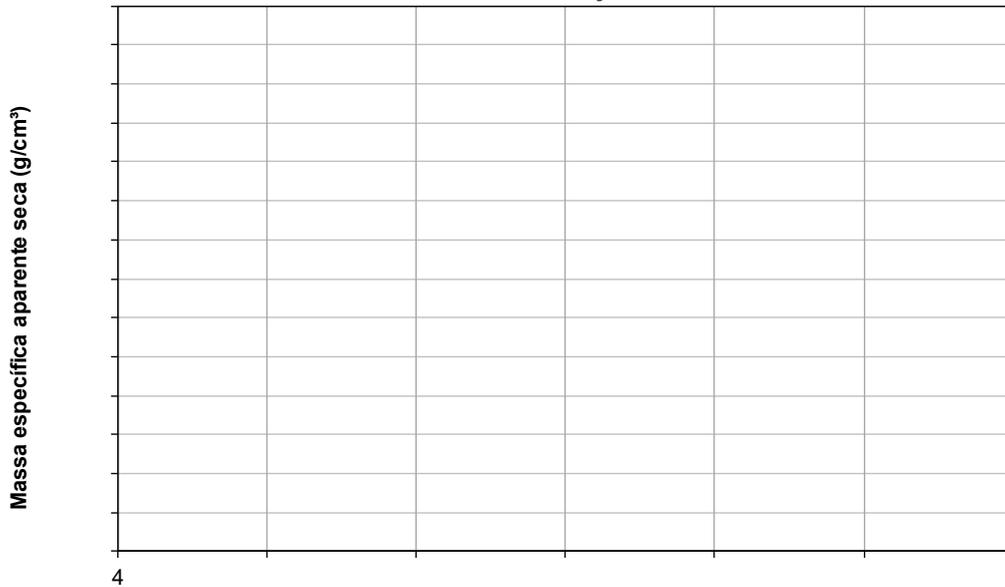
Aluno: \_\_\_\_\_

Energia: ( ) Normal ( ) Intermediário ( ) Intermediária Data: \_\_\_\_\_

Determinação do Teor de Umidade									
Pontos									
cápsula nº									
P solo úm. + Tara (g)									
P solos seco + Tara (g)									
Tara (g)									
Ps (g)									
Pw (g)									
Umidade (%)									
Teor de um. Média (%)									

Dados da Compactação					
	Massa do molde		g	Volume do molde=	cm3
Molde + solo úm (g)					
solos úmido (g)					
solo seco (g)					
M.Esp. Ap. Úm. (g/cm³)					
M.Esp. Ap.Seca. (g/cm³)					

**CURVA DE COMPACTAÇÃO**



4

**Teor de Umidade (%)**

W ótima

Massa específica aparente seca máxima

Saturação na W ótima

SATURAÇÃO			
Umidade (%)	Massa específica aparente		
	S = ____ %	S = ____ %	S = ____ %

$\gamma_d = \text{_____ g/cm}^3$

$$\gamma_s = \frac{1}{\frac{1}{\gamma_d} + \frac{w}{S}}$$

## 6.5 - Compacidade

Estado de maior ou menor concentração de grãos ou partículas de um solo não coesivo (areias siltes arenosos) em um dado volume. Materiais coesivos, ou seja, com presença de argila, não necessariamente em maior porcentagem de massa, mas, com atividade suficiente para emprestar ao solo caráter coesivo, será abordado na aula 08, limites de Atterberg.

### 6.5.1 - Compacidade relativa (ID)

Parâmetro numérico, utilizado em materiais (solos) arenosos que não apresentam coesão suficiente para determinação de curva de compactação  $e$ , que permite quantificar o estado de compacidade, comparando-se: (i) índice de vazios real (em campo) com os limites dos índices, (ii) vazios máximo (estado fofo) e (iii) mínimo (estado compacto). É igual ao quociente da diferença entre os índices de vazios máximo e real pela diferença entre os índices máximos e mínimos, Equação 22.

$$I_D = \frac{e_{m\acute{a}x} - e_{real}}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}} \quad (22)$$

Estado do solo quanto  $I_D$ :  
fofo para  $0 < I_D \leq 1/3$   
mediamente compacto para  $1/3 < I_D \leq 2/3$  e  
compacto para  $2/3 < I_D \leq 1$

O ensaio consiste em medir o índice de vazios máximo que o material pode apresentar, para tal, deposita-se o material no molde de volume conhecido da forma mais suave possível e, conhecendo-se o  $\gamma_d$  do material determina-se o  $e_{m\acute{a}x}$ . Para obtenção do  $e_{m\acute{i}n}$ , deve-se depositar o material dentro do molde da forma mais compacta possível, normalmente, se utiliza um vibrador de peneiras com um peso sobre a amostra. Dessa forma, tem-se os limites admissível que o material pode atingir, quanto a compacidade, em serviço. O controle da compacidade relativa de areias em campo é feito através das massas específicas aparente, aqui denominada de  $\gamma_{scampo}$  e, com os valores dos índices de vazios, pode-se determinar as massas específicas correspondentes:

$$\begin{aligned} e_{m\acute{a}x} &- \gamma_{m\acute{i}n} \\ e_{m\acute{i}n} &- \gamma_{m\acute{a}x} \\ e_{real} &- \gamma_{real} (\gamma_{scampo}) \end{aligned}$$

Pode-se determinar a compacidade relativa através das massas específicas aparente seca, equação 23:

$$ID = \frac{\gamma_{scampo} - \gamma_{sm\acute{i}n} * \gamma_{sm\acute{a}x}}{\gamma_{sm\acute{a}x} - \gamma_{sm\acute{i}n} \gamma_{scampo}} \quad (23)$$

Vargas (1977) comenta que areias compactas apresentam valores de  $ID$  superiores a 70% e areias em estado fofo valores inferiores a 30%. Para valores intermediários tem-se o estado mediamente compacto. Esses limites são questionados, principalmente, devido a imprecisão na determinação dos valores de  $e_{m\acute{a}x}$  e  $e_{m\acute{i}n}$ . Comenta ainda que, tem sido muito empregado a correlação da compacidade das areias com a resistência a penetração no solo do barrilete amostrador padrão Terzaghi e Peck, utilizado em sondagens (SPT) de exploração do subsolo para fins de engenharia civil.

### Exercício 1 resolvido

Numa dada obra, foi especificado o emprego de um material granular para camada de suporte de uma base de um reservatório. Devido as características físicas do material o controle de densificação teve como base a compactidade relativa (ID) do material. Os dados de laboratório das massas específicas aparentes secas máximas e mínimas e a massa específica dos grãos são:  $\gamma_{sm\acute{a}x} = 1,81 \text{ g/cm}^3$ ,  $\gamma_{sm\acute{m}n} = 1,68 \text{ g/cm}^3$  e  $\gamma_d = 2,78 \text{ g/cm}^3$  respectivamente. A especificação recomendou que o ID  $\geq 66\%$ . Em campo qual a massa específica aparente seca que o material deve apresentar para satisfazer a exigência de projeto?

Adotar  $V = 1000 \text{ cm}^3$

Dados iniciais			Ps	Vs	Vv	e mín	e máx
$\gamma_d$	2,75	$\text{g/cm}^3$	(g)	( $\text{cm}^3$ )	( $\text{cm}^3$ )	-o-	-o-
$\gamma_{sm\acute{a}x}$	1,74	$\text{g/cm}^3$	1810	651,07	348,92	0,54	
$\gamma_{sm\acute{m}n}$	1,59	$\text{g/cm}^3$	1680	604,32	395,68		0,65
ID $\geq 66\%$							

$$I_D = \frac{e_{m\acute{a}x} - e_{real}}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{m}n}}$$

$$e_{real} = -I_D(e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{m}n}) + e_{m\acute{a}x}$$

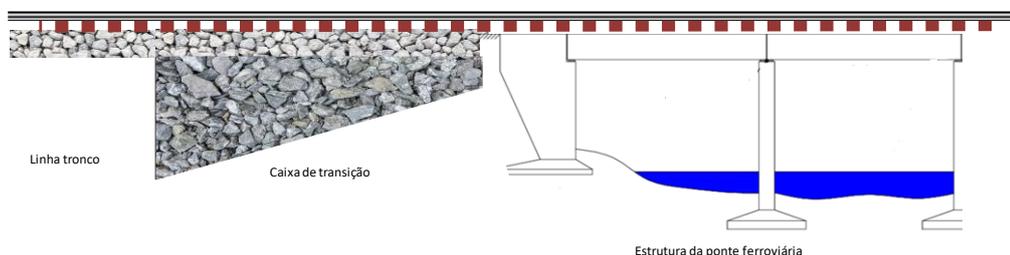
$$e_{real} = -0,66*(0,65-0,54) + 0,65$$

$$e_{real} = 0,58$$

$e = \frac{V}{V_s} - 1$	$V_s = V / e + 1$		$V_s = 1000 / (0,58 + 1)$		
			$V_s =$	632,91	$\text{cm}^3$
$P_s = V_s * \gamma_d$			$\gamma_s = P_s / V$		
$P_s = 632,91 * 2,78$			$\gamma_s = 1759,49 / 1000$		
$P_s =$	1759,49	g	$\gamma_s \geq$	1,76	$\text{g/cm}^3$
6	$\text{g/cm}^3$				

### Exercício 2 resolvido

No encontro entre a linha tronco de uma ferrovia e uma obra de arte (ponte), devido a diferença de rigidez entre as duas estruturas, o projetista dimensionou uma seção com caixa de transição conforme desenho abaixo:



A especificação exige um ID  $\geq 70\%$  do material da caixa. Os dados de laboratório do material granular fornecidos foram:  $\gamma_{sm\acute{a}x} = 1,74 \text{ g/cm}^3$ ,  $\gamma_{sm\acute{m}n} = 1,59 \text{ g/cm}^3$  e  $\gamma_d = 2,75 \text{ g/cm}^3$ .

O controle tecnológico executado após a densificação do material na caixa de transição foi de  $\gamma_{scampo} = 1,67 \text{ g/cm}^3$ . Pergunta-se, o serviço de densificação da caixa foi satisfatório? O serviço deve ser aceito?

Adotar  $V = 1000 \text{ cm}^3$

Dados iniciais			Ps	Vs	Vv	e mín	e máx
$\gamma_d$	2,78	g/cm <sup>3</sup>	(g)	(cm <sup>3</sup> )	(cm <sup>3</sup> )		
$\gamma_{smáx}$	1,81	g/cm <sup>3</sup>	1740	632,72	367,27	0,58	
$\gamma_{smín}$	1,68	g/cm <sup>3</sup>	1590	578,18	421,81		0,73
ID $\geq$ 70%							

$$e_{real} = -I_D(e_{máx} - e_{mín}) + e_{máx}$$

$$I_D = \frac{e_{máx} - e_{real}}{e_{máx} - e_{mín}}$$

$$e_{real} = -0,70*(0,73-0,58) + 0,73$$

$$e_{real} = 0,63$$

$e = \frac{v}{v_s} - 1$	$V_s = V / e + 1$	$V_s = 1000/(0,63+1)$		
		$V_s =$	613,50	cm <sup>3</sup>
$P_s = V_s * \gamma_d$		$\gamma_s = P_s / V$		
$P_s = 613,50 * 2,75$		$\gamma_s = 1687,12/1000$		
$P_s =$	1687,12	g	$\gamma_s \geq$	1,69
				g/cm <sup>3</sup>

A massa específica aparente seca do material da caixa foi inferior ao especificado. Dessa forma, o serviço deve ser recusado.

Exercício: Uma placa de concreto deverá ser concretada sobre um colchão de areia. A especificação de projeto recomendou que a massa específica da areia após a densificação apresentasse um ID  $\geq$  70%. A empresa apresentou a massa específica da areia de  $\gamma_{scampo} = 1,65 \text{ g/cm}^3$ . Com base nos parâmetros de laboratório:  $\gamma_{smáx} = 1,68 \text{ g/cm}^3$ ,  $\gamma_{smín} = 1,59 \text{ g/cm}^3$  e  $\gamma_d = 2,73 \text{ g/cm}^3$ . Pergunta-se o ID especificado foi satisfatório. (Determinar pela equação 23 - ID em função das massas específicas aparentes)

**Exercício 1 - aula prática**

Dados iniciais			Ps	Vs	Vv	e mín	e máx
$\gamma_d$		g/cm <sup>3</sup>	(g)	(cm <sup>3</sup> )	(cm <sup>3</sup> )		
$\gamma_{smáx}$		g/cm <sup>3</sup>					
$\gamma_{smín}$		g/cm <sup>3</sup>					
ID $\geq$ 70%							

$$e_{real} = -I_D(e_{máx} - e_{mín}) + e_{máx}$$

$$I_D = \frac{e_{máx} - e_{real}}{e_{máx} - e_{mín}}$$

e real =

$e = \frac{V}{V_s} - 1$							
Ps = Vs * $\gamma_d$							
			$\gamma_s \geq$			g/cm <sup>3</sup>	

**Exercício 2 - aula prática**

Dados iniciais			Ps	Vs	Vv	e mín	e máx
$\gamma_d$		g/cm <sup>3</sup>	(g)	(cm <sup>3</sup> )	(cm <sup>3</sup> )		
$\gamma_{smáx}$		g/cm <sup>3</sup>					
$\gamma_{smín}$		g/cm <sup>3</sup>					
ID $\geq$ 70%							

$$I_D = \frac{e_{máx} - e_{real}}{e_{máx} - e_{mín}}$$

$$e_{real} = -I_D(e_{máx} - e_{mín}) + e_{máx}$$

e real =

$e = \frac{V}{V_s} - 1$							
Ps = Vs * $\gamma_d$							
			$\gamma_s \geq$			g/cm <sup>3</sup>	

**Exercício 3 - aula prática**

Dados iniciais			Ps	Vs	Vv	e mín	e máx
$\gamma_d$		$g/cm^3$	(g)	( $cm^3$ )	( $cm^3$ )		
$\gamma_{smáx}$		$g/cm^3$					
$\gamma_{smín}$		$g/cm^3$					
ID $\geq$ 70%							

$$e_{real} = -I_D(e_{máx} - e_{mín}) + e_{máx}$$

$$I_D = \frac{e_{máx} - e_{real}}{e_{máx} - e_{mín}}$$

e real =

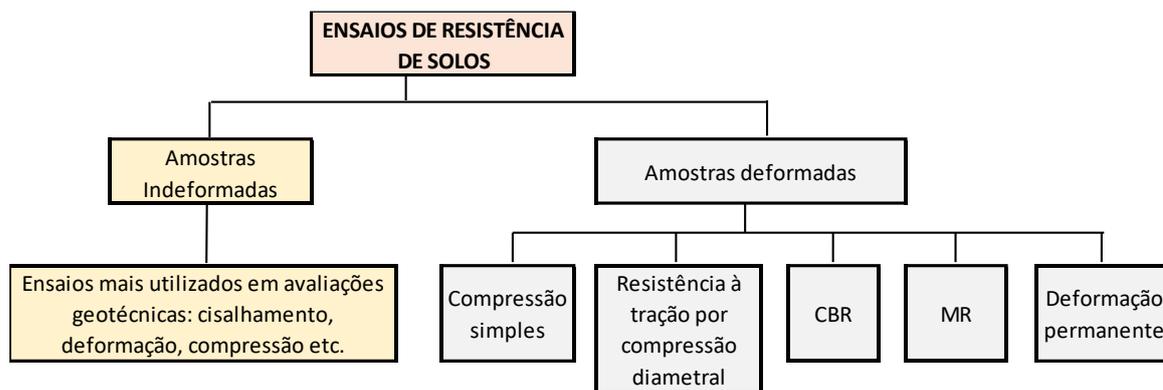
$e = \frac{V}{V_s} - 1$						
$P_s = V_s * \gamma_d$						
		$\gamma_s \geq$			$g/cm^3$	

## Aula 07 - RESISTÊNCIA DE SOLOS

### 7.1 Introdução

Diversos são os ensaios utilizados para a determinação da resistência de solos. Podem-se dividir esses ensaios em dois grupos: ensaios em amostras indeformadas e ensaios amostras deformadas. Na **Figura 52** estão apresentados os ensaios mais comuns, normalmente utilizados, de cada grupo.

Figura 52 - Ensaios de resistência em solos



Em pavimentação os solos, basicamente, são utilizados na condição de deformados, raramente nos deparamos com ensaio em amostras indeformadas, assim, os ensaios apresentados na Figura 52 destinados à pavimentação são: compressão simples, resistência à tração por compressão diametral, CBR em português conhecido por índice de suporte Califórnia - ISC, módulo de resiliência - MR e deformação permanente - DP, serão os ensaios abordados nesse curso.

Os ensaios de compressão simples e resistência à tração por compressão diametral tem uma aplicação direcionada à solos estabilizados com cimento, cal ou outro tipo de aglomerante que propicia ao solo o aumento da rigidez do material. O solo-cimento, por exemplo, com adição de 10% de cimento propicia uma rigidez ao solo tão grande que o ensaio de CBR não tem sentido físico, o mesmo raciocínio pode-se verificar para solo melhorado com cimento, nesse caso, o teor deve ser inferior a 5%.

Outro fato que justifica o emprego desses ensaios é que uma camada cimentada em um pavimento, por exemplo, parte dela pode estar trabalhando a compressão e parte à tração, logo é justificável o uso dos ensaios de compressão simples e resistência à tração por compressão diametral respectivamente.

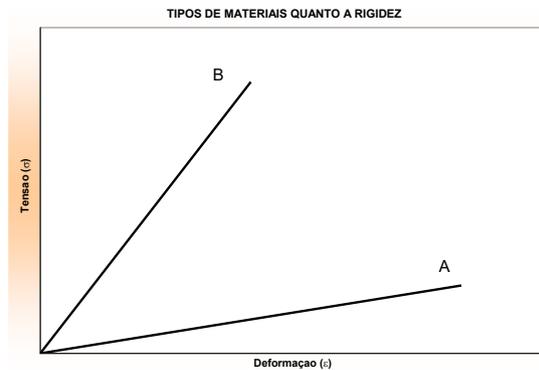
Concluído os serviços de reconhecimento, identificação de campo, classificação e compactação do solo, procede-se a determinação da resistência que o solo oferece quando compactado, essa resistência, comumente, é objeto de projeto da estrutura do pavimento.

### 7.2 - Compressão Simples

O ensaio de compressão simples consiste em submeter um corpo-de-prova cilíndrico a um carregamento axial até a ruptura do mesmo. Esse ensaio é utilizado para determinar a resistência à compressão simples do concreto, conforme norma ABNT NBR 5739 - Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos. Nessa, entre outras recomendações, está especificado a velocidade de carregamento que propicie um incremento de carga de  $0,45 \pm 0,15$  MPa. Como se trata de um material que possui elevada rigidez, o ensaio de compressão simples é por controle de carga.

Os materiais empregados em pavimentação, normalmente, apresentam elevada deformação quando submetidos a uma determinada carga, se comparados com concreto, mesmo um solo-cimento ou uma brita graduada tratada com cimento - BGTG (Figura 53). Assim, devido à baixa rigidez desses tipos de materiais o ensaio de ruptura se dá por controle de deslocamento (deformação) e não por controle de carga, como anteriormente considerado para o concreto. A velocidade de carregamento no ensaio é relativamente baixa na ordem de 1,0 mm/min.

Figura 53 - Rigidez de materiais



Dois tipos de materiais A e B (Figura 53) nota-se que o material B possui maior valor de módulo de rigidez ( $\sigma/\epsilon$ ) que o material A. Para o material tipo B, é comum (mais indicado), em ensaios de resistência controlar a tensão e medir o deslocamento, assim, temos um ensaio com tensão controlada. Já o material tipo A é conveniente que no ensaio de compressão simples, controle-se o deslocamento (deformação) e monitore-se a carga (tensão).

A relação entre a altura (h) e diâmetro (d) do corpo-de-prova, recomendado para a realização do ensaio de compressão simples é de 2:1, conforme preconiza a norma ABNT NBR 5739, entretanto, registra-se os valores considerados no ensaio de compressão simples em corpos de prova com adição de cimento, inicialmente idealizado pelo DER-SP, foi concebido em corpos de prova tipo Proctor. Dessa forma não se faz necessário fazer a correção do valor da compressão simples devido a diferença na relação de 2:1.

A resistência à compressão simples do solo é dada pela Equação 24:

$$CS = P / A \quad (24)$$

Onde: CS = compressão simples (MPa)

P = carga de ruptura (N)

A = área (mm<sup>2</sup>)

### 7.3 - Resistência à Tração por Compressão Diametral (RT)

Conhecido como ensaio brasileiro, desenvolvido por Lobo Carneiro, surgiu durante a abertura da Avenida Presidente Vargas, na cidade do Rio de Janeiro, em 1943, da necessidade de mover uma igreja de local, conforme notas de aula do prof. Eduardo C. S. Thomaz (<http://www.ime.eb.br/~webde2/prof/ethomaz/>).

A igreja de São Pedro era uma igreja muito antiga, construída em 1732, situava-se bem no centro da futura avenida. A solução imaginada, na época, foi deslocá-la para o lado, usando rolos de concreto com 60 cm de diâmetro. O prof. Lobo Carneiro precisava saber se os rolos suportariam a carga a que seriam submetidos, assim, os rolos foram colocados em uma prensa da mesma forma que seriam solicitados em serviço e, eles quebraram de uma maneira inteiramente diferente dos de aço: por

uma fissura vertical, abrindo-se em dois blocos. O esquema do esforço solicitante e as distribuições de tensão no corpo-de-prova estão apresentados nas: Figura 54 e Figura 55

Figura 54 - Corpo-de-prova solicitado por forças opostas de igual valor por dois frisos.

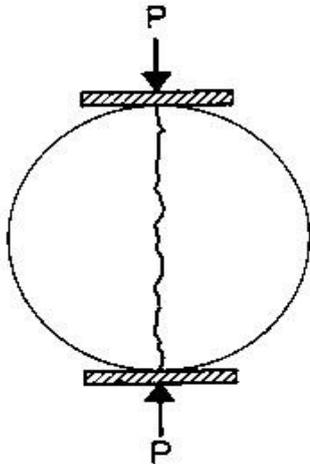
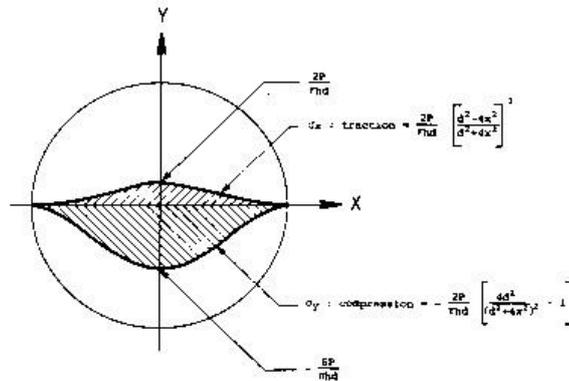


Figura 55 - Compressão diametral - distribuição das tensões de tração e compressão nos eixos horizontais e verticais respectivamente.



O maior valor de tensão de compressão<sup>13</sup> ao longo do plano horizontal ocorre no centro do corpo-de-prova e é dada pela Equação 25:

$$\sigma_c = -6P/\pi dh \quad (25)$$

Onde:  $\sigma_c$  = resistência à compressão diametral (MPa)  
 P = força aplicada para ruptura (N)  
 d = diâmetro do corpo-de-prova (mm)  
 r = raio do corpo-de-prova (mm)

e o maior valor de tensão de tração ao longo do eixo vertical se dá também no centro do corpo-de-prova é dada pela Equação 26:

$$\sigma_t = 2P/\pi dh. \quad (26)$$

Onde:  $\sigma_t$  = resistência à tração por compressão diametral (MPa)

Para dados de projeto o ensaio de tração em camadas cimentadas é obtido através do ensaio de viga à flexão, normalizado para concreto. O ensaio de resistência à tração por compressão diametral, normalmente é empregado como ensaio de controle<sup>14</sup>.

Na Instrução de Projeto de Pavimentação - DER-SP - IP-DE-P00/001 especifica, por exemplo, que, na camada de base ou sub-base de brita graduada tratada com cimento, ocorre a fadiga de forma idêntica à da camada de solo-cimento. As deformações horizontais de tração,  $\epsilon_t$ , ou tensões horizontais de tração,  $\sigma_t$ , na fibra inferior da camada cimentada, causadas pelos carregamentos na superfície dos

<sup>13</sup> Por convenção, compressão tem sinal negativo e tração sinal positivo.

<sup>14</sup> Associado ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral para solo-cimento com finalidade de emprego em base de pavimento, o órgão DER-SP especifica que concomitante a esse ensaio a mistura de solo-cimento deve apresentar resistência a compressão simples superior a 2,1 MPa.

pavimentos, podem causar sua ruptura por fadiga se forem excessivas. Logo, para a análise mecanicista recomenda-se a equação de fadiga quanto à flexão de misturas de brita graduada tratada com cimento ensaiada in situ com o *Heavy Vehicle Simulator* desenvolvida na África do Sul.

O N número de solicitações que propicia na fibra inferior a tensão máxima de tração sob a camada cimentada,  $\sigma_t$ , requerido para se iniciar a primeira trinca por fadiga, Equação 27.

$$N = 10^{7,19 * \left(1 - \frac{\sigma_t}{8 * \sigma_r}\right)} \quad (27)$$

Onde: N: número equivalente de operações de eixo simples padrão de rodas duplas de 80 kN (AASHTO)

$\sigma_t$ : tensão de tração atuante (kgf/cm<sup>2</sup>);

$\sigma_r$ : tensão de tração na ruptura do material (kgf/cm<sup>2</sup>).

#### Exemplo 1

Determine o número N para uma dada camada cimentada com  $\sigma_r = 25$  kgf/cm<sup>2</sup> e com uma  $\sigma_t = 0,19$  kgf/cm<sup>2</sup>:

$$N = 10^{7,19 * \left(1 - \frac{0,019}{8 * 2,5}\right)} \quad N = 1,5 * 10^7 \text{ solicitações}$$

#### Exercício 2

Determine o número N para uma dada camada cimentada com  $\sigma_r = 21$  kgf/cm<sup>2</sup> e com uma  $\sigma_t = 0,86$  kgf/cm<sup>2</sup>:

#### Exercício 3 Determinar a média e o desvio padrão dos corpos de prova de material cimentado

CP	Altura					Diâmetro (mm)					Carga	RT
	A1	A2	A3	A4	Média	D1	D2	D3	D4	Médio	N	MPa
1	200,10	200,52	199,98	199,95		101,50	101,40	101,25	101,54		17580	
2	202,10	197,48	201,98	201,95		101,10	101,50	101,96	101,85		16701	
3	201,09	201,41	200,97	200,94		101,05	101,48	101,51	101,63		15890	
4	197,07	201,41	196,95	196,92		101,50	2101,87	101,80	101,89		17089	
4	200,99	202,53	200,87	200,84		101,01	101,23	101,58	101,74		18001	
5	200,99	201,51	200,87	200,84		101,69	101,58	101,21	101,91		17535	
											<b>Média</b>	
											<b>D.Padrão</b>	

#### **7.4 - CBR - California Bearing Ratio - Índice de Suporte Califórnia - ISC**

Conforme relatos de Porter (1950), no Departamento de Estradas de Rodagem da Califórnia, no final da década de 20, realizaram uma série de observações em campo sobre a forma de ruptura das rodovias daquele estado. Foi observado que a forma de ruptura mais comum era decorrente dos deslocamentos laterais do solo do subleito, que ao absorver água, perdia capacidade de suporte, provocando essa ruptura. Observou-se também que a baixa energia de compactação, normalmente utilizada para os materiais do subleito, tinha também uma parcela de contribuição para as deformações permanentes diferenciais e constataram que a ruptura advinha dos excessivos deslocamentos verticais recuperáveis dos materiais, causados por repetição de cargas. Segundo Porter (1950), a espessura insuficiente do revestimento e a existência de material granular sobre um subleito de baixa capacidade de suporte (tanto pela natureza do solo como pela falta de compactação) são responsáveis pela ruptura à fadiga dos pavimentos.

Com base nessas observações em campo, em 1929, foi desenvolvido o ensaio *Califórnia Bearing Ratio - CBR* para determinar a resistência do material ao deslocamento lateral, tipo de ruptura mais frequente nas rodovias da Califórnia, medindo a influência combinada da coesão e do ângulo de atrito, Porter (1950). O ensaio CBR proporcionou uma forma rápida de prever problemas e rupturas, comparando a qualidade dos diferentes materiais disponíveis. O valor do CBR foi correlacionado empiricamente com o desempenho dos pavimentos, tendo sido utilizado como um índice de resistência para o projeto de dimensionamento de pavimentos pela Divisão de Rodovias da Califórnia dos EUA. Este método serviu como referencial para o desenvolvimento do método de dimensionamento de pavimentos do Corpo de Engenheiros do EUA - USACE.

Com o ensaio de CBR, foram caracterizados os materiais granulares de base dos pavimentos californianos. Foram selecionados os melhores materiais granulares e a média de resistência à penetração no ensaio CBR foi estabelecida como sendo o valor de referência ou 100%. A partir daí todos os materiais são referenciados por um valor em porcentagem, representando o quão melhor ou pior é sua resistência no ensaio CBR por comparação com aqueles materiais granulares de referência. Assim, pôde-se encontrar valores bem baixos, da ordem de unidade e valores acima de 100%.

##### **7.4.1 - O Ensaio**

A base experimental do ensaio de CBR determina a resistência ou capacidade de suporte de materiais a serem empregados em camadas de pavimentos e subleitos. O ensaio é normatizado pela ABNT-NBR 9895 Solo - Índice de Suporte Califórnia, trata-se um ensaio penetrométrico, onde um pistão cilíndrico de 2" de diâmetro penetra a amostra a uma velocidade de 0,05"/min. (1,27 mm/min.), a amostra é devidamente compactada em molde metálico de 6" de diâmetro com volume útil de 2000cm<sup>3</sup>.

Como é um ensaio que indica a resistência que uma determinada amostra de solo tem, realiza-se esse ensaio somente na condição em que o solo será utilizado em serviço. Assim, normalmente realiza-se o ensaio de ISC (CBR) no teor ótimo de umidade (%) e no respectivo peso específico aparente seco máximo (g/cm<sup>3</sup>) moldando-se somente um corpo-de-prova. Nessas condições de ensaio é necessário que se faça primeiramente o ensaio de compactação Proctor do solo para indicação desses parâmetros.

É comum também, como prática laboratorial, a realização do ensaio de compactação denominado de ensaio Proctor conjugado, no mesmo ensaio de compactação de onde se obtém o teor ótimo de umidade e o peso específico aparente seco máximo, os corpos-de-prova são submetidos ao ensaio de ISC. Nesse tipo de ensaio além da curva de compactação como resultado também temos uma curva de ISC x umidade, uma vez que os cinco pontos (5 corpos-de-prova) são submetidos ao ensaio de resistência.

O ensaio de resistência ISC fornece dois resultados: o valor de ISC (CBR) e como o corpo-de-prova é submetido a imersão, mede-se a variação do volume da amostra e determina-se a expansão, expressa em %.

A seguir serão descritos sucintamente os procedimentos para a realização do ensaio.

#### 7.4.2 - Moldagem do Corpo-de-prova

Coloca-se o disco espaçador (**Figura 58**) dentro do conjunto de molde cilíndrico (**Figura 56**). Sem o colar do conjunto tem-se o molde propriamente dito, o volume interno do cilindro com o disco espaçador é de 2.000 cm<sup>3</sup>.

Figura 56 - Molde cilíndrico



Figura 57 - Soquete tipo grande



Figura 58 - Disco espaçador



Figura 59 - Régua biselada.



O solo previamente preparado conforme norma de preparo de amostra ABNT NBR-6457 *Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização* (aula 2). Pesar 1/5 da quantidade de material destinado ao ensaio de compactação, colocar uma em uma bandeja metálica e adicionar quantidade de água suficiente para que a amostra atinja o teor de umidade obtido no ensaio de compactação (ensaio previamente realizado) e mistura-se vigorosamente a amostra. Recomenda-se que a amostra úmida permaneça dentro de um saco plástico por um período de 24 h para homogeneização da amostra.

Após a homogeneização, revolve-se a amostra e molda-se o corpo-de-prova, conforme é preconizado na norma ABNT NBR 7120:2020 - Solo - Ensaio de compactação, com o soquete (Figura 57) o número de golpes e o número de camadas conforme a energia requerida (**Tabela 7**), na umidade ótima correspondente ao ensaio de Proctor.

Tabela 7 - Energia de compactação e características dos moldes e soquetes - ABNT NBR 7120:2020

Energia de Compactação	Soquete pesado (kg)	Altura de queda do soquete (cm)	Número de camadas	Número de Golpes	Volume do molde (cm <sup>3</sup> )
Normal	4,5	45,0	5	12	2000
Intermediária	4,5	45,0	5	26	2000
Modificada	4,5	45,0	5	55	2000

Após o término da compactação remove-se o colar do cilindro e a altura sobressalente de solo deve estar entre 0,5cm e 1,0cm. Com a régua biselada (**Figura 59**), rasa-se o excesso do corpo-de-prova, e retira-se o cilindro + solo úmido compactado da base. Pesa-se o conjunto cilindro + solo úmido compactado. Conhecendo-se o peso do cilindro obtém-se a massa de solo úmido, que dividido pelo volume do molde tem-se o peso específico aparente úmido. No processo de compactação determina-se a média do teor de umidade do solo de duas cápsulas. E por fim determina-se o peso específico aparente seco.

### 7.4.3 - Expansão

Após o término da compactação o corpo de prova é preparado para o ensaio de imersão, onde o corpo-de-prova ficará imerso por um período de 96 horas. O molde + solo úmido compactado e fixado na base de maneira que o solo fique em contato com a base. No espaço deixado pelo disco espaçador, sobre o solo, é colocado um disco de papel filtro, a base perfurada apresentada na Figura 60 e os pesos anelares<sup>15</sup> conforme Figura 61 é colocado o tripé com extensômetro (Figura 63), para o registro da expansão na borda do colar (Figura 62).

Em seguida esse conjunto é colocado no tanque de maneira que o nível d'água cubra toda a amostra. Efetuam-se leituras no extensômetro antes de adicionar água, 24h, 48h, 72h e 96h. Caso observe-se a estabilização das leituras pode-se interromper o ensaio antes de se atingir as 96h.

Figura 60 - Prato perfurado



Figura 61 - Peso anelar



Figura 62 - Conjunto + tripé de expansão

Figura 63 - Tripé do extensômetro

<sup>15</sup> A massa dos pesos anelares estão associados a espessura da camada do pavimento sobre o solo ensaiado em questão



A expansão  $E$  é obtida pela Equação 28 abaixo:

$$E = \frac{L_f - L_i}{H} * 100 \quad (28)$$

Onde:  $L_f$  = Leitura final (mm)  
 $L_i$  = leitura inicial (mm)  
 $H$  = Altura do corpo-de-prova (mm)

#### 7.4.4 - Ruptura ISC

Terminado o período de imersão retira-se o conjunto do tanque, remove-se o prato perfurado e os pesos anelares e deixa-se por 15 minutos o molde deitado para escoamento da água em excesso. Transfere-se para prensa, ajusta-se o pistão de penetração de maneira a tocar levemente o centro da superfície do corpo-de-prova, colocam-se sobre o corpo-de-prova os pesos anelares bipartidos de mesma massa utilizados na etapa de imersão.

Figura 64 - Prensa de ISC elétrica.



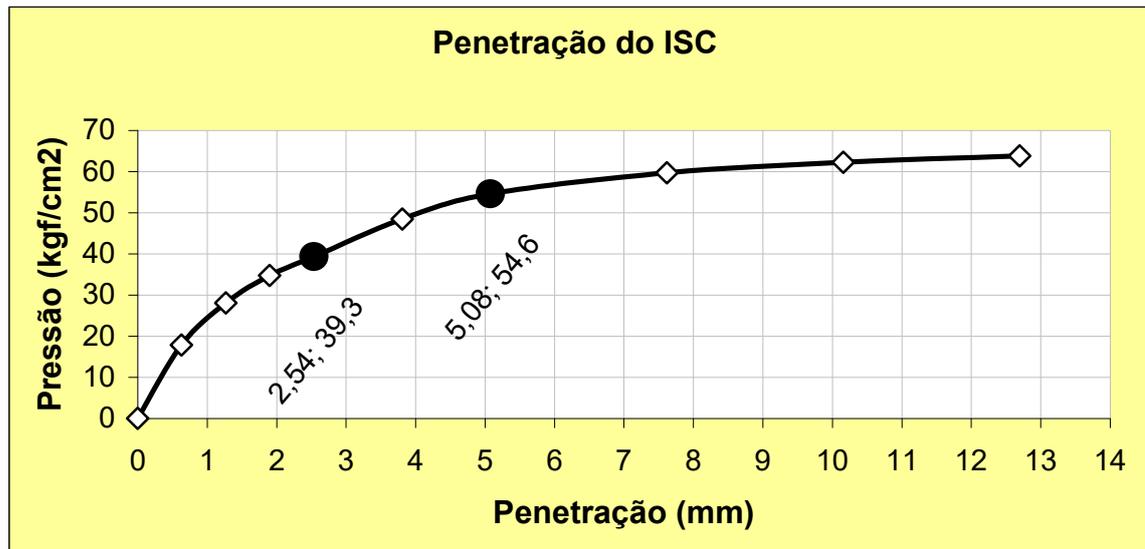
Acionar a prensa (manual ou elétrica) de forma a penetrar a amostra com o pistão de penetração a uma velocidade de 1,27mm/min. A prensa elétrica (**Figura 64**) é munida de uma célula de carga que possibilita através de uma leitora indicar a carga correspondente às penetrações: 0,63, 1,27,

1,90, 2,54, 3,81, 5,08, 7,62, 10,16 e 12,70 mm penetrados. Para a obtenção das pressões de penetração divide-se a carga pela área de contato do pistão = 20,3 cm<sup>2</sup>.

Para a velocidade de 1,27 mm/min. de penetração tem-se uma duração de ensaio de 10 minutos.

Traçar um gráfico de pressão nas ordenadas e penetração nas abscissas conforme modelo mostrado na Figura 65.

Figura 65 - Gráfico da Penetração do ensaio de ISC.



Conforme mencionado no item 7.4 o valor de ISC é um índice relativo à resistência obtida em corpos de prova de brita. É expresso em % da relação entre a pressão padrão obtido no ensaio penetrométrico do material a ser determinado e a pressão padrão da brita, para os valores penetrados de 0,1" (2,54mm) e 0,2" (5,08mm).

As pressões padrões correspondentes as penetrações de 2,54mm e 5,08mm estão apresentadas na Tabela 8.

Tabela 8 - Pressões padrão para o ensaio de ISC

Penetração (mm)	Pressão Padrão (kgf/cm <sup>2</sup> )
2,54	70,31
5,08	105,46

Para a determinação do ISC, deve-se seguir o procedimento apresentado na Tabela 9 para os valores de pressão do gráfico (exercício resolvido):

Tabela 9 - Procedimento de determinação do ISC

Penetração (mm)	Pressão Padrão (kgf/cm <sup>2</sup> )	Pressão no ensaio (kgf/cm <sup>2</sup> )	ISC (%)
2,54	70,31	39,3	56
5,08	105,46	54,6	52

O valor adotado é a média entre os dois valores obtidos = 54%.

**Exercício resolvido**

Nesse exercício é previsto a condição em que é necessário a correção da curva de pressão x penetração. Isso se deve ao fato de com o avanço do prato da prensa, o solo (em suas primeiras camadas) não oferece resistência à penetração, dessa forma ocorre penetração do solo sem que esse ofereça resistência. Assim, é desprezado esse início de baixa resistência.

**Exercício resolvido**
**FATEC – FACULDADE DE TECNOLOGIA DE SÃO PAULO**

Departamento de Transportes e Obras de Terra

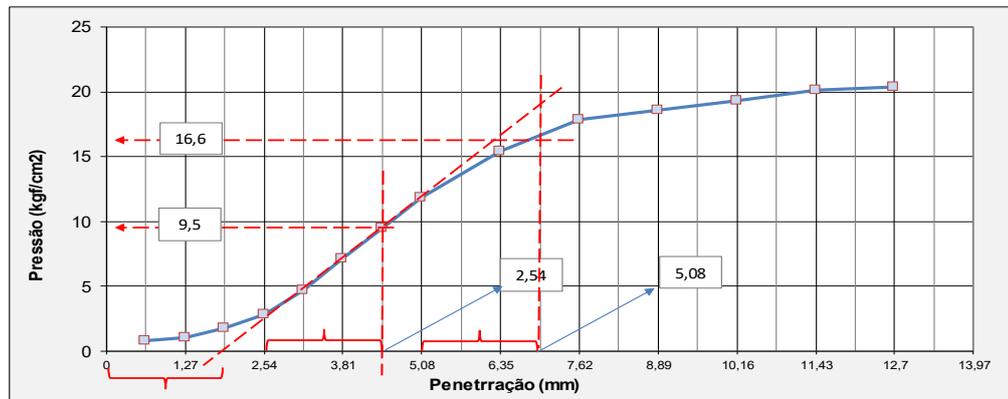
Prof. Dr. Edson de Moura

Aluno: _____ n. matr.: _____					
Determinar a massa de água a ser adicionada ao Pu para moldagem do corpo de prova de ISC baseado no ensaio de Proctor, moldar corpo de prova, submeter à imersão, romper e traçar a curva de ISC, determinar o valor do ISC e a expansão do material		<b>Parâmetros PROCTOR</b>			
		Umidade ótima:	13,10%		
		Massa esp. ap. seca	1,96 g/cm <sup>3</sup>		
<b>ENSAIO DE ISC - ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA - NORMA DNIT 172:2016 - ME</b>					
Massa de solo para moldagem do corpo-de-prova de ISC Pu = 6719,0 g e w <sub>nat</sub> = 4,9%		Teor de umidade natural (%) (preparo)			
		Cápsula (n°)	25      3		
Determinar a quantidade de água necessária para que a porção de solo destinado a moldagem do corpos-de-prova de ISC atinja o teor ótimo obtido no ensaio de Proctor (anexo)		Pu + tara (g)	75,25      69,47		
		Ps + tara (g)	73,17      67,56		
		Tara (g)	30,25      29,23		
Resposta:	Ps = Pu * FC = 6719/1,049 =	Ps = 6405,1g	Ps (g)	42,92      38,33	
Diferença entre os teores de umidade W ad:		13,1 - 4,9 =	8,2%	Pw (g)	2,08      1,91
Pw a ser adicionado: Ps * Wad =		6405,1 * 0,082 =	525,218	umidade (%)	4,8      5,0
		<b>Massa de água adicionada:</b>	<b>525,22 g</b>	Umidade Média Natural (%)	<b>4,9</b>
<b>TEOR DE UMIDADE / MOLDAGEM E RUPTURA DO CORPOS DE PROVA DE ISC</b>					

Teor de umidade (%) corpo de prova ISC		
Cápsula n°	12	34
P. solo úm. + Tara (g)	118,25	109,14
P. solo seco + Tara (g)	107,95	99,24
Peso da Tara (g)	28,99	20,01
P solo seco (g)	78,96	79,23
P água (g)	10,30	9,90
Umidade (%)	13,0	12,5
Média umidade (w%)	12,8	

Penetração do ISC			
Tempo (min)	Penetração (mm)	Carga (kgf)	Pressão (kgf/cm <sup>2</sup> )
0,5	0,63	17	0,8
1,0	1,27	22	1,1
1,5	1,9	37	1,8
2,0	2,54	58	2,9
2,5	3,17	95	4,7
3,0	3,81	145	7,2
3,5	4,44	192	9,5
4,0	5,08	240	11,9
5,0	6,35	312	15,4
6,0	7,62	362	17,9
7,0	8,89	377	18,6
8,0	10,16	392	19,4
9,0	11,43	407	20,1
10,0	12,7	412	20,3

Dados da Compactação cp ISC	
Massa do molde = 4425 g	Volume do molde = 2001,9 cm <sup>3</sup>
Molde + solo úmido (g)	8830
solo úmido (g)	4405
solo seco (g)	3905
Massa esp.ap.úmíd. (g/cm <sup>3</sup> )	2,20
Massa esp.ap.seca (g/cm <sup>3</sup> )	1,95

**GRÁFICO DO ISC - ÍNDICE SUPORTE CALIFÓRNIA**


CÁLCULO DO VALOR DO ISC - ÍNDICE SUPORTE CALIFÓRNIA					EXPANSÃO		
Penetração (mm)	Pressão (no ensaio) (kgf/cm <sup>2</sup> )	Pressão padrão (kgf/cm <sup>2</sup> )	ISC Individual (%)	ISC Média (%)	Exp = (LfLi)/H*100	Expansão (%)	
	2,54	9,5	70,31	14	Li - L inicial	1,00	mm
5,08	16,6	105,46	16	<b>15</b>	Lf - L final	2,15	mm
					H - Altura do cp	113,4	mm
					Expansão =	<b>1,01</b>	%

**Exercício 1**
**FATEC – FACULDADE DE TECNOLOGIA DE SÃO PAULO**
**Exercício 1**

Departamento de Transportes e Obras de Terra

Prof. Dr. Edson de Moura

Aluno: \_\_\_\_\_

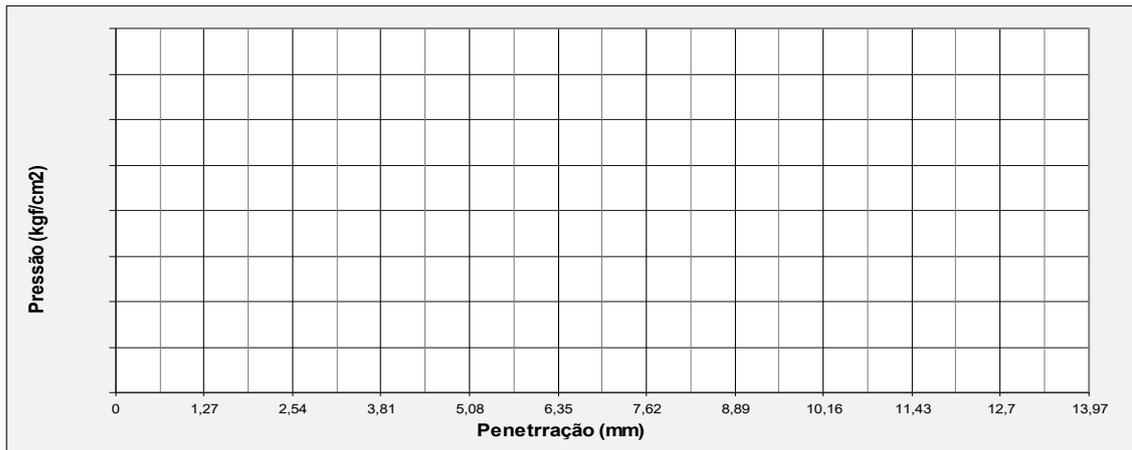
n. matr.: \_\_\_\_\_/\_\_\_\_\_/\_\_\_\_

Determinar a massa de água a ser adicionada ao Pu para moldagem do corpo de prova de ISC baseado no ensaio de Proctor, moldar corpo de prova, submeter à imersão, romper e traçar a curva de ISC, determinar o valor do ISC e a expansão do material	<b>Parâmetros PROCTOR</b>	
	Umidade ótima:	14,0%
	Massa esp. ap seca	1,69 g/cm <sup>3</sup>
<b>ENSAIO DE ISC - ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA - NORMA DNIT 172:2016 - ME</b>		
Massa de solo para moldagem do corpo-de-prova de ISC Pu = 5480,0 g e w <sub>nat.</sub> = 6,6%	Teor de umidade natural (%) (preparo)	
	Cápsula (n°)	12      89
Determinar a quantidade de água necessária para que a porção de solo destinado a moldagem do corpos-de-prova de ISC atinja o teor ótimo obtido no ensaio de Proctor (anexo)	Pu + tara (g)	60,25      55,41
	Ps + tara (g)	57,58      53,45
	Tara (g)	18,65      22,56
Resposta:	Ps (g)	
	Pw (g)	
	umidade (%)	
	<b>Massa de água adicionada:</b> _____ g	Umidade Média natural (%)
<b>TEOR DE UMIDADE / MOLDAGEM E RUPTURA DO CORPOS DE PROVA DE ISC</b>		

Teor de umidade (%) corpo de prova ISC		
Cápsula n°	27	33
P. solo úm. + Tara (g)	101,87	97,54
P. solo seco + Tara (g)	92,69	88,65
Peso da Tara (g)	28,99	28,99
P solo seco (g)		
P água (g)		
Umidade (%)		
Média umidade (w%)		

Penetração do ISC			
Tempo (min)	Penetração (mm)	Carga (kgf)	Pressão (kgf/cm <sup>2</sup> )
0,5	0,63	70	
1,0	1,27	120	
1,5	1,9	170	
2,0	2,54	210	
2,5	3,17	260	
3,0	3,81	300	
3,5	4,44	340	
4,0	5,08	380	
5,0	6,35	420	
6,0	7,62	460	
7,0	8,89	500	
8,0	10,16	540	
9,0	11,43	570	
10,0	12,7	600	

Dados da Compactação cp ISC	
<b>Massa do molde = 4425 g</b>	<b>Volume do molde = 2001,9 cm<sup>3</sup></b>
Molde + solo úmido (g)	8196
solo úmido (g)	3771
solo seco (g)	
Massa esp.ap.úmido. (g/cm <sup>3</sup> )	
Massa esp.ap.seca (g/cm <sup>3</sup> )	

**GRÁFICO DO ISC - ÍNDICE SUPORTE CALIFÓRNIA**


CÁLCULO DO VALOR DO ISC - ÍNDICE SUPORTE CALIFÓRNIA				EXPANSÃO			
Penetração (mm)	Pressão (no ensaio) (kgf/cm <sup>2</sup> )	Pressão padrão (kgf/cm <sup>2</sup> )	ISC Individual (%)	ISC Média (%)	Exp = (Lf-Li)/H*100	Expansão (%)	
					Li - L inicial	1,00	mm
2,54		70,31			Lf - L final	1,89	mm
5,08		105,46			H - Altura do cp	113,4	mm
					Expansão =		%

**Exercício 2**



Aluno:

n. matr.:

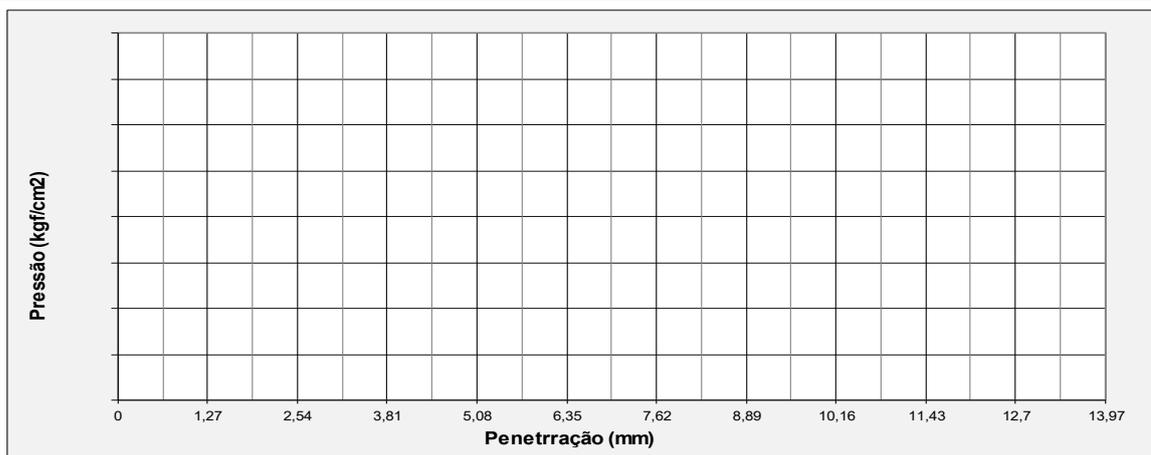
\_\_\_/\_\_\_/\_\_\_

Determinar a massa de água a ser adicionada ao Pu para moldagem do corpo de prova de ISC baseado no ensaio de Proctor, moldar corpo de prova, submeter à imersão, romper e traçar a curva de ISC, determinar o valor do ISC e a expansão do material	<b>Parâmetros PROCTOR</b>		
	Umidade ótima:		
	Massa esp. ap seca		
<b>ENSAIO DE ISC - ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA - NORMA DNIT 172:2016 - ME</b>			
Massa de solo para moldagem do corpo-de-prova de ISC $P_u =$ g e $w_{nat.} =$ %		Teor de umidade natural (%) (preparo)	
Determinar a quantidade de água necessária para que a porção de solo destinado a moldagem do corpos-de-prova de ISC atinja o teor ótimo obtido no ensaio de Proctor (anexo)		Cápsula (nº)	
		Pu + tara (g)	
		Ps + tara (g)	
Resposta:		Tara (g)	
		Ps (g)	
		Pw (g)	
		umidade (%)	
<b>Massa de água adicionada:</b>		<b>g</b>	
		Umidade Média natural (%)	
<b>TEOR DE UMIDADE / MOLDAGEM E RUPTURA DO CORPOS DE PROVA DE ISC</b>			

Teor de umidade (%) corpo de prova ISC	
Cápsula nº	
P. solo úm. + Tara (g)	
P. solo seco + Tara (g)	
Peso da Tara (g)	
P solo seco (g)	
P água (g)	
Umidade (%)	
Média umidade (w%)	

Penetração do ISC			
Tempo (min)	Penetração (mm)	Carga (kgf)	Pressão (kgf/cm <sup>2</sup> )
0,5	0,63		
1,0	1,27		
1,5	1,9		
2,0	2,54		
2,5	3,17		
3,0	3,81		
3,5	4,44		
4,0	5,08		
5,0	6,35		
6,0	7,62		
7,0	8,89		
8,0	10,16		
9,0	11,43		
10,0	12,7		

Dados da Compactação cp ISC	
<b>Massa do molde = 4425 g</b>	<b>Volume do molde = 2001,9 cm<sup>3</sup></b>
Molde + solo úmido (g)	
solo úmido (g)	
solo seco (g)	
Massa esp.ap.úmido. (g/cm <sup>3</sup> )	
Massa esp.ap.seca (g/cm <sup>3</sup> )	

**GRÁFICO DO ISC - ÍNDICE SUPORTE CALIFÓRNIA**


CÁLCULO DO VALOR DO ISC - ÍNDICE SUPORTE CALIFÓRNIA					EXPANSÃO		
Penetração (mm)	Pressão (no ensaio)	Pressão padrão	ISC		Exp = (Lf-Li)/H*100		Expansão (%)
	(kgf/cm <sup>2</sup> )	(kgf/cm <sup>2</sup> )	Individual (%)	Média (%)	Li - L inicial		mm
2,54		70,31			Lf - L final		mm
5,08		105,46			H - Altura do cp	113,4	mm
					Expansão =		%

Aluno:

n. matr.:

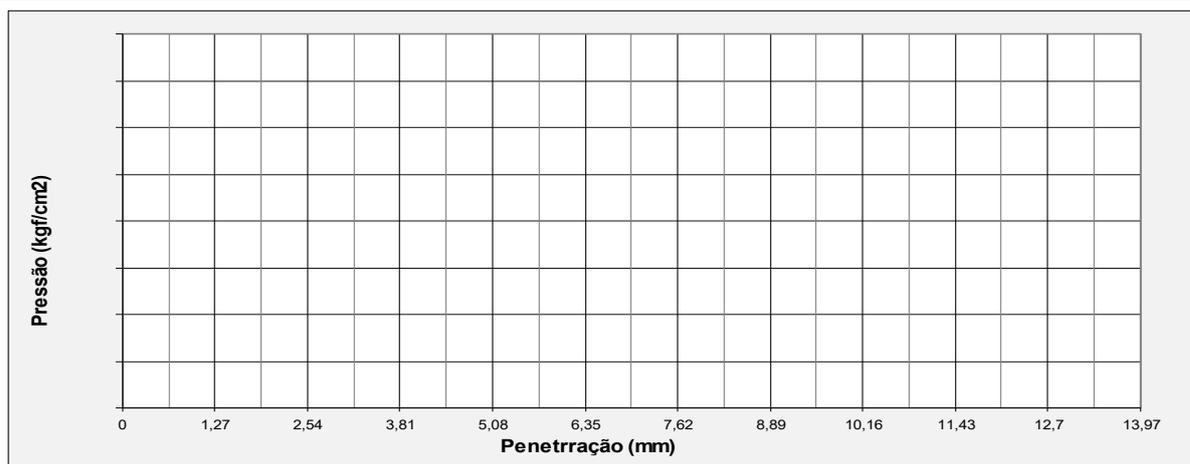
\_\_\_/\_\_\_/\_\_\_

Determinar a massa de água a ser adicionada ao Pu para moldagem do corpo de prova de ISC baseado no ensaio de Proctor, moldar corpo de prova, submeter à imersão, romper e traçar a curva de ISC, determinar o valor do ISC e a expansão do material	<b>Parâmetros PROCTOR</b>	
	Umidade ótima:	
	Massa esp. ap seca	
<b>ENSAIO DE ISC - ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA - NORMA DNIT 172:2016 - ME</b>		
Massa de solo para moldagem do corpo-de-prova de ISC Pu =                      g e w <sub>nat</sub> =                      %	Teor de umidade natural (%) (preparo)	
Determinar a quantidade de água necessária para que a porção de solo destinado a moldagem do corpos-de-prova de ISC atinja o teor ótimo obtido no ensaio de Proctor (anexo)	Cápsula (nº)	
	Pu + tara (g)	
Resposta:	Ps + tara (g)	
	Tara (g)	
	Ps (g)	
	Pw (g)	
	umidade (%)	
	<b>Massa de água adicionada:</b>	<b>g</b>
		Umidade Média natural (%)
<b>TEOR DE UMIDADE / MOLDAGEM E RUPTURA DO CORPOS DE PROVA DE ISC</b>		

Teor de umidade (%) corpo de prova ISC	
Cápsula nº	
P. solo úm. + Tara (g)	
P. solo seco + Tara (g)	
Peso da Tara (g)	
P solo seco (g)	
P água (g)	
Umidade (%)	
Média umidade (w%)	

Penetração do ISC			
Tempo (min)	Penetração (mm)	Carga (kgf)	Pressão (kgf/cm <sup>2</sup> )
0,5	0,63		
1,0	1,27		
1,5	1,9		
2,0	2,54		
2,5	3,17		
3,0	3,81		
3,5	4,44		
4,0	5,08		
5,0	6,35		
6,0	7,62		
7,0	8,89		
8,0	10,16		
9,0	11,43		
10,0	12,7		

Dados da Compactação cp ISC	
Massa do molde = 4425 g	Volume do molde = 2001,9 cm <sup>3</sup>
Molde + solo úmido (g)	
solo úmido (g)	
solo seco (g)	
Massa esp.ap.úmido. (g/cm <sup>3</sup> )	
Massa esp.ap.seca (g/cm <sup>3</sup> )	

**GRÁFICO DO ISC - ÍNDICE SUPORTE CALIFÓRNIA**


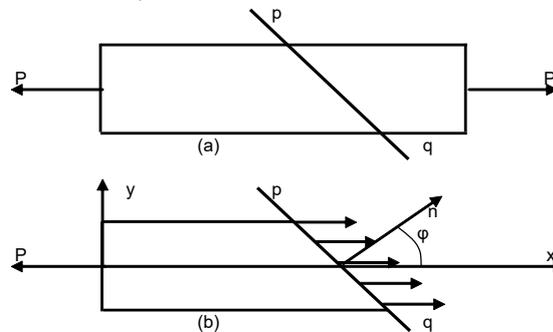
CÁLCULO DO VALOR DO ISC - ÍNDICE SUPORTE CALIFÓRNIA				EXPANSÃO		
Penetração (mm)	Pressão (no ensaio)	Pressão padrão	ISC Individual	Exp = (Lf-Li)/H*100		Expansão (%)
	(kgf/cm <sup>2</sup> )	(kgf/cm <sup>2</sup> )	%	Li - L inicial	mm	mm
2,54		70,31		Lf - L final		
5,08		105,46		H - Altura do cp	113,4	mm
				Expansão =		%

**7.5 - TENSÕES E DEFORMAÇÕES**

### 7.5.1 - Compressão simples - variação da tensão com a orientação da seção transversal

Em uma barra prismática atua uma tensão de tração  $P$ , consideremos a seção transversal  $pq$  perpendicular ao plano da figura e inclinada em relação ao eixo ( $x$ ) da barra (Figura 66).

Figura 66 - Barra prismática submetida a tensão de tração  $P$



Na condição de que todas as fibras longitudinais possuam o mesmo alongamento, as forças que representam a ação da parte direita da barra sobre a parte esquerda estão uniformemente distribuídas na seção transversal  $pq$  (Figura 65a). A parte isolada à esquerda da barra representada na Figura 65b, está em equilíbrio com a força exterior  $P$ , assim, a resultante das forças distribuídas na seção  $pq$  é igual a  $P$ . Sendo  $A$ , a área da seção transversal normal ao eixo da barra e  $\varphi$  o ângulo entre o eixo  $x$  e a normal  $n$  à seção transversal  $pq$ , a área da seção transversal de  $pq$  será  $A/\cos \varphi$  e a tensão  $s$  nessa seção transversal é dada pela Equação 29.

$$s = \frac{P \cos \varphi}{A} = \sigma_x \cos \varphi \quad (29)$$

$\sigma_x = P/A$  indica a tensão na seção transversal normal ao eixo da barra. Vê-se que a tensão em uma seção transversal inclinada qualquer é menor que  $\sigma_x$ . A tensão na seção inclinada diminui conforme o ângulo  $\varphi$  aumenta. Para  $\varphi$  igual a  $\pi/2$ , a seção  $pq$  é paralela ao eixo da barra, nessa condição a tensão  $s$  torna-se igual a zero.

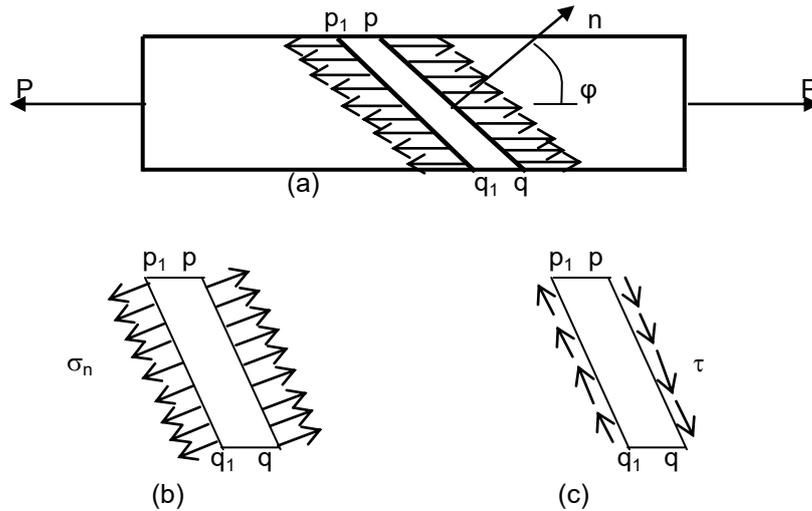
Observe-se que a tensão  $s$  tem a mesma direção da força  $P$  e não é perpendicular à seção transversal  $pq$ , assim, pode-se decompor a tensão  $s$  em duas componentes, uma perpendicular à seção transversal denominada de  $\sigma_n$  e outra componente tangencial  $\tau$  denominada de tensão de cisalhamento, Equações 30 e 31.

$$\sigma_n = s \cdot \cos \varphi = \sigma_x \cos^2 \varphi \quad (30)$$

$$\tau = s \cdot \sin \varphi = \sigma_x \cos \varphi \sin \varphi = \frac{\sigma_x}{2} \sin 2\varphi \quad (31)$$

Para auxiliar a visualização das tensões formadas pela decomposição da tensão tomemos como base a seção cortada  $pq$  da barra prismática da Figura 67b e, consideremos um pequeno elemento de seções paralelas adjacentes à  $pq$ ,  $p_1q_1$  Figura 67a. As Figura 67b e Figura 67c mostram a decomposição da tensão em tensão normal e tensão tangencial. Observe-se pela Figura 67b que a tensão normal  $\sigma_n$  produz distensão da barra na direção da normal à seção transversal  $pq$  e as tensões de cisalhamento, Figura 67c, produzem deslizamento da seção  $pq$  em relação à seção  $p_1q_1$ .

Figura 67 - Deformação de cada componente da tensão



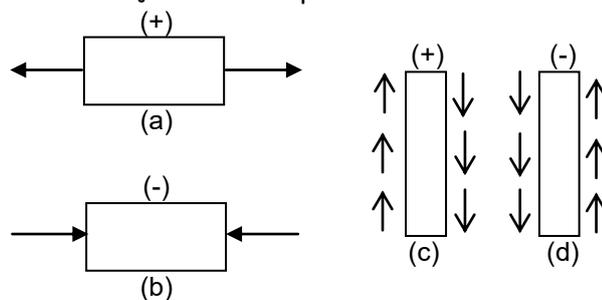
A tensão normal máxima na seção transversal ocorre quando essa posiciona-se normal ao eixo da barra, pela Equação 21 temos nessa condição  $\varphi = 0$ , logo,  $(\sigma_n)_{\text{máx}} = \sigma_x$ .

Na mesma linha de raciocínio temos a tensão de cisalhamento máxima quando  $\varphi = 45^\circ$ , pois,  $\sin 2\varphi = 1$ , (Equação 22), assim, temos a  $\tau_{\text{máx}} = \frac{1}{2} \sigma_x$ .

Embora a tensão de cisalhamento máxima seja a metade da tensão normal máxima, é ela muitas vezes o fator controlador do comportamento de alguns materiais que são mais susceptíveis a falha por cisalhamento que a tração.

Até então, não foi considerada a tensão de compressão, entretanto, as Equações 30 e 31 podem ser utilizadas trocando-se o sinal para negativo de  $\sigma_x$ . Por convenção utiliza-se sinal positivo para tração e negativo para compressão. (Figura 68)

Figura 68 - Convenção de sinais para as tensões normal e cisalhamento



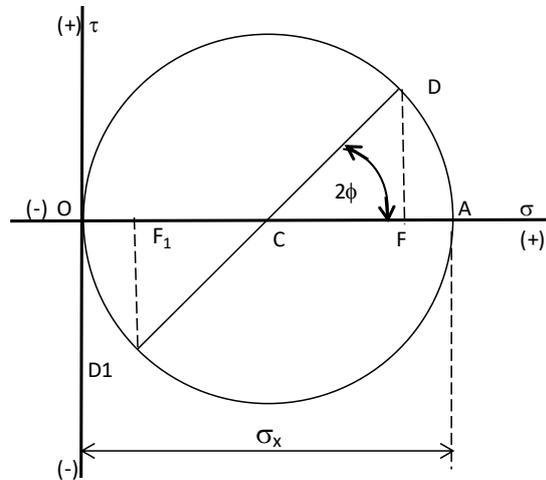
### 7.5.2 - Círculo Mohr

O círculo de Mohr, também conhecido como círculo das tensões é uma ferramenta gráfica que permite determinar a partir das tensões normal e de cisalhamento para uma dada seção pq, inclinada a um ângulo  $\varphi$  em relação ao eixo dos x. Pode-se obter o inverso, fornecidas as  $\sigma_n$  e  $\tau$  obtêm-se a  $\sigma_x$  na direção axial e o ângulo  $\varphi$ . Demonstrando as Equações 30 e 31 em um sistema de eixos ortogonais com origem O, em que para o eixo das ordenadas temos as tensões de cisalhamento ( $\tau$ ) e para o eixo das abscissas a tensão normal ( $\sigma_n$ ). (Figura 69)

Iniciando pela seção pq da figura 1b perpendicular ao eixo da barra e pelas Equações 30 e 31, teremos, para essa condição  $\varphi = 0$ , que resulta em  $\sigma_n = \sigma_x$  e  $\tau = 0$ . Adotando-se uma escala para as

tensões e locando-as no gráfico (círculo de Mohr), teremos a tensão que atua no plano  $\varphi = 0$ , (Figura 68) pelo ponto A que tem abscissa igual a  $\sigma_x$  e ordenada zero.

Figura 69 - Círculo das tensões - Círculo de Mohr



Numa segunda consideração, adotemos agora um plano paralelo ao eixo da barra, nessa condição  $\varphi = \pi/2$ . Observe-se que para essa condição (Equações 30 e 31) as tensões se anulam daí conclui-se que a origem O, representada no círculo de Mohr corresponde a esse plano, em que  $\sigma_x = 0$  e  $\tau = 0$ .

Para as duas condições acima, em que o ângulo  $\varphi$  variou de 0 a  $\pi/2$  as tensões variaram de máximas a mínima respectivamente. Tomando-se o segmento AO como diâmetro de um círculo, pode-se comprovar que as componentes da tensão para qualquer seção transversal pq com um ângulo  $\varphi$  escolhido arbitrariamente, serão representadas pelas coordenadas de um ponto naquele círculo. Dado um ângulo  $\varphi$  qualquer, para obtermos as tensões, normal e de cisalhamento basta medir em sentido anti-horário a partir do ponto A um ângulo duas vezes  $\varphi$ . Assim, os segmentos  $\overline{OF} = \sigma_n$  e o  $\overline{DF} = \tau$ .

Geometricamente podemos obter os respectivos segmentos  $\overline{OF}$  e  $\overline{DF}$  pelas Equações 32 e 33.

$$\overline{OF} = \overline{OC} + \overline{CF} = \frac{\sigma_x}{2} + \frac{\sigma_x}{2} \cos 2\varphi = \sigma_x \cos^2 \varphi \quad (32)$$

$$\overline{DF} = \overline{CD} \sin 2\varphi = \frac{\sigma_x}{2} \sin 2\varphi \quad (33)$$

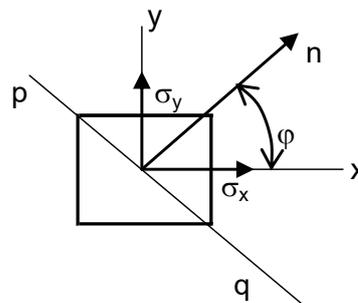
Confrontando-se as Equações 23 e 24 com as Equações 21 e 22 respectivamente observamos que o ponto D define as tensões que atuam no plano pq da figura 01b. Quando a seção pq gira no sentido anti-horário, em torno de um eixo perpendicular ao plano da figura 01b,  $\varphi$  variando de 0 a  $\pi/2$ , o ponto D move-se de A até O, de modo que o semicírculo superior determina as tensões para todos os valores de  $\varphi$  entre 0 e  $\pi/2$ .

Ainda na Figura 68, considerando um ângulo  $\varphi > \pi/2$  obteremos um ponto no semicírculo inferior D1. Nessa condição em que o ponto se encontra no semicírculo inferior D1, temos os segmentos  $\overline{OF_1} = \sigma_n$  e o  $\overline{F_1D_1} = -\tau$ . Indica que a soma das tensões normais que atuam em dois planos perpendiculares permanece constante e igual a  $\sigma_x$ . Já as tensões de cisalhamento que atuam em dois planos perpendiculares são numericamente iguais, mas de sinais contrários.

### 7.5.3 - Tração ou compressão em duas direções ortogonais

Anteriormente foi abordada a atuação de uma tensão de tração ou compressão em uma única direção, agora serão consideradas a atuação de tensões ou compressões atuando em duas direções ortogonais. (Figura 70)

Figura 70 - Tensões em duas direções ortogonais



A  $\sigma_n$  e  $\tau$  recebe a contribuição das duas tensões ortogonais  $\sigma_y$  e  $\sigma_x$ . Aplicando-se as fórmulas 02 e 03, observamos que a contribuição da tensão de tração  $\sigma_x$  que atua na direção axial, produz no plano pq tensões normal e de cisalhamento de grandezas: (Equações 34 e 35).

$$\sigma'_n = \sigma_x \cos^2 \varphi \quad (34)$$

$$\tau' = \frac{\sigma_x}{2} \text{sen}2\varphi \quad (35)$$

Para determinar as tensões produzidas num mesmo plano pq pela tensão de tração  $\sigma_y$ , observe-se que o ângulo entre a  $\sigma_y$  e a normal é  $\pi/2 - \varphi$  e mede-se a partir do eixo do y no sentido horário e  $\varphi$  é medido em sentido contrário. Assim, conclui-se que, aplicando as Equações 31 e 32 deve-se substituir  $\sigma_x$  por  $\sigma_y$  e  $\varphi$  por  $(\pi/2 - \varphi)$ , resultando nas Equações 36 e 37.

$$\sigma''_n = \sigma_y \text{sen}^2 \varphi \quad (36)$$

$$\tau'' = -\frac{\sigma_y}{2} \text{sen}2\varphi \quad (37)$$

Somando-se as parcelas correspondentes as tensões normais de tração oriundas das  $\sigma_x$  e  $\sigma_y$  das Equações 25 e 27 temos que a tensão normal resultante (Equação 38) é a soma das tensões normais geradas pelas duas tensões  $\sigma_x$  e  $\sigma_y$   $\sigma_n = \sigma'_n + \sigma''_n$ .

$$\sigma_n = \sigma_x \cos^2 \varphi + \sigma_y \text{sen}^2 \varphi \quad (38)$$

Da mesma forma, a soma das parcelas das tensões de cisalhamentos correspondentes as duas tensões de tração, Equações 26 e 28 têm  $\tau = \tau' + \tau''$  resultando a Equação 39.

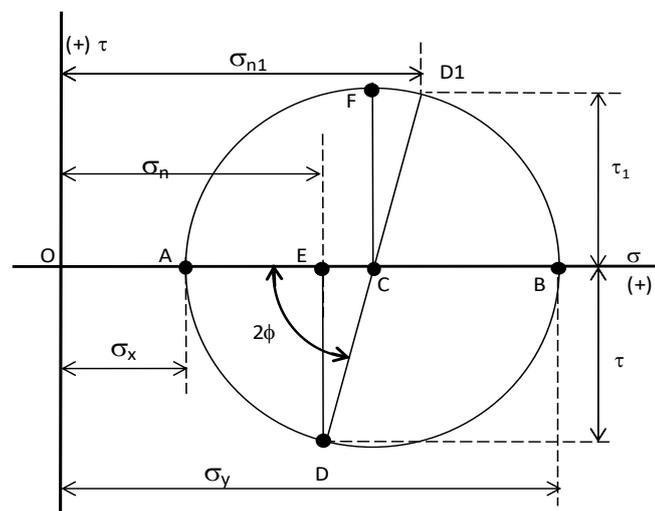
$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_x - \sigma_y)\text{sen}2\varphi \quad (39)$$

#### 7.5.4 - Círculo das tensões - Círculo de Mohr para tensões compostas

Da mesma forma que o círculo das tensões (Figura 71) foi construído, procede-se a confecção do círculo das tensões compostas. Temos as  $\sigma_x$  e  $\sigma_y$  representadas pelos pontos A e B, respectivamente. Para obtermos as componentes de tensão num plano inclinado qualquer, definido pelo ângulo  $\varphi$ , teremos de construir um círculo de diâmetro AB e traçamos o raio CD de maneira a formar um ângulo  $ACD = 2\varphi$ , e medindo-se a partir de A em sentido anti-horário, concluiremos que  $\sigma_n$  pode ser obtida graficamente, Equação 40.

$$\overline{OE} = \overline{OC} - CE = \frac{1}{2}(\overline{OA} + \overline{OB}) - \frac{1}{2}(\overline{OB} - \overline{OA})\cos 2\varphi - \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2}\cos 2\varphi = \sigma_x \cos^2 \varphi + \sigma_y \text{sen}^2 \varphi \quad (40)$$

Figura 71 - Círculo das tensões - Círculo de Mohr para tensões ortogonais



Pela abscissa OE do ponto D no círculo, dá a componente de tensão normal  $\sigma_n$  da Equação 38. A ordenada do mesmo ponto, D, indica a tensão de cisalhamento, Equação 41.

$$\overline{DE} = \overline{CD}\text{sen}2\varphi = \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2}\text{sen}2\varphi \quad (41)$$

Observando que essa ordenada deve ser tomada com o sinal negativo, concluiremos que a ordenada do ponto D, dá a componente de tensão de cisalhamento  $\tau$  da Equação 39.

Facilmente pode-se constatar que a tensão normal máxima ( $\sigma_n$  máx) é igual a  $\sigma_x$  e a tensão de cisalhamento máxima é representada pelo raio CF do círculo das tensões, Equação 42.

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{\sigma_y - \sigma_x}{2} \quad (42)$$

Essa tensão de cisalhamento máxima ocorre quando o  $\text{sen } 2\varphi = -1$  e  $\varphi = 3\pi/4$ . No plano determinado por  $\varphi = \pi/4$  atua uma tensão de cisalhamento de mesma grandeza, mas de sinal negativo.

Tomando-se dois planos ortogonais definidos pelos ângulos  $\varphi$  e  $(\pi/2 + \varphi)$  que as normais  $\sigma_n$  e  $\sigma_{n1}$ , fazem com o eixo dos  $x$ , as componentes de tensão correspondentes são dadas pelas coordenadas dos pontos D e D1, (Figura 72) assim,

$$\sigma_n + \sigma_{n1} = \sigma_x + \sigma_y \quad e \quad \tau_1 = -\tau$$

Podemos concluir que a soma das tensões normais que atuam em dois planos ortogonais permanece constante quando o ângulo  $\varphi$  varia. As tensões de cisalhamento que atuam em dois planos ortogonais são numericamente iguais, mas de sinais contrários.

Em mecânica dos solos problemas de ruptura ocorre quando a tensão de cisalhamento atinge o valor máximo da resistência ao cisalhamento do solo. Necessariamente, a ruptura ocorre em um plano denominado de plano de ruptura. A resistência ao cisalhamento de um solo em qualquer direção é a tensão de cisalhamento máxima que pode ser aplicada à estrutura do solo naquela direção. Quando este máximo é atingido, diz-se que o solo rompeu, tendo sido totalmente mobilizada a resistência do solo.

Na elaboração de projetos de estabilização de taludes (aterros e cortes), empuxos sobre muros de arrimo ou qualquer estrutura de contenção, capacidade de carga de sapatas e estacas, a determinação da resistência ao cisalhamento do solo é fator preponderante do projeto.

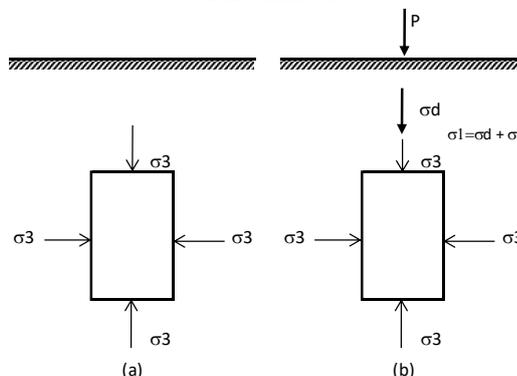
### 7.6 - Tensões no solo

Em qualquer ponto da massa do solo existem três planos ortogonais onde as tensões cisalhantes são nulas. Estes planos são chamados "planos principais de tensões". Portanto, as tensões normais recebem o nome de tensões principais, onde a maior das tensões atuantes é chamada tensão principal maior ( $\sigma_1$ ), a menor é chamada tensão principal menor ( $\sigma_3$ ), e a terceira é chamada tensão principal intermediária ( $\sigma_2$ ), daí a denominação de estado triaxial de tensões.

No caso particular em que a  $\sigma_3 = \sigma_2$  ocorre quando a  $\sigma_1$  é normal ao plano horizontal do terreno e as tensões horizontais são iguais (Figura 72). Registra-se que em um dado ponto do terreno, a tensão  $\sigma_3$  também denominada de tensão de confinamento, atua em todos os planos desse ponto e quando uma dada tensão é aplicada na superfície do terreno ou sobre o ponto analisado, é gerada uma tensão desviadora  $\sigma_d$  que somada à tensão de confinamento tem-se a tensão principal maior  $\sigma_1$ , Equação 43.

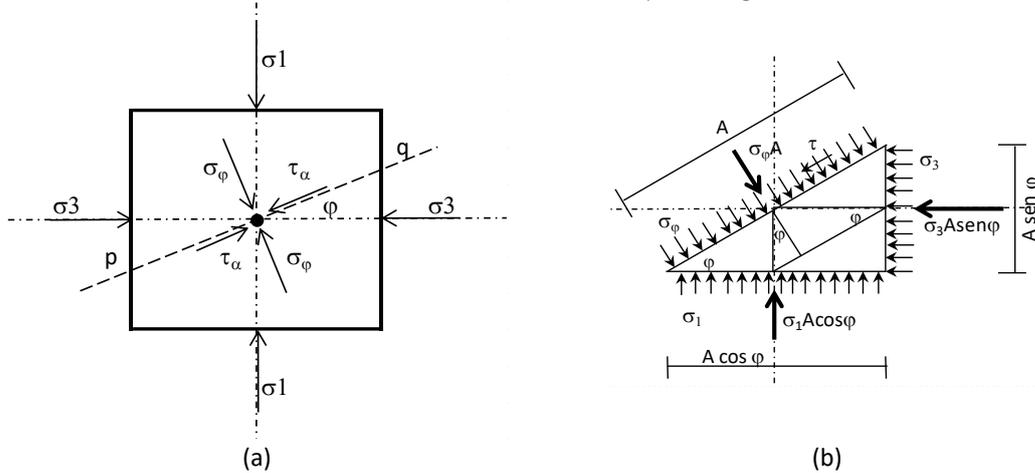
$$\sigma_1 = \sigma_d + \sigma_3 \quad (43)$$

Figura 72 - Tensões no solo: (a) aplicação da tensão confinante e (b) aplicação das tensões confinante e desviadora



No estado plano de tensões, conhecidos os planos e as tensões principais ( $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ ) num ponto, pode-se determinar as tensões de cisalhamento  $\tau_\varphi$  e normal  $\sigma_\varphi$  em qualquer plano passando por esse ponto. (Figura 73)

Figura 73 - (a) Tensões principais ( $\sigma_1$  e  $\sigma_3$ ) e (b) Determinação das tensões de cisalhamento ( $\tau$ ) e normal ( $\sigma$ ) num plano  $\varphi$  genérico



### 7.7 - Tensões nas camadas inferiores do pavimento

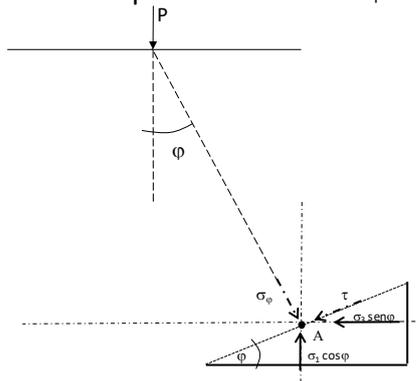
Para a determinação das tensões nas camadas de uma estrutura de pavimento, temos as seguintes condicionantes:

- Com o deslocamento dos veículos a carga aplicada sobre a superfície do pavimento ( $\sigma_d$ ) é cíclica.
- Devido ao coeficiente de Poisson e conforme demonstrado na lei de Hooke generalizada, ocorre o aumento do confinamento ( $\sigma_3$ ) com a ação da carga.
- Os pontos considerados na estrutura do pavimento encontram-se relativamente próximos à superfície do terreno, na ordem de décimetros, isso implica que o confinamento  $\sigma_3$  é praticamente o resultado da ação da carga, a contribuição do peso próprio do solo no incremento da tensão de confinamento pode-se considerar nula. A partir da profundidade de 1,5 m o peso próprio do solo é mais significativo que o efeito da carga dos veículos.

Medina (1997) comenta que o estado de tensões em meio elástico varia com a posição da carga móvel. Quando o carregamento vertical se situa acima do elemento de solo, tem-se o estado de tensões principais, vertical ( $\sigma_1$ ) e horizontal ( $\sigma_3$ ). Nessa condição a tensão de cisalhamento é nula e a tensão principal maior ( $\sigma_1$ ) é máxima.

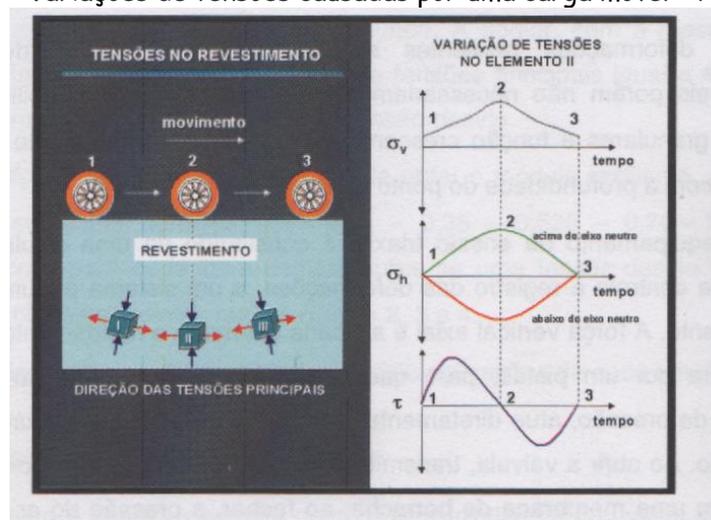
Na condição em que o ponto A considerado (Figura 74) se localiza deslocado um ângulo  $\varphi$  em relação à carga P, resulta a diminuição de  $\sigma_1$  (função do  $\cos \varphi$ ) e o aumento da tensão de cisalhamento  $\tau$  (função do  $\sin \varphi$ ).

Figura 74- Tensões no ponto A deslocado  $\varphi$  da projeção da carga P



É apresentado na Figura 75 esquematicamente esse tipo de abordagem, onde as tensões cisalhantes são nulas para a condição de carga acima do ponto considerado e, as variações de tensões causadas pela ação de uma carga móvel. Observe-se que, para o elemento II a ação causada pelas rodas das posições 1 e 2 são menos intensas que a ação da roda na posição 2. Isso pode ser verificado tanto pelas tensões verticais como horizontais

Figura 75 - Variações de tensões causadas por uma carga móvel - Pinto (2002)



Recorde-se que para  $\varphi = 45^\circ$  a tensão de cisalhamento é máxima e é tem valor de 50% da tensão  $\sigma_1$ . Afirma-se também que embora  $\tau$  seja inferior a  $\sigma_1$  é, em muitos casos, a tensão que ocasiona a falhas em estruturas. Diante do exposto, em laboratório são ensaiados materiais com combinações de tensões que simulem condições de campo que possam propiciar a falha dos materiais, sendo essas tensões  $\sigma_x$  e  $\sigma_y$  (Figura 69), comumente chamadas nos ensaios laboratoriais de  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  respectivamente, ( $\sigma_1 = \sigma_d + \sigma_3$ ). Devido às limitações tecnológicas dos equipamentos disponíveis para ensaios triaxiais de materiais empregados em pavimentação não é possível simular o ensaio com tensão confinante variável, assim, o ensaio em laboratório é feito, rotineiramente, com tensão vertical ( $\sigma_d$ ) variável e confinante ( $\sigma_3$ ) constante.

No ensaio triaxial de tensões em materiais empregados em camadas de pavimentos, como: base, sub-base, reforço do subleito ou mesmo o próprio solo do subleito, tem-se utilizado combinações de tensões com valores em ordem de grandeza próximos aos normalmente encontrados nas estruturas dos pavimentos quando em serviço. Outro fator relevante é a relação entre as tensões  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  de 2:1, 3:1 e 4:1. A norma (AASHTO T 292:91) preconiza duas combinações de tensões, em função da posição em que

o material será utilizado: (i) combinação para materiais de base ou sub-base, essas combinações a norma prevê valores de tensões superiores e (ii) para materiais de reforço de subleito.

Embora objetive-se simular as condições do estado triaxial de tensões a que o pavimento será submetido quando em serviço, com o ensaio de módulo de resiliência, os baixos níveis de tensões ocasionada pela ação das cargas dos veículos, torna-se praticamente impossível que ocorra a ruptura por cisalhamento de um material de uma dada camada. Reitera-se que a estrutura do pavimento deve atender aos quesitos previstos em projeto, quanto à: qualidade do material, espessura e grau de compactação.

#### 7.2.4 Módulo de Resiliência

Módulo de elasticidade também denominado de módulo de Young é um parâmetro mecânico que proporciona uma avaliação da rigidez de um dado material sólido.

Obtém-se da razão entre a tensão (ou pressão) exercida e a deformação unitária sofrida pelo material, Equação 44.

$$E = \frac{\text{Tensao}}{\text{Deformação}} = \frac{F/A}{x/l} = \frac{Fl}{Ax} \quad (44)$$

onde (em unidades do SI):

- E é o módulo de Young, medido em pascal.
- F é a força medida em Newton.
- A é a seção através da qual é exercida a tensão, e mede-se em metros quadrados.
- x é a extensão, o incremento na longitude, medido em metros.
- l é o comprimento natural medido em metros.

Para a maioria dos metais, este módulo varia entre 45 GPa, para o magnésio, até 407 GPa, para o tungstênio. Os polímeros geralmente possuem módulo de elasticidade bem mais baixos, variando entre 0,007 GPa e 4 GPa.

A diferença na magnitude do módulo de elasticidade dos metais, cerâmicas e polímeros é consequência dos diferentes tipos de ligação atômica existentes nestes três tipos de materiais. Além disso, com o aumento da temperatura, o módulo de elasticidade diminui para praticamente todos os materiais, com exceção de alguns elastômeros.

Resiliência é a propriedade na qual a energia armazenada em um corpo deformado é devolvida quando cessa a tensão causadora da deformação elástica.

Dois fatores contribuíram para o emprego da terminologia módulo de resiliência para designar as características de rigidez de materiais empregados em pavimentação:

- Carga repetidas (cíclica) a que as estruturas do pavimento estão submetidas.
- Os materiais comumente empregados em pavimentação apresentam grandes deslocamentos quando submetidos a uma dada tensão se comparados com os demais materiais de outras estruturas.

O ensaio de módulo de resiliência, normatizado pelo DNIT 134/2018-ME: Pavimentação - Solos - Determinação do módulo de resiliência - Método de ensaio, é realizado em laboratório em corpos-de-prova com dimensões de 15 cm x 30 cm e comumente em corpos-de-prova de 10 cm x 20 cm **Figura 76**. Utiliza-se no ensaio câmara triaxial, com aplicação de cargas repetidas **Figura 77**.

A base experimental do ensaio de módulo de resiliência em laboratório é indicar o comportamento da deformabilidade do material frente a combinações de diversos pares de tensões de: confinamento e desviadora.

Figura 76 - corpo-de-prova 10 cm x 20 cm.



Figura 77 - Câmara triaxial



Apresentam-se na Figura 78 o esquema de aplicação das tensões e na Figura 79 o deslocamento plástico acumulado no corpo-de-prova durante o ensaio de módulo de resiliência.

Figura 78 - esquema de aplicação de tensões nos carregamentos

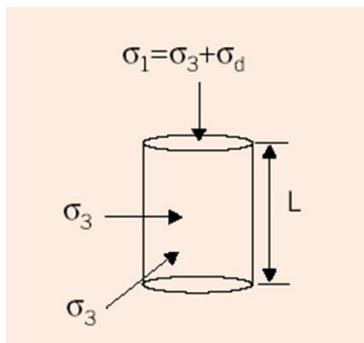
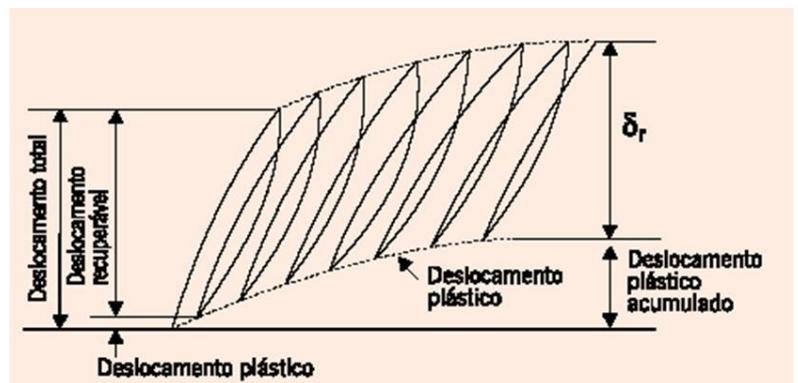


Figura 79 - Deslocamentos ocasionados pela ação das tensões

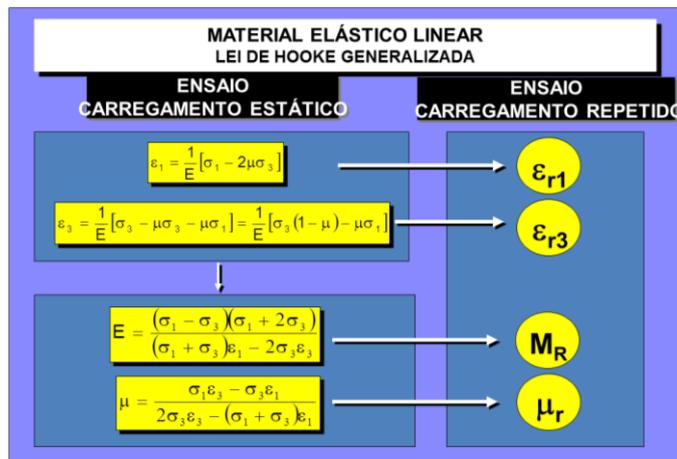


Onde  $\sigma_d$  = tensão desvio variável ( $\text{kN/m}^2$ )  
 $\sigma_1$  = tensão principal maior ( $\text{kN/m}^2$ )  
 $\sigma_3$  = tensão principal menor ( $\text{kN/m}^2$ )

Através da Lei de Hooke Generalizada apresentada na

Figura 80, pode-se obter os deslocamentos que ocorrem em estruturas, conhecendo-se o coeficiente de Poisson ( $\mu$ ), as tensões principais maior e menor e o Módulo de Elasticidade. No ensaio de módulo de resiliência submete-se o corpo-de-prova de solo a um sistema de carregamento onde se conhece as tensões principais e o coeficiente de Poisson, logo, obtém-se o módulo de resiliência.

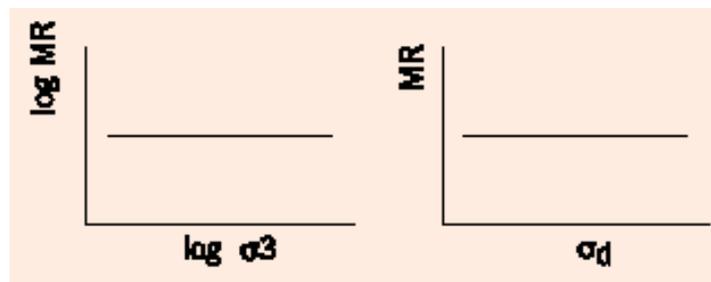
Figura 80 - Lei de Hooke Generalizada



A principal variação entre os diversos tipos de materiais normalmente empregados em pavimentos está no comportamento mecânico quando submetidos a solicitações do tráfego, essa variação pode ser constatada nos valores de módulo de resiliência em função das tensões.

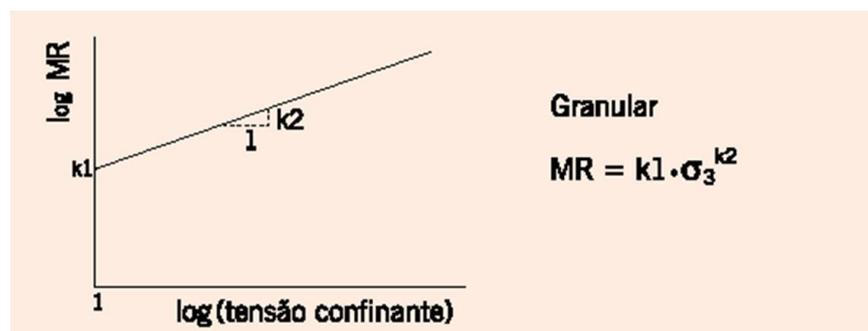
Para materiais cimentados o valor do módulo de resiliência não depende da variação das tensões; tende a ser constante. (Figura 81)

Figura 81 - Módulo de resiliência constante para materiais cimentados



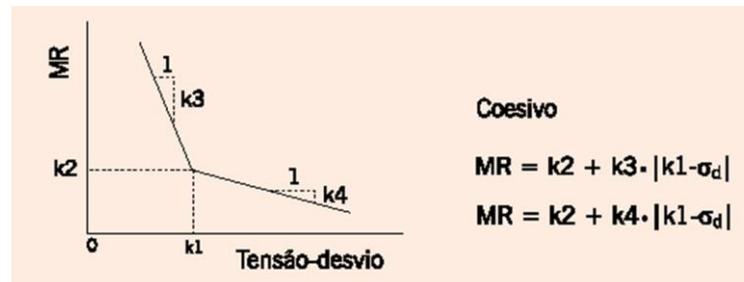
Materiais granulares o módulo de resiliência depende principalmente da variação da tensão de confinamento. (Figura 82)

Figura 82 - Módulo de resiliência de materiais granulares



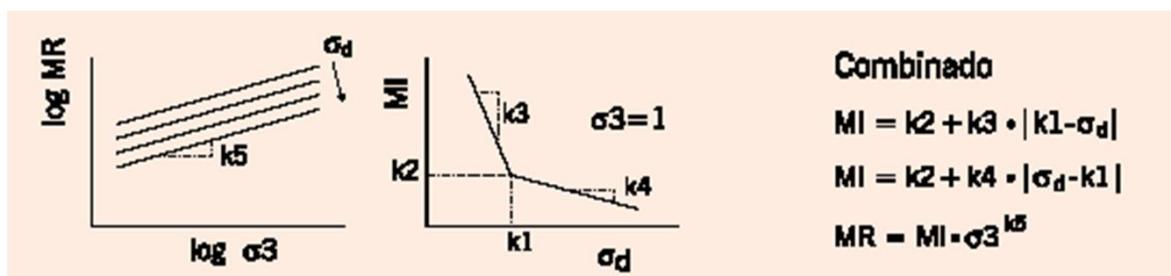
Solos coesivos apresentam valores de módulo de resiliência dependente principalmente da variação da tensão-desvio, o esquema ilustrativo dessa variação pode ser observado na Figura 83.

Figura 83 - Esquema da variação do módulo de resiliência de solos coesivos



Para materiais granulares e coesivos, materiais bastante empregados em camadas de pavimento, o valor do módulo de resiliência depende da variação da tensão-desvio e do confinamento, pelo fato do módulo de resiliência variar em função de duas tensões a forma de apresentação é combinada. Mostra-se na Figura 84 a forma usual de apresentação dos resultados.

Figura 84 - Representação do módulo de resiliência para solos granulares coesivos



Tem-se ainda a determinação do valor do módulo de resiliência denominado de modelo composto proposto por Macêdo (1996), Equação 45.

$$MR = k_1 \cdot s_3^{k_2} \cdot s_d^{k_3} \quad (45)$$

Onde :  $K_1, K_2$  e  $K_3$  são parâmetro extraídos do ensaio

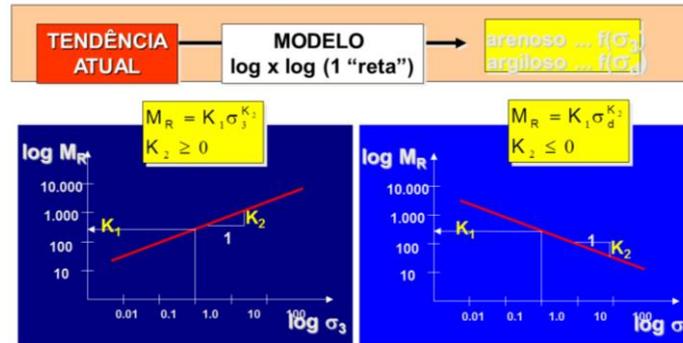
Outro modelo também bastante utilizado é o octaédrico, equação 46

$$MR = k_1 \cdot s_3^{k_2} \cdot s_d^{k_3} \cdot \theta^{k_4} \quad (46)$$

Onde:  $\theta$  é a somatória das tensões ( $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ )

A tendência atual para representação gráfica dos ensaios de módulo de resiliência para materiais granulares coesivos e com emprego de gráficos di-log, sendo para materiais mais arenosos o módulo de resiliência em função do  $\sigma_3$  e para materiais mais argilosos em função de  $\sigma_d$ . (Figura 85)

Figura 85 - Esquema di-log para materiais granulares coesivos



O módulo de resiliência, em laboratório, é definido no ensaio triaxial de cargas repetidas, pela Equação 47 e 48

$$Mr = \frac{\sigma d}{\varepsilon r} \quad (47)$$

$$\varepsilon r = \frac{\Delta h}{H} \quad (48)$$

Onde:

- $M_r$  = módulo de resiliência (MPa)
- $\sigma d$  = tensão desvio aplicada repetidamente (N)
- $\varepsilon r$  = deformação específica resiliente
- $\Delta h$  = deformação resiliente recuperável (mm)
- $H$  = altura inicial do corpo-de-prova (mm).

Os resultados do ensaio de módulo de resiliência de um solo de características siltosas estão apresentados: na **Figura 86** o gráfico do MR em função da tensão confinante e na Figura 87 O MR em função da tensão desviadora.

Na realização do ensaio não foi possível aplicar todas as combinações de tensões ( $\sigma_3 \times \sigma_d$ ) devido a elevada deformação permanente de 7,6 mm sofrida pelo corpo de prova. Dessa forma, o ensaio foi interrompido.

Registra-se também que a forma da curva de regressão com descendência acentuada indica a vulnerabilidade do material frente as solicitações das cargas. Essa característica é típica de solos com predominância de materiais finos o que demonstra que uma parcela significativa da deformação é permanente.

Esse material tem um comportamento sofrível para emprego em camadas de pavimentos, principalmente, para camadas próximas a ação da carga.

Figura 86 - Resultado de MR x tensão confinante de um solo siltoso

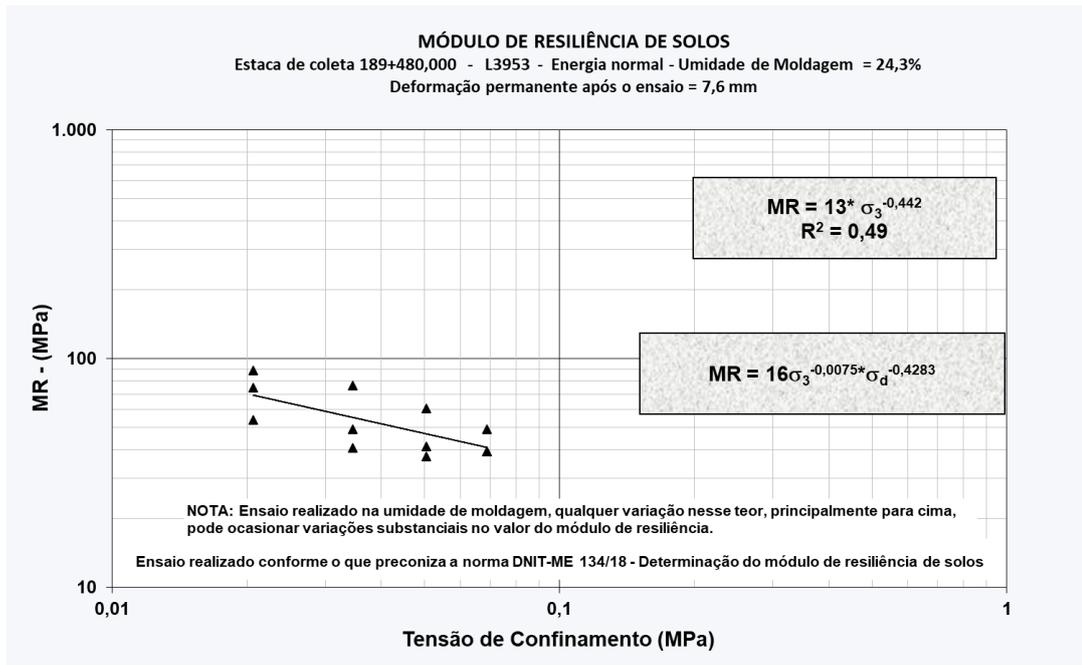
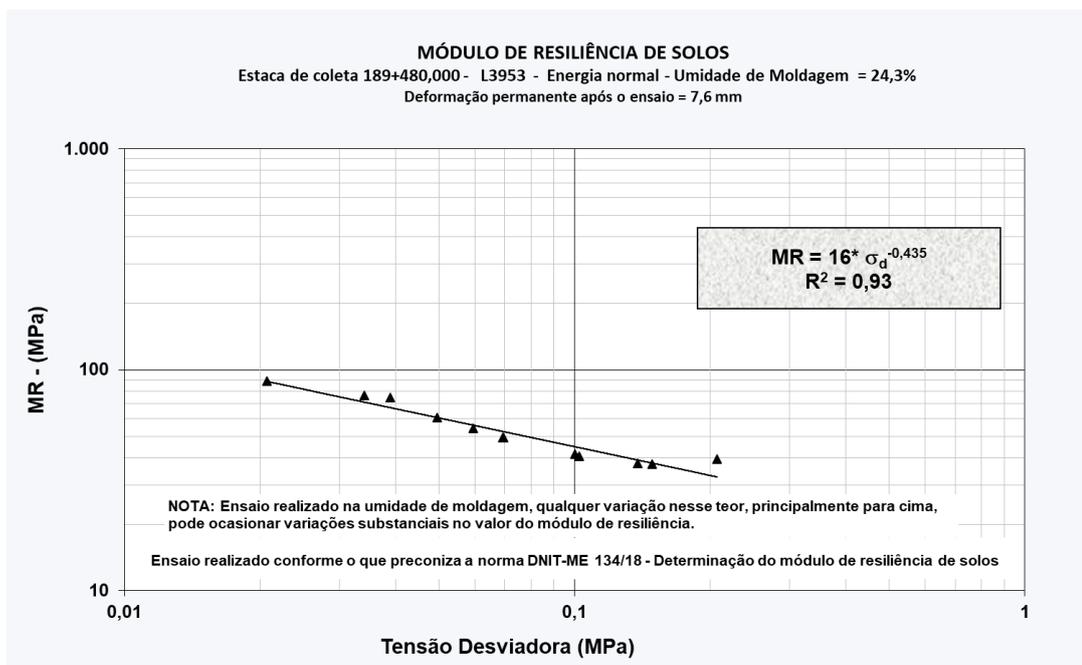


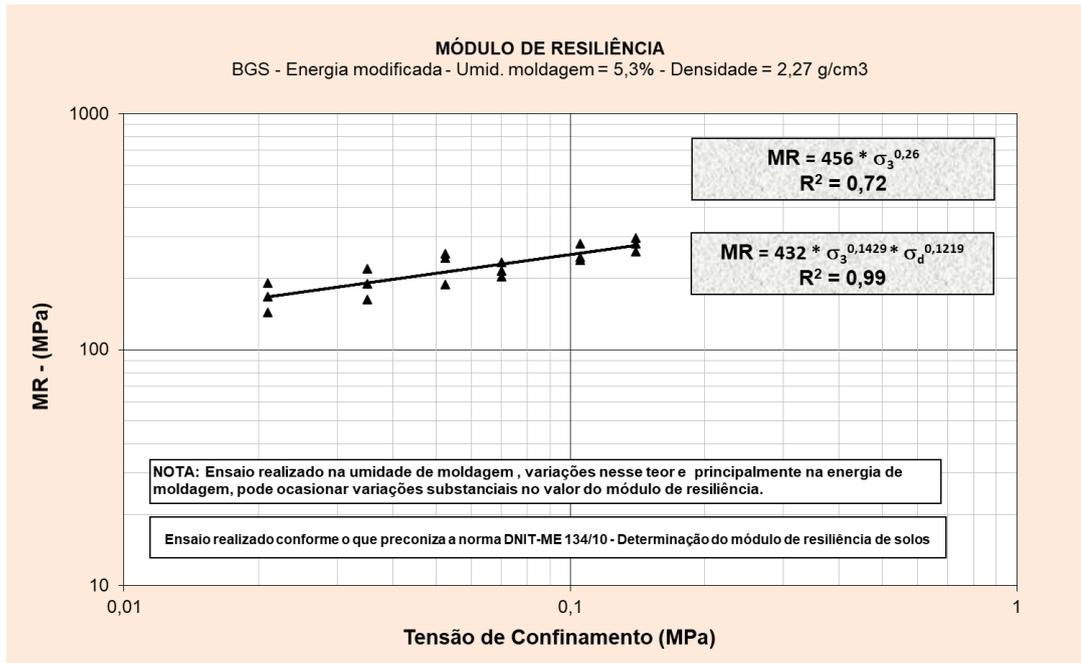
Figura 87 - Resultado de MR x tensão desviadora de um solo siltoso



De forma análoga, na **Figura 88** é apresentado o resultado de MR x tensão confinante de uma mistura de brita graduada simples - BGS. Observe a influência do MR com a tensão confinante através da ascendência da curva de regressão. Para a tensão confinante de 0,1 MPa, tem-se o MR = 250 MPa.

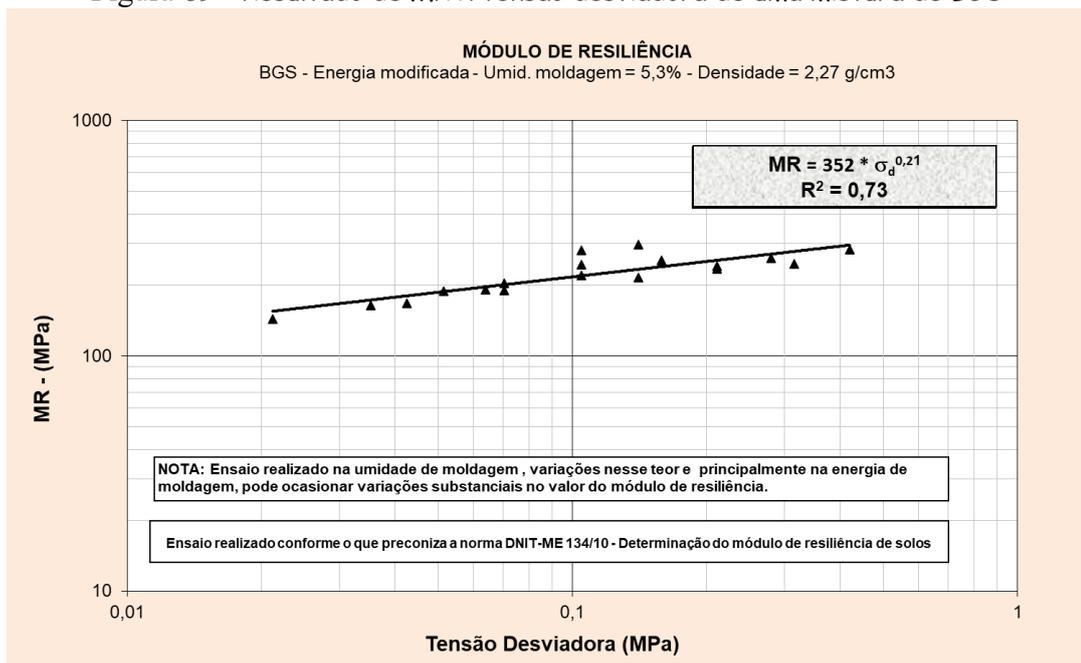
A estimativa do MR pelo modelo composto (**Figura 88**) para as tensões confinante e desviadora de 0,1 MPa o MR = 234 MPa.

Figura 88 - Resultado de MR x tensão confinante de uma mistura de BGS



Na **Figura 89** pode-se observar igual dependência do valor de MR pela tensão desviadora

**Figura 89 - Resultado de MR x tensão desviadora de uma mistura de BGS**



O ensaio de módulo de resiliência conduzido para uma brita graduada tratada por cimento apresentou valores de MR = 9014 MPa (90.140 kgf/cm<sup>2</sup>) (Figura 90 e Figura 91). Pela baixa inclinação das curvas de regressão vê-se a pouca influência das tensões confinante e desviadora no valor de módulo. Com efeito, trata-se de uma mistura cimentada.

**Figura 90 - Módulo de resiliência x tensão confinante de uma mistura de BGTC com 4% de cimento e tempo de cura de 7 dias.**

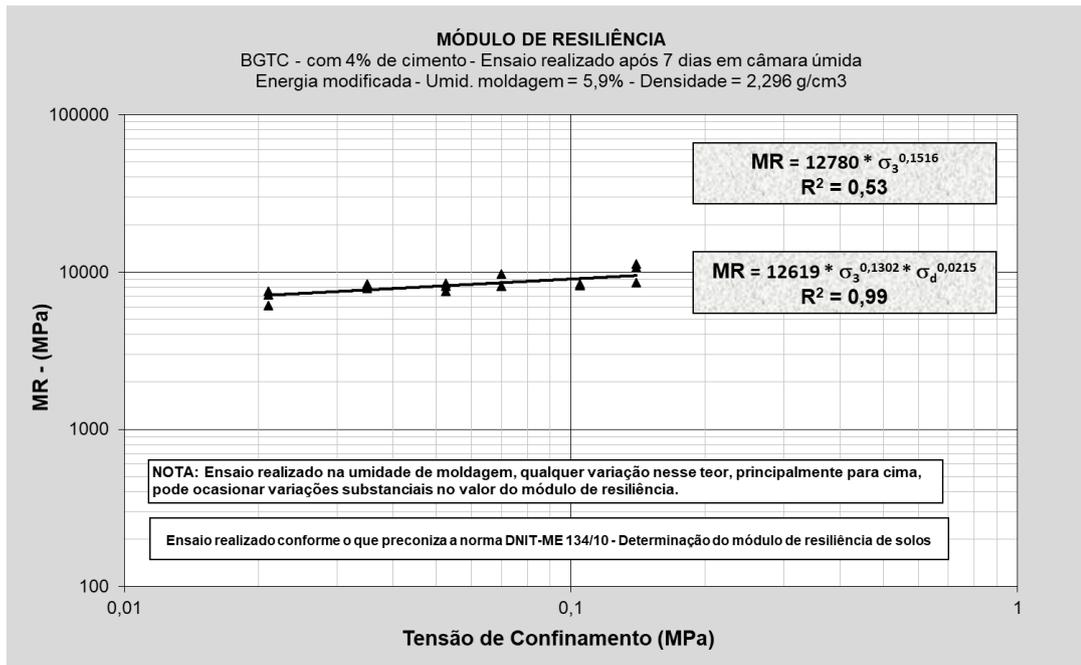
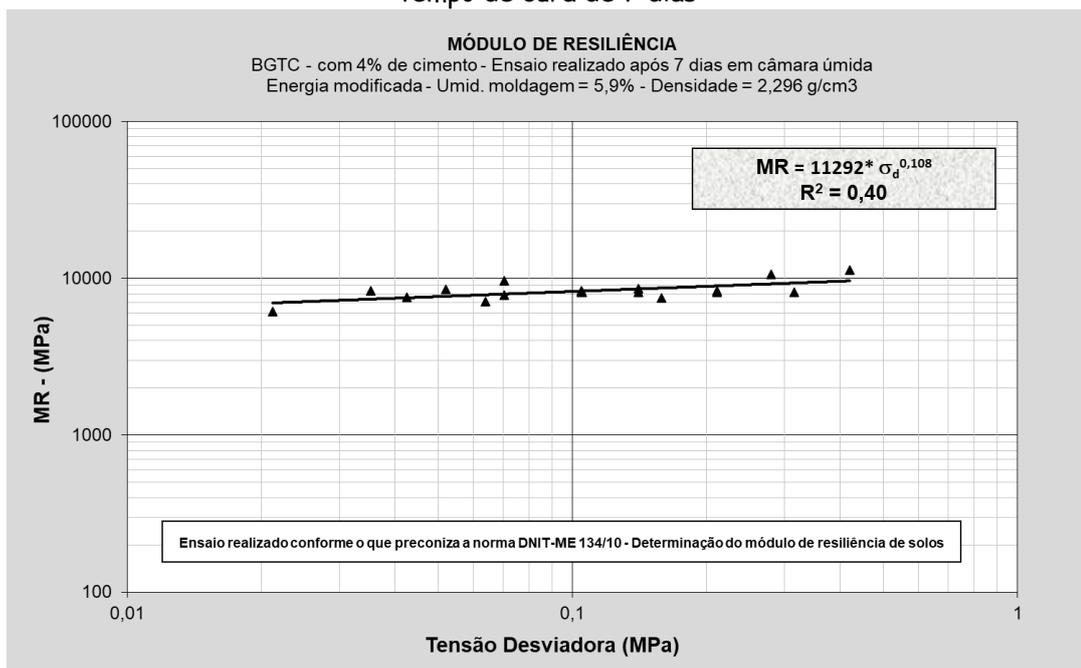
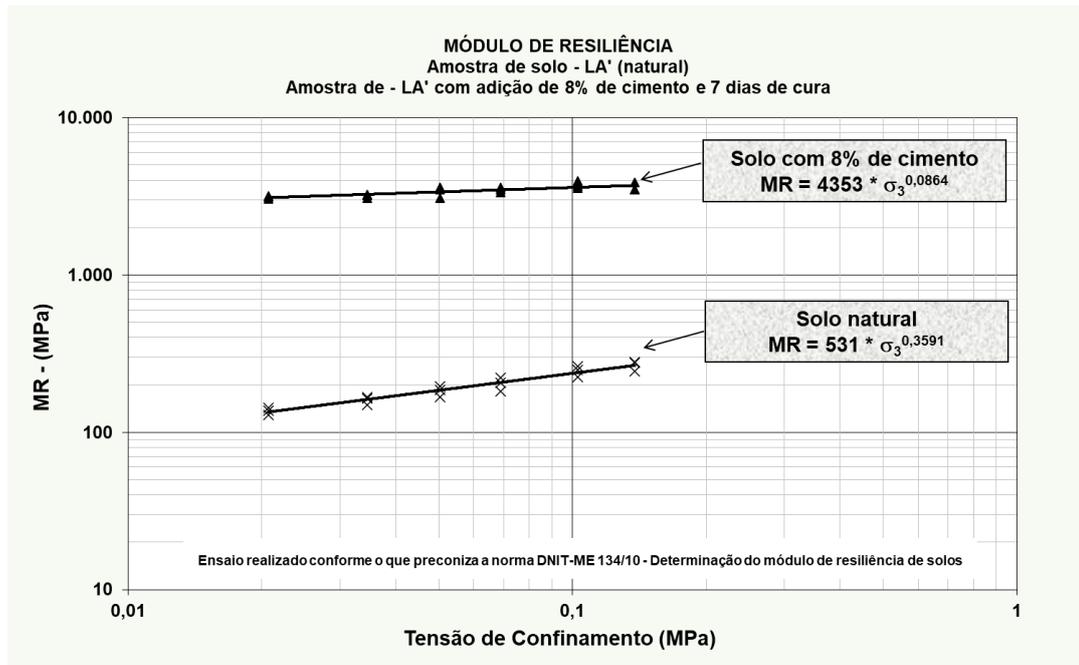


Figura 91 - Módulo de resiliência x tensão desviadora de uma mistura de BGTC com 4% de cimento e tempo de cura de 7 dias



Por fim, apresenta-se na Figura 92 os resultados de MR de um solo arenoso fino laterítico (SAFL) in natura, comportamento LA' pela classificação MCT e esse mesmo solo com adição de 8% de cimento, esse último com tempo de cura de 7 dias. O ganho no valor de módulo com cimento foi superior a 15 vezes e ainda pode-se verificar a pouca influência do confinamento da mistura com cimento frente ao solo in natura.

Figura 92 - Resultados de módulo de resiliência de um SAFL in natura e com adição de 8% de cimento



Com base nas duas Figura 93 e Figura 94 (SVENSON 1983), quais as vantagens e desvantagens de se compactar uma camada de solo no ramo seco (abaixo do teor ótimo de umidade). Nas mesmas Figuras, quais as vantagens se a compactação for realizada no ramo úmido?

Figura 93 - Módulo de resiliência em função da tensão desvio  $\sigma_d$  (MPa)

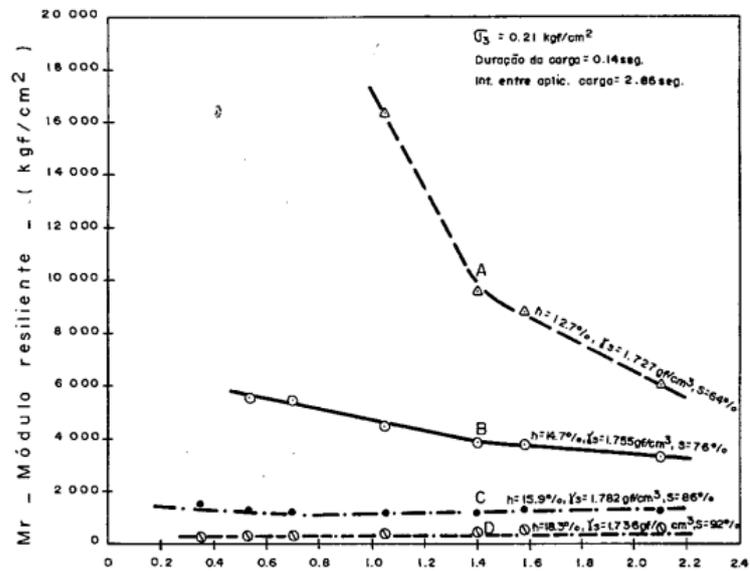
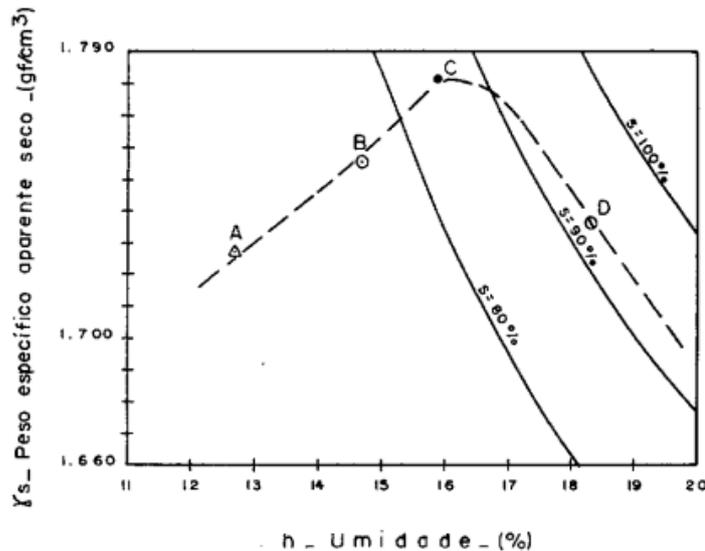


Figura 94 Curva de compactação de um solo argiloso



É sabido que o valor de CBR de um material depende da natureza do material, da granulometria, forma das partículas e principalmente do grau de compactação. O módulo de resiliência, como foi visto, depende ainda das tensões atuantes, ou seja, a elasticidade é não-linear. Como base nessas afirmações é possível obter uma correlação entre o CBR e o MR?

### 7.2.5 Deformação permanente de solos

Devido a solicitação do tráfego as camadas constituintes do pavimento estão sujeitas a tensões. Dependendo das espessuras e da resistência dessas camadas, essas tensões podem ocasionar deformações permanentes com magnitudes indesejáveis comprometendo a integridade da estrutura do pavimento.

A norma do DNIT 189/2018 - IE - Pavimentação - Solos - Determinação da deformação permanente - Instrução de ensaio, especifica os procedimentos para a determinação da deformação permanente de solos, brita graduada e materiais não estabilizados quimicamente, com características que simulam as condições físicas e os estados de tensões que estes materiais estarão submetidos nas camadas do pavimento.

A base experimental do ensaio de deformação permanente de materiais empregados em camadas de: base, sub-base e reforço do subleito, é obtenção em laboratório a deformação plástica desses materiais associados a solicitação cíclica de diversas combinações de tensões: confinamento e desviadora.

O ensaio assemelha-se ao ensaio de módulo de resiliência, a norma recomenda diâmetro máximo do agregado inferior a  $\frac{1}{4}$ " do diâmetro do corpo de prova, no caso de corpos de prova de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura, o agregado máximo é de 25 mm. Para a realização do ensaio a norma recomenda a confecção em laboratório de nove corpos de prova idênticos, sendo cada um submetido a um determinado par de tensões ( $\sigma_d$  e  $\sigma_3$ ) conforme Tabela 10.

Tabela 10 - Estados de tensões indicados para determinação da deformação permanente

$\sigma_d$ (KPa)	$\sigma_3$ (KPa)	$\sigma_1/\sigma_3$
40	40	2
	80	3
	120	4
80	80	2
	160	3
	240	4
120	120	2
	240	3
	360	4

Após um condicionamento de 50 ciclos com tensões de  $\sigma_3$  e  $\sigma_d$  de 50 kPa em cada corpo de prova, seguir com aplicação de um número de ciclos, preferencialmente de 150.000. Podendo ser inferior caso o corpo de prova apresente deformações elevadas.

Recomenda-se que sejam efetuados registros das deformações permanentes para os seguintes ciclos: 1, 2, 3, 4, 5, 10, 15, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90, 100, 200, .....1000, 2000, .....10.000, 11000, 50000, 55000, .....75000, 100000, 110000 .... 160000..... Para uma frequência de ensaio de 1 Hz, a duração do ensaio é de 42 h. Na norma é recomendado frequências maiores de até 5 Hz.

Com as deformações permanentes determina-se a deformação específica plástica (ou permanente) acumulada, equação 49.

$$\varepsilon_p = \frac{\delta_p}{H_0} \quad 49$$

Onde:  $\varepsilon_p$  = deformação específica plástica (ou permanente) acumulada

$\delta_p$  = deslocamento plástico ou permanente acumulado (mm)

$H_0$  = altura referênciada do medidor de deslocamento (LVDT) descontando o deslocamento plástico acumulado correspondente ao número de ciclos anterior (mm). A altura  $H_0$  refere-se a deformação permanente ocasionada entre duas leituras consecutivas.

O modelo de deformação permanente (equação 50) apresentado a seguir é o proposto por Guimarães (2009) encontrado em sua tese de doutorado apresentada na UFRJ (2009). A expressão a seguir é a representação do modelo e foi obtida após a análise dos resultados de ensaios de deformação permanente feitos em equipamentos triaxiais de cargas repetidas. É uma ferramenta matemática que descreve de forma satisfatória o comportamento observado nos ensaios triaxiais de laboratório.

$$\varepsilon_p = \psi_1 \left( \frac{\sigma_3}{\rho_0} \right)^{\psi_2} * \left( \frac{\sigma_d}{\rho_0} \right)^{\psi_3} * N^{\psi_4} \quad 50$$

Onde:  $\varepsilon_p$  = deformação específica plástica (ou permanente) acumulada (%)

$\sigma_3$  = tensão de confinamento

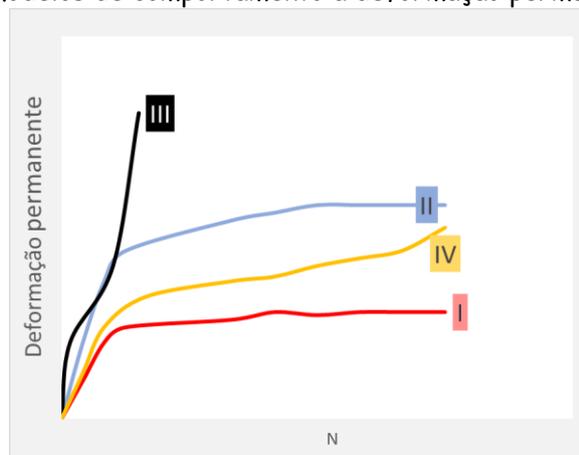
$\sigma_d$  = tensão desvio

$\psi_1 \psi_2 \psi_3 \psi_4$  = parâmetros de regressão obtido com a técnica de regressão não linear múltipla

N = número de ciclos de aplicação de carga

Na Figura 95 estão apresentados os tipos de modelos de comportamento à deformação permanente de vários materiais ou de um mesmo material a vários níveis de solicitação de carga cíclica.

Figura 95 - Modelos de comportamento à deformação permanente de solos



(adaptado de Lima et.all 2020)

Tipo I - Acomodamento plástico (ou shakedown) - tendência à estabilização da deformação permanente com o número de ciclos de carregamento, para poucos ciclos, para um determinado nível de tensão vertical e horizontal;

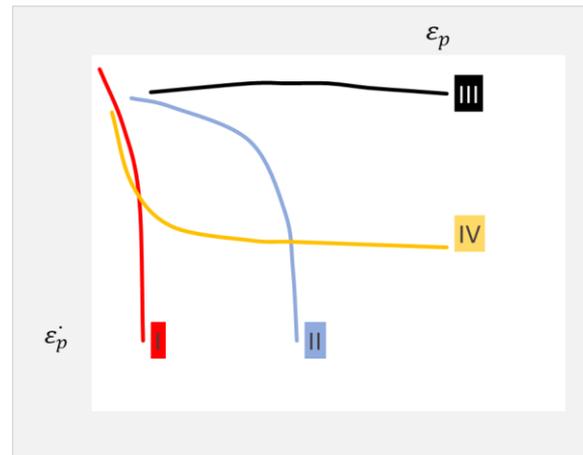
Tipo II - Acomodamento plástico (ou shakedown) - tendência à estabilização da deformação permanente com o número de ciclos de carregamento, porém com um valor alto de deslocamento permanente acumulado antes do acomodamento, para um determinado nível de tensões vertical e horizontal;

Tipo III - O material não se acomoda, continuando a acumular deformação permanente com o aumento do número de ciclos e,

Tipo IV - Colapso incremental - O material apresenta ruptura a baixos números de repetições de ciclos de carga.

Para avaliação do acomodamento, de forma matemática, faz-se necessário a análise dos resultados dos ensaios utilizando um gráfico semelhante ao indicado na Figura 96, tem-se no eixo das abcissas a deformação permanente acumulada e no eixo das ordenadas a taxa de acréscimo da deformação permanente acumulada. Considera-se que foi atingida a acomodação quando os resultados ficam paralelos ao eixo das ordenadas após certo número de ciclos.

Figura 96 - Modelos de comportamento a deformação permanente de solos - Análise do acomodamento (shakedown)



(Lima et.all 2020)

Lima et all (2020) utilizaram os valores de deformação permanente (Figura 90) multiplicados por 1000 em ambos os eixos, sendo a taxa de acréscimo de DP (eixo das ordenadas) foi determinada conforme equação 51.

$$\varepsilon_p = \frac{\varepsilon_p}{N} 10^{-3} \quad 51$$

Na norma do DNIT 179/2018, traz observações quanto ao comportamento estrutural à deformação permanente dos materiais empregados em camadas do pavimento (Tabela 11) associados aos modelos apresentados na Figura 96.

Tabela 11 -Comportamentos estruturais associados aos modelos

Modelos	Comportamento à deformação permanente
I	Acomodamento plástico, não haverá problemas de afundamento no pavimento
II	Significativas deformações iniciais seguido de acomodamento plástico
III e IV	Escoamento plástico e conseqüente contribuição para deformação no pavimento

## Bibliografia

AASHTO. T-292:91, Standard Method of Test for Resilient Modulus of Subgrade Soils and Untreated Base/Subbase Materials, Standard Specifications for Transportation Materials and Methods os sampling and testing. 19 ed. Washington, D.C. 1998.

Guimarães, A. C. R (2009) Um Método Mecanístico-Empírico para a Previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos. Tese de Doutorado. Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, Brasil.

Lima, C.D.A.; Ubaldo,M.O.; Motta,L.M.G.;Aragão,F.T.S. (2020) Caracterização da Deformabilidade de Solos Arenosos Não Lateríticos no Equipamento Triaxial de Cargas Repetidas, 34º ANPET

DNIT (2018) DNIT 179/2018-IE Pavimentação - Solos - Determinação da deformação permanente - Instrução de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Brasil.

## AULA 08 - LIMITES DE ATTERBERG

Apostila do Prof. Faiçal Massad - Escola Politécnica da USP

### 8.1 - LIMITES DE ATTERBERG

Introdução - Evolução histórica dos conceitos ligados à plasticidade dos solos

Atterberg, nascido em 1946, dedicou a maior parte de sua vida aos estudos sobre a agricultura. Foi somente no período de 1900 a 1916 que se voltou, principalmente, para questões relacionadas com solos e suas propriedades físicas. Iniciou seu trabalho preocupado com os componentes dos solos, mas acabou por concluir que, para as argilas, a sedimentação era um processo muito lento para fins de classificação, e que, frequentemente, nada revelava sobre as propriedades físicas dos solos. Descobriu na plasticidade uma característica das argilas, o que o conduziu ao estabelecimento dos "limites", que hoje levam seu nome. Foi um dos primeiros pesquisadores a concluir que solos com partículas lamelares são os mais plásticos.

O uso dos limites de Atterberg na Mecânica dos Solos foi feita por Terzagui, no início de suas pesquisas.

## 8.2 - As Propriedades de Engenharia e os limites de Atterberg

Para Terzagui (1926), as propriedades de engenharia: permeabilidade, compressibilidade e resistência ao cisalhamento, dependem de fatores físicos, tais como a forma das partículas, o seu diâmetro efetivo e o grau de uniformidade do solo. Como os limites de Atterberg também dependem desses fatores, do seu conhecimento pode-se fazer inferências sobre as propriedades de engenharia de solos de mesma origem geológica. Foi sua ideia de agrupar os solos com propriedades de engenharia análogas, através de uma classificação baseada nos limites de Atterberg

Casagrande (1932) envidou esforços no sentido de padronizar os ensaios, preocupação que perdurou até nossos dias, principalmente o ensaio de limite de liquidez. O aparelho de ensaios que leva o seu nome. Ademais, por sugestão de Terzagui, Casagrande (1944) desenvolveu um sistema de classificação baseado nos limites de Atterberg, visando a previsão das propriedades de engenharia dos solos. Alertou para o fato de as propriedades assim obtidas serem as do solo remoldado, e foi o primeiro a visualizar a determinação do limite de liquidez como uma medida da resistência ao cisalhamento do solo, a percussão. Seus estudos levaram-no ao resultado de que no limite de liquidez os solos possuem uma resistência de 10 a 20 g/cm<sup>2</sup> (em média 1 g/cm<sup>2</sup> por golpe).

Um longo tempo de passou até que Skempton (1953) introduziu um novo conceito ligado com a plasticidade: trata-se da "Atividade" dos solos. Esse autor notou que solos de mesma origem geológica, portanto com os mesmos minerais argila, possuíam índice de plasticidade linearmente crescente com o teor da fração argila. Isto é, a relação é constante e uma característica do solo ou dos minerais argila presentes (equação 52).

$$A = IP / \% < 2\mu \quad (52)$$

Onde: A = atividade de Skempton  
IP = índice de plasticidade  
 $\mu$  = micron (0,001 mm)

Para solos com montmorilonita, os mais ativos, A = 5 a 7, para solos com caulinita, A = 0,3 e com illita A = 0,9. A atividade das argilas depende assim, do tipo de mineral argila bem como do tipo de cátion. Por exemplo, uma bentonita com Mg apresentou A = 7,09 (Apud Mitchell, 1976).

Quanto maior a atividade de um solo mais importante é a influência da fração argila em suas propriedades e mais suscetível ele é aos tipos de íons trocáveis e a composição dos fluidos dos poros.

Uma atividade elevada indica um solo que pode causar problemas face às suas altas capacidade de retenção de água, capacidade de troca catiônica, tixotropia e sensibilidade. (Perloff et al, 1976).

### 8.2.1 - Limite de liquidez

O limite de liquidez é uma medida do espaçamento entre as partículas do solo, para o qual as forças atrativas são reduzidas a um valor tal que a resistência ao cisalhamento é aproximadamente, 25 g/cm<sup>2</sup>. É portanto, uma função da superfície específica das partículas, da capacidade de troca catiônica e do tipo de cátion presente nos poros, entre outros fatores.

A Influência da superfície específica das partículas está apresentada na Tabela 12, reproduzida por Lambe e Whitman (1969).

Tabela 12 - Superfície específica

Partícula	Superfície específica	Teor de umidade para película de água de 5Å
	(m <sup>2</sup> /g)	(%)
Grão de areia (diâmetro de 0,1 mm)	0,03	10 <sup>-4</sup>
Caulinita	10,0	0,5
Ilita	100,0	5,0
Montmorilonita	1000,0	50,0

1 Å (angstrom) = 10<sup>-10</sup>m

Na última coluna tem-se o teor de umidade imaginário que cada partícula está envolvida por uma película de água de 5 Å de espessura. Por exemplo, para a partícula de Ilita, o volume de água vale: 100 m<sup>2</sup>/g \* 5 Å \* Ps \* γa = 100 m<sup>2</sup>/g \* 5\*10<sup>-10</sup> \* Ps \* 10<sup>-6</sup>g/cm<sup>3</sup> = 0,05 Ps = 5%Ps.

### 8.2.2 - Limite de plasticidade

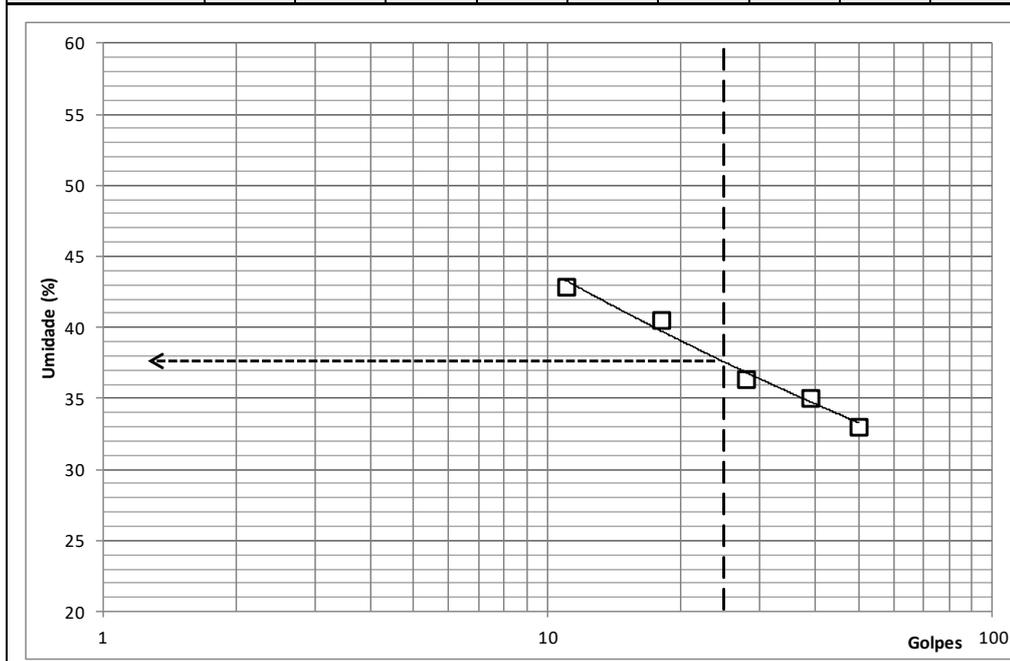
O limite de plasticidade de um solo é a umidade em que a água livre começa a existir em excesso daquela necessária para satisfazer adsorção forte. A partir dele, a água começa a formar a camada dupla. Pode ser também interpretado como o teor de umidade limite, abaixo do qual o solo perde plasticidade, isto é, deforma-se com mudança de volume e com trincamento. O valor do limite de plasticidade varia em uma faixa relativamente estreita, comparativamente como os valores de limite de liquidez, talvez por isso mesmo sua determinação esteja sujeita menos erros, apesar do maior grau de subjetividade associado ao ensaio.

Exercício resolvido

**FATEC - FACULDADE DE TECNOLOGIA DE SÃO PAULO**  
**LIMITE DE LIQUIDEZ E LIMITE DE PLASTICIDADE**

Aluno:	Matrícula n.:
Amostra:	Local: _____ Data / /

LIMITE DE LIQUIDEZ									
Determinações	1º	2º	3º	4º	5º	6º	7º	8º	9º
cápsula nº	2	5	84	18	36				
Púm. + Tara (g)	20,68	21,78	22,86	23,15	23,78				
Ps + Tara (g)	17,63	18,33	18,82	18,91	19,15				
Tara (g)	8,40	8,51	7,72	8,45	8,35				
Ps (g)	9,23	9,82	11,10	10,46	10,80				
P w (g)	3,05	3,45	4,04	4,24	4,63				
Umidade (%)	33,0	35,1	36,4	40,5	42,9				
Nº DE GOLPES	50,0	39,0	28,0	18,0	11,0				



LIMITE DE PLASTICIDADE									
Pontos	1º	2º	3º	4º	5º				
cápsula nº	65	35	10						
Púm. + Tara (g)	9,86	9,45	9,36						
Ps + Tara (g)	9,03	8,96	8,60						
Tara (g)	5,45	6,85	5,55						
Ps (g)	3,58	2,11	3,05						
Pw (g)	0,83	0,49	0,76						
Umidade (%)	23,2	23,2	24,9						
Média (%)	23,8								

Limite de Liquidez:	37,5
Limite de Plasticidade:	23,8
Índice de Plasticidade:	13,7

**RESULTADOS**

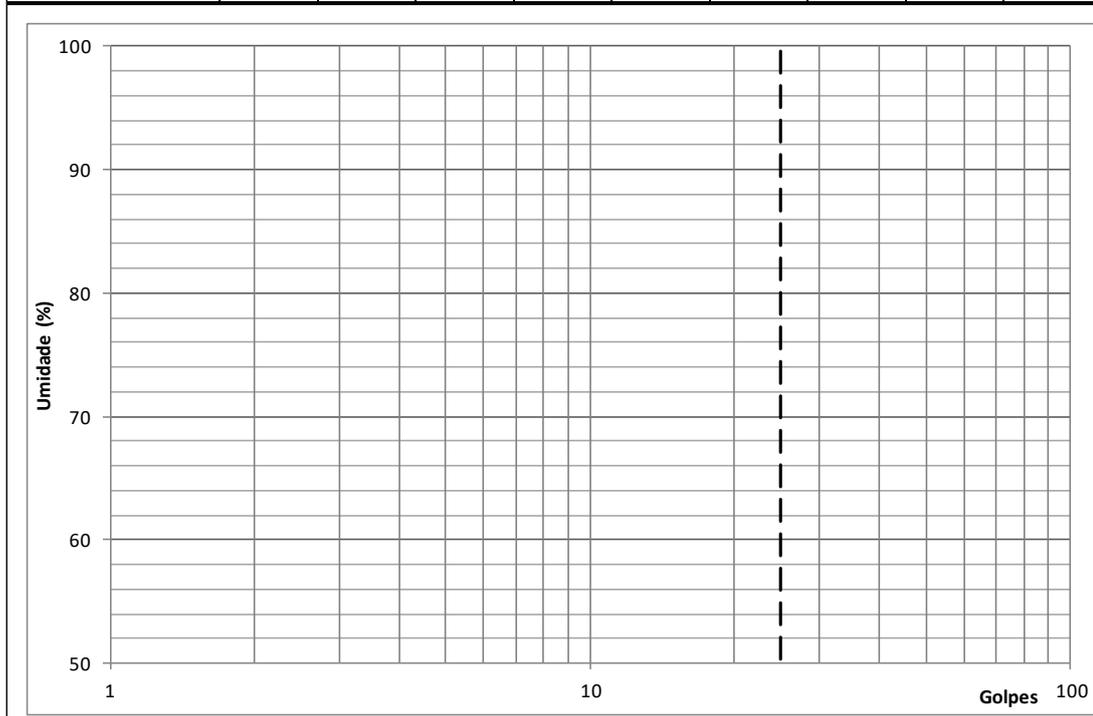
Observação
Operador: _____ Data / /

**Exercício**

**FATEC - FACULDADE DE TECNOLOGIA DE SÃO PAULO**  
**LIMITE DE LIQUIDEZ E LIMITE DE PLASTICIDADE**

Aluno:	Matrícula n.
Amostra:	Local: <span style="float:right">Data / /</span>

<b>LIMITE DE LIQUIDEZ</b>									
Determinações	1º	2º	3º	4º	5º	6º	7º	8º	9º
cápsula nº	2	5	84	18	36				
Púm. + Tara (g)	62,85	56,18	45,64	59,58	59,91	44,09			
Ps + Tara (g)	60,59	53,63	43,33	56,77	57,37	41,71			
Tara (g)	57,10	49,88	39,98	52,86	54,00	38,59			
Ps (g)									
P w (g)									
Umidade (%)									
Nº DE GOLPES	44,0	35,0	26,0	17,0	13,0	9,0			



<b>LIMITE DE PLASTICIDADE</b>									
Pontos	1º	2º	3º	4º	5º				
cápsula nº	65	35	10						
Púm. + Tara (g)	11,15	10,74	10,65						
Ps + Tara (g)	9,88	9,81	9,45						
Tara (g)	7,05	7,85	6,91						
Ps (g)									
Pw (g)									
Umidade (%)									

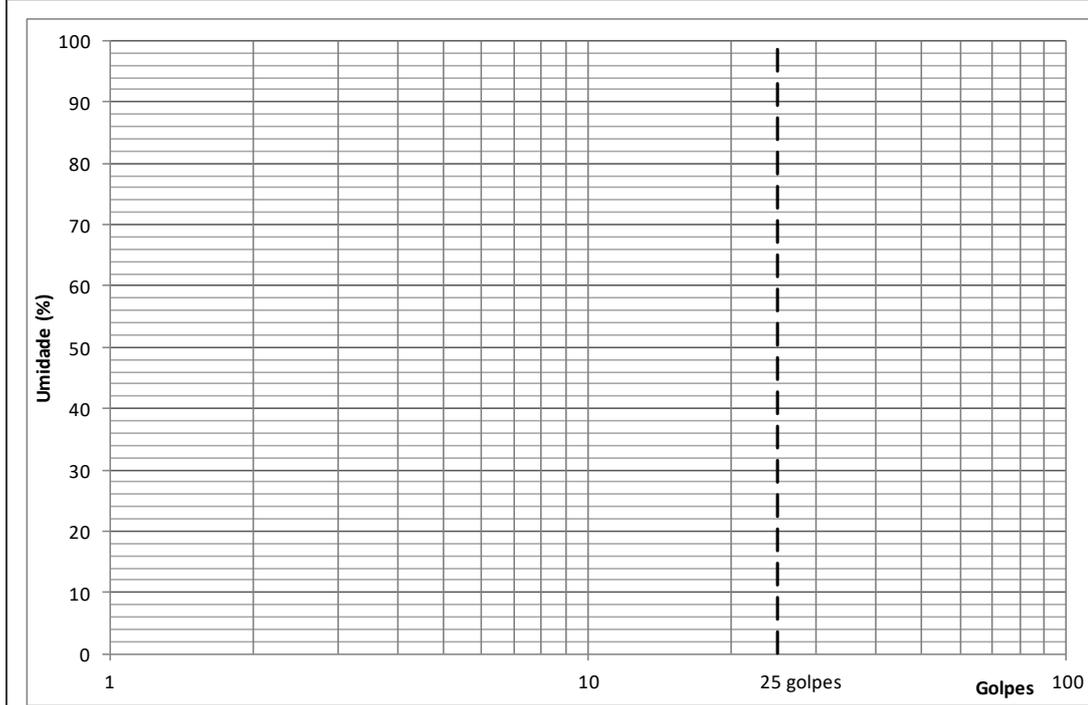
<b>RESULTADOS</b>	
Limite de Liquidez:	<input style="width:70%" type="text"/>
Limite de Plasticidade:	<input style="width:70%" type="text"/>
Índice de Plasticidade:	<input style="width:70%" type="text"/>
Observação	
<input style="width:100%" type="text"/>	
Operador:	Data / /

**FATEC - FACULDADE DE TECNOLOGIA DE SÃO PAULO**  
**LIMITE DE LIQUIDEZ E LIMITE DE PLASTICIDADE**

Aluno:	Matrícula n.:	Data / /
Amostra:	Local:	

<b>LIMITE DE LIQUIDEZ</b>									
Determinações	1º	2º	3º	4º	5º	6º	7º	8º	9º
cápsula nº									
Púm. + Tara (g)									
Pseco + Tara (g)									
Tara (g)									
P seco (g)									
P água (g)									
Umidade (%)									

Nº DE GOLPES									
--------------	--	--	--	--	--	--	--	--	--



<b>LIMITE DE PLASTICIDADE</b>									
Pontos									
cápsula nº									
Púm. + Tara (g)									
Pseco + Tara (g)									
Tara (g)									
P seco (g)									
P água (g)									
Umidade (%)									

<b>RESULTADOS</b>	
Limite de Liquidez:	
Limite de Plasticidade:	
Índice de Plasticidade:	
Observação:	
Operador:	Data / /

## FATEC - FACULDADE DE TECNOLOGIA DE SÃO PAULO

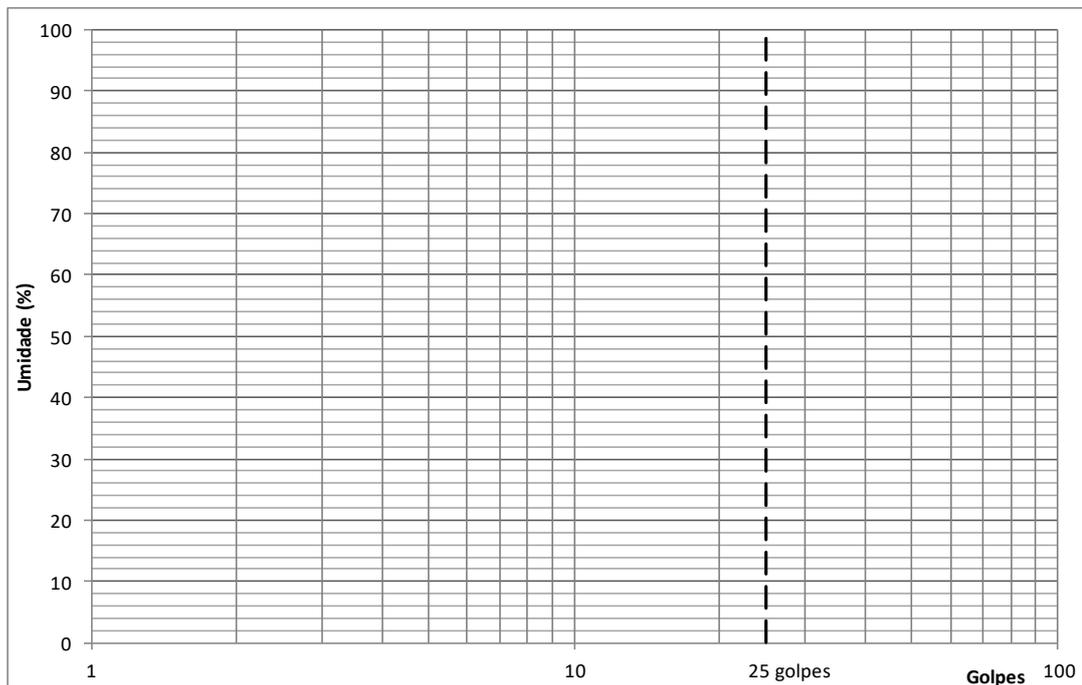
### LIMITE DE LIQUIDEZ E LIMITE DE PLASTICIDADE

Aluno: \_\_\_\_\_ Matrícula n. \_\_\_\_\_

Amostra: \_\_\_\_\_ Local: \_\_\_\_\_ Data / /

#### LIMITE DE LIQUIDEZ

Determinações	1º	2º	3º	4º	5º	6º	7º	8º	9º
cápsula n°									
Púm. + Tara (g)									
Pseco + Tara (g)									
Tara (g)									
P seco (g)									
P água (g)									
Umidade (%)									
Nº DE GOLPES									



#### LIMITE DE PLASTICIDADE

Pontos	1º	2º	3º	4º	5º	6º	7º	8º	9º
cápsula n°									
Púm. + Tara (g)									
Pseco + Tara (g)									
Tara (g)									
P seco (g)									
P água (g)									
Umidade (%)									

#### RESULTADOS

Limite de Liquidez:		Observação	
Limite de Plasticidade:			
Índice de Plasticidade:		Operador: _____	Data / /

APOSTILA DE MECÂNICA DOS SOLOS - Prof. Dr. Edson de Moura

## AULA 09 - CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS TRB

### 9.1 - Classificação Transportation Research Board - TRB de Solos

Classificação de solos TRB data da década de 1920 idealizada *Bureau of Public Roads* - BPR denominada de - *Highway Research Board* - HRB que após a 2ª Guerra Mundial sofreu alterações quando foi normalizada pela *American Association of State Highway Officials* - AASHTO, que perduram até nossos dias. É um sistema de classificação de solos de aplicação rodoviária baseado nos limites de Atterberg e na granulometria. Publicada nos anais da HRB em 1945, uma nova versão da classificação propôs a subdivisão de alguns dos grupos da classificação original e introduziu o conceito de Índice de Grupo - IG, número inteiro que fornecia subsídios para o dimensionamento de pavimentos, calculados pela seguinte fórmula:

$$IG = 0,2 \times a + 0,005 \times a \times c + 0,01 \times b \times d$$

onde:

a = % do material que passa na peneira de no 200, menos 35; caso esta % for >75, adota-se a = 40; caso esta % seja < 35, adota-se a = 0;

b = % do material que passa na peneira de n. 200, menos 15; caso esta % for >55, adota-se b = 40; caso esta % seja < 15, adota-se b = 0;

c = valor de limite de liquidez (LL) menos 40; caso o LL > 60%, adota-se c = 20; se o LL < 40%, adota-se c = 0;

d = valor de índice de plasticidade (IP) menos 10; caso o IP > 30%, adota-se d = 20; se o IP < 10%, adota-se d = 0;

Recomendada pela AASHTO, a classificação TRB, tem sido aplicada no reconhecimento de solos para construção de pavimentos rodoviários em todo o mundo.

São apresentadas 7 classes subdivididos em 11 grupos assim denominados:

A-1 subdividido em A-1-a e A-1-b;

A-2 subdividido em A-2-4, A-2-5, A-2-6, e A-2-7;

A-3, A-4, A-5; A-6; e,

A-7 subdividido em A-7-5 e A-7-6.

As classes A-1, A-2 e A-3 tratam-se de materiais mais grossos, que apresentam de até no máximo de 35% de material retido na # 200 (0,075mm de abertura). Limitados em 15%, 25% e 10% para os grupos A-1-a, A-1-b e A-3 respectivamente.

Para as classes A-1 e A3 o IP - índice de plasticidade é limitado em 6% o que caracteriza materiais com predominância de não plástico (pedra britada, pedregulho e areias).

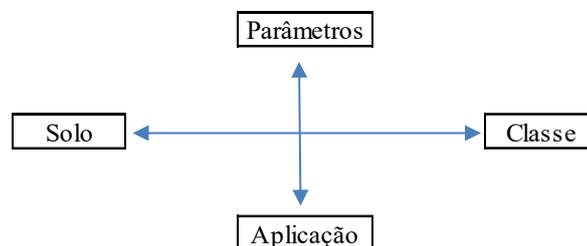
Já os grupos A-2-4 e A-2-5 o IP é limitado em 10%, os grupos A-2-6 e A-2-7 especifica um mínimo de 11% no IP. Na classe A-2 considera-se o LL - limite de liquidez, tratam-se dos materiais: areias e areias argilosas ou siltosas.

Para as classes A-4, A-5, A-6 e A-7, tem-se no mínimo 35% de material passado na peneira acima e considera-se também tanto o IP como o LL. Tratam-se solos finos argilas e siltes.

É apresentado na Figura 88 um roteiro expositivo de um processo classificatório de solos. Através de parâmetros determinados dos solos, denominadas de "propriedades índices" - limites de Atterberg e granulometria, pode-se classificá-los e devido a esses parâmetros pode-se verificar a aplicabilidade do solo. Assim observe-se que entre a classe do solo e o solo propriamente dito existe uma relação biunívoca.

Através dessa relação biunívoca<sup>16</sup> pode-se perfeitamente associar o comportamento de um solo, que está dentro de uma determinada classe ao desempenho esperado. Observe-se que entre o solo e os parâmetros existe uma relação biunívoca, logo, o solo está perfeitamente relacionado com os parâmetros e vice-versa. Da mesma forma, as classes em que os parâmetros estão categorizados, pode-se constatar a mesma relação. A aplicação, objeto da classificação dos solos, correlaciona-se com as classes, que por sua vez, está associada aos parâmetros. Desta forma, na Figura 97 é ilustrada as relações biunívocas existente em uma classificação.

Figura 97 - Roteiro Classificatório de Solos



A classificação HRB foi desenvolvida para solos de clima frio e temperado, estando assim, os solos de clima tropical, sujeitos a uma má classificação, ou seja, a relação biunívoca pode não ocorrer.

Exercício - Classificar os solos identificados de 0 a 6 da Tabela 13 pela classificação HRB utilizando o quadro classificatório da Figura 99. Os valores da granulometria (% passa nas peneiras n. 2, 40 e 200) deverão ser extraídos da Figura 98

Tabela 13 - Classificação HRB

Material	Identificação	Limites de Atterberg			Granulometria (peneiras)*			Classificação HBR
		LL	LP	IP	Aberturas (mm) e número (n.)			
		(%)	(%)	(%)	2/ 10	0,42/40	0,075/200	
0	Brita graduada	-o-	NP					
1	Brita graduada	-o-	NP					
2	Areia argilosa laterítica (RJ) - Brasil.	29	10					
3	Areia Silto-argilosa sedimentar - Suíça	17	5					
4	Areia siltosa saprolítica sobre gnaisse (SP) - Brasil	28	9					
5	Argila laterítica de basalto (SP) - Brasil	54	24					
6	Argila saprolítica sobre basalto (SP) - Brasil	56	25					

<sup>16</sup> Relação que associa, a cada um dos elementos de um conjunto, um único elemento de outro conjunto, e vice-versa.

Figura 98 - Distribuição granulométrica dos materiais da tabela 09

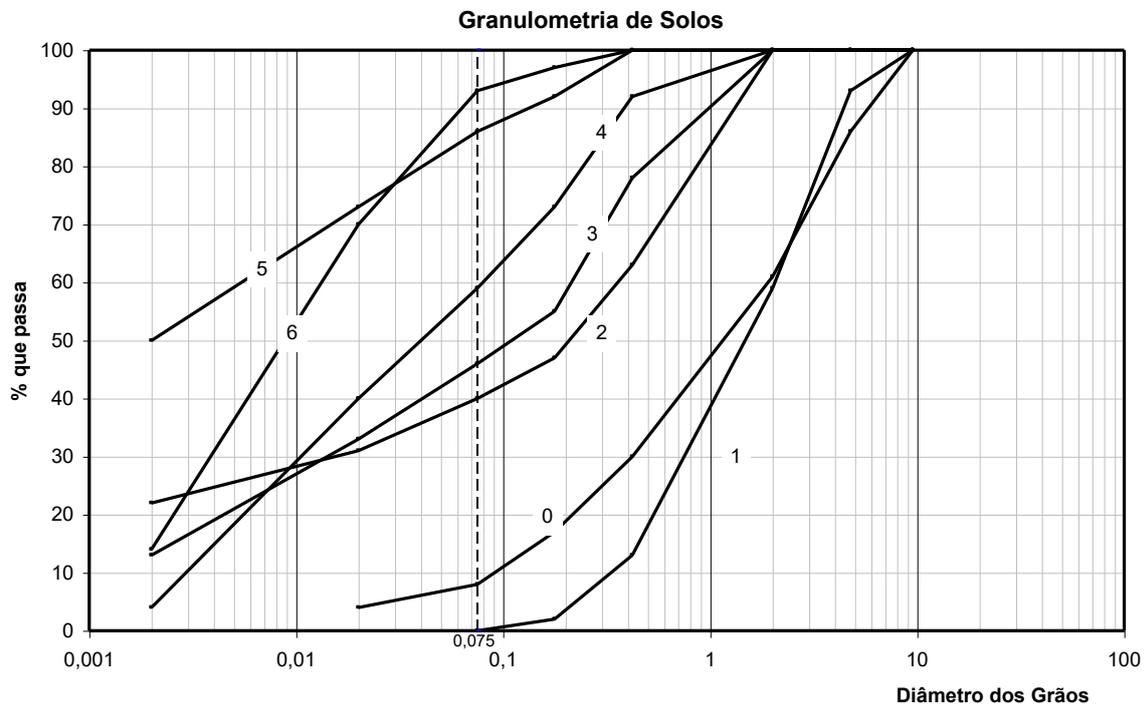


Figura 99- Quadro de classificação HRB

Classificação geral	Materiais granulares (p) (35% ou menos passando na peneira nº 200)							Materiais siltsos e argilosos (p) (mais de 35% passando na peneira de nº 200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
Grupo . . . . .	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Penelração: % que passa: Nº 10 . . . . . Nº 40 . . . . . Nº 200 (p) . . . . .	50 máx. 30 máx. 15 máx.	50 máx. 25 máx.	51 mín. 10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	38 mín.	38 mín.
Características da fração que passa nº 40: Limite de Liquidez-LL-(%) Índice de Plasticidade-IP-(%) . . . . .	8 máx.		NP	40 máx. 10 máx.	41 mín. 10 máx.	40 máx. 11 mín.	41 mín. 11 mín.	40 máx. 10 máx.	41 mín. 10 máx.	40 máx. 11 mín.	41 mín. 11 mín.
Índice de Grupo (IG) . . .	0		0	0		4 máx.		8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Materiais que predominam	Pedra britada, pedreg. e areia.		Areia fina	Areia e areia siltsosa ou argilosa				Solos siltsos		Solos argilosos	
Comportamento geral como sub-leito. . . . .	Excelente a bom							Fraco a pobre			

- Processo de classificação: Com os dados de laboratório, iniciar a classificação da esquerda para a direita, por eliminação. O primeiro grupo da esquerda que satisfizer aos dados, será o grupo procurado.
- Solos A-7: Se  $IP < LL - 30$  será A-7-5; Se  $IP > LL - 30$ , será A-7-6.

Com base nas características e aplicação de cada material descritas abaixo, comente sobre a eficácia da classificação HRB para os solos tropicais.

- Material 0 corresponde a um material especificado pelo DNIT para construção de bases granulares de rodovias, com curva granulométrica atendendo a faixa D das especificações do mesmo órgão.
- Material 1 precisa sofrer estabilização granulométrica (adição de outro material ou materiais) para atender as especificações do DNIT para se construir bases granulares enquadradas na faixa D.
- O material 2 é muito utilizado como base de rodovias de baixo volume de tráfego. Apresenta baixa expansão e alta resistência de ISC. Perde pouca resistência quando em contato com água.
- Já o material 3 precisou ser estabilizado com cimento para ser empregado sub-base de um pavimento de baixo volume de tráfego na Suíça.
- Material 4 apresenta-se expansivo e de baixa capacidade de suporte (ISC). Quando em contato com água perde considerável resistência. Esse tipo solo tem apresentado problemas em taludes e aterro como erosão.
- O material 5, embora muito contrátil, e apresentar trincamento, é pouco expansivo e resistente. Perde pouca resistência quando em contato com água e tem sido utilizado em bases de pavimentos de baixo volume de tráfego, *in natura*, com adição de areia ou material pétreo, ou mesmo com adição de cimento ou cal.
- Já o material 6 é excessivamente contrátil e expansivo e perde considerável resistência quando em contato com água.

## AULA 10 - METODOLOGIA - MINIATURA COMPACTADO TROPICAL - MCT

### 10.1 - Introdução

As deficiências dos procedimentos tradicionais de caracterização e classificação geotécnicas para solos tropicais com finalidades rodoviárias surgiram desde que se introduziu o uso da Mecânica dos Solos nos estudos de nossos solos para pavimentação, ainda na década de 1940 nossos técnicos rodoviários começaram a encontrar dificuldades. A maior dificuldade foi que solos de mesmo grupo da classificação desenvolvida pela *Public Roads Administration* que mais tarde evoluiu para a classificação conhecida como HRB (*Highway Research Board*) ou AASHO (*American Association of State Highway Officials*), incluía no mesmo grupo A-7, tanto solos siltosos reconhecidamente inferiores pelas suas más qualidades, tanto em estado seco como encharcado, com as argilas lateríticas, reconhecidamente com bom comportamento. Fato similar também ocorria com solos do Grupo A-4, que também incluía variedades siltosas saprolíticas e areno-argilosas lateríticas.

#### 10.1.1 - Metodologia MCT

A metodologia miniatura compactado tropical - MCT tem como base o mesmo equipamento de moldagem de corpos-de-prova de dimensões reduzidas, anteriormente mencionado, entretanto, de maneira gradual, várias modificações para melhor adaptá-lo ao estudo específico de solos tropicais para finalidades de pavimentação.

A miniaturização desenvolvida pela *Iowa State University* consistiu basicamente em reduzir os corpos-de-prova convencionais de 1000 cm<sup>3</sup> (Figura 101) - corpos-de-prova Proctor e de 2000 cm<sup>3</sup> - corpos de prova de CBR (

Figura 103) para corpos-de-prova de 50 mm de diâmetro e 50 mm de altura (Figura 100). Na

Figura 102 é apresentado detalhe da base, suporte meia cana e molde cilíndrico do compactador e Iowa.

Figura 100 - Cilindro e soquete de Iowa  
- Seção plena

Figura 101 - Cilindro e soquete -  
Proctor 1000 cm<sup>3</sup>



Figura 102 - Suporte de moldagem equipamento de Iowa



Figura 103 - Cilindro de CBR - 2000 cm<sup>3</sup>



Uma das primeiras contribuições atribuídas a metodologia MCT foi a miniaturização do ensaio de CBR, denominado de M-CBR. Os primeiros resultados obtidos foram apresentados por Nogami em 1972 (Determinação do Índice de Suporte Califórnia com Equipamento de Dimensões Reduzidas - Ensaio Mini-CBR, II Reunião das Administrações Rodoviárias, Brasília).

A utilização do referido procedimento (reduzido) provou as suas inúmeras vantagens, das quais destacam as seguintes:

- excelente correlação com o CBR tradicional para solos do Estado de São Paulo,
- redução considerável da mão de obra e custo de material e aparelhagem, em grande parte decorrente da drástica redução na quantidade de amostra necessária (redução de cerca de 20 vezes em relação ao tradicional de 150 mm de diâmetro)
- excelente reprodutibilidade, variação fácil das condições de ensaio, tais como sobrecargas, energia de compactação, tempo de embebição e inclusive realizar facilmente sem embebição e mesmo sob lâmina d'água
- facilidade de executar o ensaio de compactação em amostras virgens (isto é, sem reutilização)

- possibilidade de determinação de propriedades suplementares para melhor escolha de solos mais apropriados para pavimentação, sobretudo para bases de pavimentos de baixo custo, tais como: contração por perda de umidade, permeabilidade e infiltrabilidade (penetração d'água em corpos de prova não saturados)
- penetração da pintura betuminosa etc.

Em vista do acima exposto, o conjunto de ensaios acima referidos passou a ser designado Mini-CBR e Ensaios Suplementares.

Além disso, o estudo geotécnico com base nos ensaios em consideração, foi bastante efetivo para que pudesse reavaliar as possibilidades dos diversos solos tropicais típicos do Estado de São Paulo, para pavimentação. Contudo, era um procedimento por demais complexo e oneroso para fins classificatórios, sobretudo se comparado com o procedimento tradicional, que se baseia nos índices tradicionais (porcentagem que passa na peneira 0,075, LL e IP). Por isso, esforços contínuos foram efetuados no início da década de 1980, para que isso fosse atingido.

## **10.2 - MINI-MCV e Classificação Geotécnica MCT**

### **10.2.1 - Classificação Geotécnica MCT Expedita - Método das Pastilhas**

Várias tentativas foram feitas para obter de maneira mais rápida e a custo menor um procedimento classificatório de solos com base na metodológica MCT, tendo para isso desenvolvido o procedimento expedito denominado de método das pastilhas para classificação expedita de solos para finalidades viárias. O procedimento é apresentado pelo artigo denominado de Identificação Expedita dos Grupos da Classificação MCT para Solos Tropicais, no X Congresso do COBRAMSEF.

## IDENTIFICAÇÃO EXPEDITA DOS GRUPOS DA CLASSIFICAÇÃO MCT PARA SOLOS TROPICAIS

Job Shuji Nogami, D.Eng.<sup>1</sup>  
Douglas Fadul Villibor<sup>2</sup>

<sup>1</sup> Prof., Escola Politécnica - USP

<sup>2</sup> Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo/Escola de Engenharia de São Carlos - USP



### RESUMO

Este procedimento permite determinar os grupos da classificação geotécnica MCT, especialmente desenvolvida para os solos tropicais, de uma maneira expedita, utilizando-se de dados obtidos essencialmente em corpos de prova de 20 mm de diâmetro e 5 mm de espessura, obtidos pela moldagem de pastas da fração do solo que passa na peneira de 0,42 mm.

### 1. INTRODUÇÃO

Dentre os procedimentos tradicionais que não podem ser usados, apropriadamente, no estudo geotécnico dos solos tropicais destaca-se as classificações geotécnicas tradicionais baseadas na proposta do prof. Casagrande (1948) que se caracterizam por usar o gráfico de plasticidade e a granulometria expressa por um número reduzido de peneiras. A limitação dos procedimentos referidos tem grande importância prática, porquanto atribui, para as amostras classificadas, qualidades e propriedades mecânicas e hidráulicas não compatíveis com os valores efetivamente obtidos em ensaios e com o comportamento efetivo nas obras.

Objetivando resolver esse problema, há mais de uma década, os autores desenvolveram uma nova classificação de solos, atualmente designada de MCT, designação essa devido a utilização: 1) de corpos de prova de dimensões reduzidas ou Miniatura, com diâmetro igual ou inferior a 50 mm; 2) de corpos de prova Compactados e 3) específica para solos Tropicais.

Essa classificação foi essencialmente um subproduto dos estudos efetuados tendo em vista a melhor utilização de solos tropicais em pavimentação, sobretudo aqueles conhecidos como "solos arenosos finos lateríticos". Consequentemente utiliza uma série de ensaios e de terminações mais apropriados para essa finalidade, sendo demasiadamente complexos para fins classificatórios de caráter mais geral.

Devido ao sucesso da classificação considerada em pavimentação, há mais de uma década os autores deste trabalho e outros, tais como Nogami e Cozzolino (1985), Vertamatti (1988), Fortes (1990), Fortes e Nogami (1991), Merighi (1991), Ignatius (1991), Fabbri (1994) etc., vem

propondo procedimentos para torna-la mais simples, que utilize quantidade menor de amostra, aparelhagem mais simples, mão de obra com menor treinamento, de maneira que possa ser usada para fins gerais e preliminares.

Dessas tentativas, aquelas mais promissoras para estudos geotécnicos preliminares e gerais, são baseadas na consideração das propriedades de pastilhas de pequenas dimensões, moldadas em anéis de 20 mm de diâmetro e 5mm de altura, utilizando-se a fração de solo que passa na peneira de 0,42 mm de abertura. Esse fato pode ser comprovado pelas 3 aproximações desenvolvidas: 1ª) Nogami e Cozzolino (1985), 2ª) Fortes (1990) e 3ª) Fortes e Nogami (1991). Este trabalho trata da 4ª aproximação, desenvolvida principalmente em 1992.

A quarta aproximação caracteriza-se pela simplicidade, baixo custo, tanto no que se refere a aparelhagem, material e mão de obra, quando comparada com aquela necessária para caracterização e classificação geotécnica tradicional com base no limite de liquidez, índice de plasticidade e granulometria por peneiração.

## 2. CLASSIFICAÇÃO MCT

Como o objetivo do ensaio proposto é classificar os solos tropicais segundo o metodologia MCT, e como essa classificação é ainda pouco conhecida entre nós, apresentar-se-á as suas características essenciais. Maiores detalhes sobre o método encontram-se em Nogami e Villibor (1981), Cozzolino e Nogami (1993) e em normas de alguns órgãos rodoviários brasileiros.

Ela baseia-se no uso de um gráfico constante na Fig.1, na qual, no eixo x está representada o **coeficiente c'** e no eixo y, o **índice e'**. O coeficiente c' é obtido das curvas de deformabilidade no ensaio de compactação efetuado em compactador que utiliza corpos de prova de dimensões reduzidas (originariamente 50 mm de diâmetro), e seguindo o procedimento designado Mini-MCV (de Moisture Condition Value), que é uma adaptação daquele desenvolvido por Parsons (1976) do Transport and Road Research Laboratory da Grã Bretanha.

O índice e' é obtido pelo uso da expressão

$$e' = [(20/d') + (Pi/100)]^{1/3} \quad (1)$$

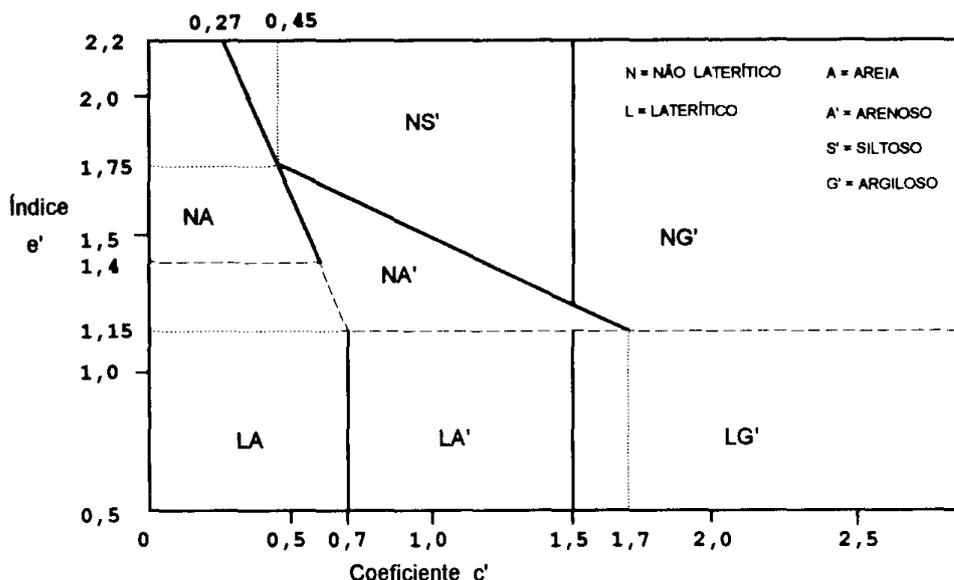
onde:

d'=inclinação do ramo seco da curva de compactação correspondente a 12 golpes do soquete leve expressa em kg/m<sup>3</sup>/umidade em %,

Pi=perda de massa por imersão total em água, de corpos de prova em condições padronizadas, expressa em porcentagem.

Para se conseguir os dados acima, são necessários: mínimo de 1200g de fração do solo que passa na peneira de 2,00 mm; moldagem de pelo menos 4 corpos de prova em compactador especial; obtenção de cerca de 150 dados numéricos; processamento desses dados e construção de cerca de 15 curvas. Isso, indubitavelmente tem sido um grande obstáculo para o uso da classificação para finalidades distintas das viárias e de pavimentação, nas quais a classificação é apenas um dado acessório.

Acompanha a classificação duas tabelas, uma relacionada à propriedades de maior interesse às obras viárias, e uma outra que orienta a escolha preliminar dos solos dos diversos grupos em obras



(1)	MINI-CBR (%) sobrec. padrão	EXPANSÃO (%) CONTRAÇÃO(%)	COEF. SORÇÃO log(cm/Vmin) (s)	COEF PERMEAB. log(cm/s) (k)
B = Baixo(a)	<4	<0,5	<(-2)	<(-6)
M = Médio(a)	4 a 12	0,5 a 3	(-2) a (-1)	(-6) a (-3)
E = Elevado(a)	12 a 30	>3	>(-1)	>(-3)
EE = Muito Elevado(a)	>30			

(1) Corpos de prova compactados na massa específica aparente máxima próxima da energia normal.

COMPORTAMENTO		NÃO LATERÍTICO				LATERÍTICO		
Grupo	MCT	NA	NA'	NS'	NG'	LA	LA'	LG'
Vide significado de B, M, E e EE na tabela acima.								
Propriedade	sem imersão	M, E	E	M, E	E	E	E, EE	E
	MINI-CBR							
	com imersão	M, E	M, E	B, M	B	E	E	E
	EXPANSÃO	B	B	E	M, E	B	B	B
	CONTRAÇÃO	B	B, M	M	M, E	B	B, M	M, E
Utilização (ordem de preferencia, nr= não re- comendado)	COEF. PERMEABILID. (k)	M, E	B	B, M	B, M	B, M	B	B
	COEF. SORÇÃO (s)	E	B, M	E	M, E	B	B	B
	BASE DE PAVIMENTO	nr	4º	nr	nr	2º	1º	3º
REFORÇO DO SUBLEITO	4º	5º	nr	nr	2º	1º	3º	
	SUBLEITO COMPACTADO	4º	5º	7º	6º	2º	1º	3º
	ATERRO (CORPO) COMPAC.	4º	5º	6º	7º	2º	1º	3º
	PROTEÇÃO À EROSÃO	nr	3º	nr	nr	nr	2º	1º
REVESTIMENTO PRIMÁRIO	5º	3º	nr	nr	4º	1º	2º	

Grupos tradicionais obtidos de amostras classificadas nos grupos MCT discriminados na tabela acima..	USCS	SP SM	SM SC,ML	SM,CL ML, MH	MH CH	SP SC	SC	MH ML CH
	AASHO	A-2	A-2	A-4 A-7	A-4 A-5 A-7	A-6 A-7-5 A-7-6	A-2	A-4

Figura 1 - Gráfico da Classificação MCT com Propriedades e Usos dos Grupos em Obras.

viárias. Observe-se que as propriedades referem-se a solos compactados na ótica de uma energia próxima à normal, e basearam-se em dados de cerca de meia centena de solos considerados típicos da rede rodoviária do DER-SP. Na tabela de escolha, a condição de compactação é a normalmente vigente no Brasil.

### 3. MÉTODO DE IDENTIFICAÇÃO EXPEDITA (4ª APROXIMAÇÃO)

#### Aparelhagem e Materiais:

a) Almofariz de porcelana; b) Anel de PVC rígido, de politetrafluoretileno (Teflon) ou de outro material apropriado, com 20 mm de diâmetro interno e 5 mm de altura (Foto.1); c) Balança com precisão de 0,1 g e capacidade de 100g; d) Circulador de ar, de tipo usado para microcomputadores; e) Espátula ou faquinha com lamina de cerca de 7x1,5 cm; f) Estufa ou outro dispositivo para secagem a 60° C; g) Folha de PVC flexível, usado em sacos plásticos; h) Lamina de Teflon, com cerca de 1 mm de espessura; i) Lupa com cerca de 10x de aumento; j) Minipenetrômetro, com agulha de 1,3 mm de diâmetro, massa de 10g (Foto.1); k) Papel de filtro e filtro para coador de café; l) Peneiras de aberturas de 2,00, 0,42 e 0,075 mm; m) Placa de pedra porosa, com espessura de 5 mm, permeabilidade de cerca de  $10^{-2}$  cm/s, capaz de manter pressão negativa de cerca de 5 mm na sua superfície superior; n) Placa de vidro com superfície despolida, de cerca de 20x20x0,5 cm; o) Provetas graduadas, de 100 e 500 ml; p) Régua milimetrada de precisão.; q) Vaselina sólida ou outro desmoldante apropriado.

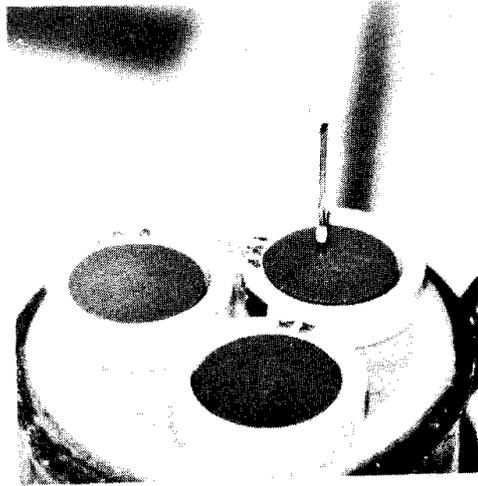


Foto 1 - Aneis com Pastilhas, Placa Porosa e Minipenetrômetro.

**Preparação da Amostra** - Obter, por peneiração: a) cerca de 30 ml ou 30g, de fração que passa na peneira de 0,42 mm para o preparo das pastas; b) fração retida na peneira de 2,00 mm; c) frações que passam nas peneiras de 2,00 mm e na de 0,42 mm. Umidecer a fração passada na peneira 0,42 mm, de preferência, pelo menos 12 horas, a não ser que haja urgência na obtenção da classificação.

**Preparação da Pasta** - Colocar a massa devidamente umedecida (excepcionalmente, apenas seca ao ar ou mesmo nas condições de campo) sobre uma placa de vidro e espatular objetivando homogeneizar e obter uma superfície plana-horizontal com espessura de cerca de 1 cm a fim de que possa determinar a sua consistência, com minipenetrômetro. Adicionar água ou deixar secar ao ar, com eventual auxílio do circulador de ar, homogeneizar, produzir novamente uma superfície plana-horizontal e medir a consistência, sendo que a pasta deverá atingir uma penetração final de 1 mm. Para solos que apresentam características visuais lateríticas, adicionar se necessário, água na pasta a fim de que a sua consistência corresponda a uma penetração sensivelmente maior do que 1 mm e dar pelo menos 400 espatu-

ladas manuais ou submeter ao amassamento mecânico de efeito equivalente. Ajustar o teor de umidade que resulte em penetração de 1 mm.

**Moldagem das Pastilhas e das Bolinhas** - Retirar uma porção da pasta, moldar uma bolinha de tamanho tal que forçado em um anel (com parede interna revestida de vaselina ou outro desmoldante apropriado, sendo que essa providência pode ser dispensada, a não ser excepcionalmente, quando o anel for de Teflon) colocado sobre uma superfície plana de uma lamina de Teflon (ou de uma superfície plana coberta de uma folha de PVC flexível, quando a pasta aderir demasiadamente na superfície do Teflon), possa preenche-lo completamente, ainda com sobra para que a sua superfície superior possa ser rasada apropriadamente. Obter pelo menos 3 anéis devidamente preenchidos de maneira descrita acima. Retirar outra porção da pasta a fim de que se possa moldar pelo menos uma bolinha com cerca de 20 mm de diâmetro.

**Secagem dos Anéis e das Bolinhas** - Secar tanto os anéis devidamente preenchidos e as bolinhas, em estufa a 60 C, por um período apropriado, que varia de algumas horas a cerca de 12 horas. Em argilas muito plásticas, iniciar a secagem lentamente ao ar, para evitar desenvolvimento de trincas prejudiciais nas pastilhas obtidas. Determinar o teor de umidade da(s) bolinha(s) após a sua secagem.

**Medida da Contração** - Efetuar servindo-se de uma régua milimetrada de precisão e de lupa de cerca de 10 x de aumento, sendo que o valor da contração corresponde à distância máxima entre a borda interna do anel e a borda externa da pastilha.

**Reabsorção das Pastilhas** - Transferir os anéis com a respectivas pastilhas para uma pedra porosa saturada, cuja superfície esteja 5 mm sobre um nível d'água constante. Medir o tempo de ascensão d'água de cada pastilha e deixa-la em repouso pelo menos 2 horas. Anotar as eventuais alterações havidas como aparecimento de trincas e inchamento. Depois da estabilização desses fenômenos, medir o valor da eventual contração residual. Efetuar em seguida a medida da consistência na superfície superior da pastilha, tanto na parte central como junto da borda em contacto com o anel. Considerar os limites dos valores das penetrações mais frequentes. Quando os valores da penetração apresentarem um valor médio próximo de 2 mm, inverter cuidadosamente o anel e a pastilha, Efetuar, em seguida, medidas de penetração na nova superfície, adotando para fins classificatório o valor médio obtido na mesma.

**Determinações e Observações Suplementares** - Nos solos com contração compreendidos de 0,3 a 1 mm e com penetração nas pastilhas após a reabsorção, com valores muito próximos de 2mm, duas alternativas são recomendadas:

I) remoldar novas pastilhas, com pasta preparada nas condições normais, mas obte-las, colocando um excesso de pasta no anel, de maneira que, ao aperta-la fortemente com uma superfície plana coberta de papel de filtro seco, obtem-se uma pastilha com maior densidade do que a obtida pelo processo normal. Prosseguir da maneira normal, até obter o novo valor médio, que deverá ser adotado para fins classificatórios;

II) peneirar a amostra na peneira de 0,075 mm, a fim de obter uma quantidade de fração passada suficiente para moldar pelo menos 3 pastilhas segundo o procedimento normal e adotar os valores de penetração assim obtidas para fins classificatórios.

Numerosas outras observações poderão ser feitas, e que eventualmente podem caracterizar uma determinada variedade, cabendo destacar as seguintes: a) tempo de ascensão da água nas pastilhas, na ocasião da reabsorção d'água; b) presença e forma de trincamento

após a reabsorção d'água, c) forma da massa expandida após a reabsorção d'água, d) resistência ao esmagamento das bolinhas etc.

**Cálculo de  $c'$**  - Calcular o coeficiente  $c'$  usando as equações seguintes:

Contração  $C_t$  de 0,1 a 0,5 mm:  $c' = (\log_{10} C_t + 1) / 0,904$  (2)

Contração  $C_t > 0,6$  mm  $c' = (\log_{10} C_t + 0,7) / 0,5$  (3)

As equações (2) e (3) estão representadas na Fig.2, conjuntamente com os resultados de 121 amostras de solos do Estado de São Paulo.

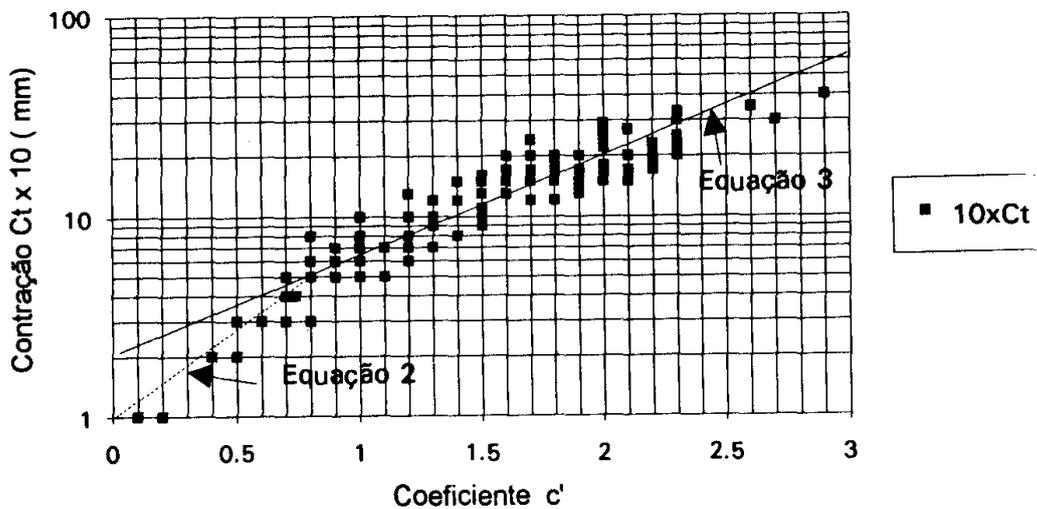


Figura 2 - Variação do Coeficiente  $c'$  com a Contração  $C_t$ .

**Determinação do Grupo MCT** - Determinar o grupo MCT, de acordo com a tabela 1.:

Tabela 1 - Determinação do Grupo MCT pelo Método Expedito(4ª Aprox.)

Coefic. $c'$	Penetração (mm)	Grupo MCT	Coefic. $c'$	Penetração (mm)	Grupo MCT
$\leq 0,5$	$\leq 3,0$	LA	1,4 a 1,7	$\leq 2$	LA'-IG'
	3,1 a 3,9	NA		2,1 a 3,9	NA'/NG'-NS'
	$\geq 4$	NA/NS'		$\geq 4$	NS'-NG'
0,6 a 0,9	$\leq 2,0$	LA-LA'	$\geq 1,8$	$\leq 2$	IG'
	2,1 a 3,9	NA'/NS'		2,1 a 3,9	NG'
	$\geq 4$	NS'/NA'		$\geq 4$	NG'
1,0 a 1,3	$\leq 2,0$	LA'	- separa separa	Significado de - e / opção opção decrecente	
	2,1 a 3,9	NA'			
	$\geq 4$	NS'			

Considerar NA' como uma opção adicional de NS' quando ocorrerem as condições seguintes:

- porcentagem passada na peneira 2,00 mm e retida na de

0,42 mm.....>= 30%,  
- umidade de moldagem, obtido das bolinhas.....<= 30%  
Considerar NA' como uma opção adicional de NG' quando a umidade de moldagem, obtida das bolinhas, for inferior ou igual a 35%.

#### 4. LIMITAÇÕES DO MÉTODO EXPEDITO (4ª APROXIMAÇÃO)

Várias limitações são inerentes ao empirismo do método e ao grande número de variáveis que interferem nas determinações envolvidas, cabendo destacar:

a) **amostras ensaiadas:** as amostras ensaiadas apresentam características seguintes: solos lateríticos-52,9%, solos saprolíticos-47,1% (granitos, gnaisses-21,5%, micaxistos, filitos-8,3%, folhelhos, siltitos-6,6%, diabásios, basaltos-1,7%, arenitos-0,8%); solos transportados 8,3%. Isso resulta, em grupos MCT, a composição seguinte: NA-5,8%, NA'-5,0%, NG'-14,9%, NS'-21,5%, LA-5,8%, LA'-12,4%, LG'-38% e classes: N-43,8%, L-56,2%;

b) **operador único:** a totalidade das determinações do método expedito foi efetuada pelo autor senior cuja habilidade laboratorial está provavelmente abaixo da média;

c) **elevado número de variáveis:** as variáveis que influem no resultado final são bastante numerosas o que possibilita grande número de alternativas e propicia elevada dispersão dos resultados.

Os resultados obtidos, apesar dessas limitações, tem sido animadores, pois, das 121 amostras identificadas pelo método expedito, quando comparados com aqueles obtidos com o uso do procedimento original, que utiliza amostras compactadas, resultou no seguinte: coincidência na opção mais provável ou 1ª opção, 92%, coincidência na opção menos provável ou 2ª opção, 7% e totalmente discrepantes, 1%.

#### 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A classificação MCT, com o método expedito ora proposto, possibilita, de maneira mais apropriada e extensiva, a escolha de solos tropicais compactados em obras viárias, e eventualmente também para outros tipos de obras. É lamentável que mais de meio século após a introdução da Mecânica dos Solos nas regiões tropicais, outro procedimento mais perfeito não tenha sido adequadamente desenvolvido e utilizado para a finalidade em consideração.

O método expedito proposto é altamente empírico e envolve consideração de número muito grande de variáveis, cuja influência não puderam ser devidamente apresentada, devido a limitação imposta aos trabalhos para este conclave. Pela mesma razão foram omitidos muitos detalhes do método expedito proposto.

Uma pesquisa que leve em consideração apropriada todas as variáveis que influem nos resultados do método expedito proposto, certamente conduzirá a resultados ainda mais promissores, mas só poderá ser feita com muito recurso, tanto material como humano. Indubitavelmente a simplificação feita no procedimento adotado

restringe , até que se prove o contrário, o uso do mesmo para um universo de solos similar ao estudado.

#### REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM (1990) Annual Book of Standards, Vol 04.08, Soil and Rock. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, USA.

CASAGRANDE, A. (1948) Classification and Identification of Soils, Transactions ASCE, Vol 113, 901/991, New York.

COZZOLINO, V.M.N.; NOGAMI, J.S. (1993) Classificação Geotécnica MCT para Solos Tropicais. Solos e Rochas. Vol.16, n.2. 77/91. ABMS. São Paulo.

FABBRI, G.T.P. (1994) Caracterização da Fração Fina de Solos Tropicais Através da Adsorção de Azul de Metileno. Tese de Doutorado Escola de Engenharia de São Carlos da USP.

FORTES, R.M. (1990) Método Expedito de Identificação de Solos Tropicais, para Finalidades Rodoviárias, Utilizando-se Aneis de PVC Rígido. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da USP,

FORTES, R. M.; NOGAMI, J.S. (1991) Método Expedito de Identificação do Grupo MCT de Solos Tropicais Utilizando-se Aneis de PVC Rígido. Anais da 23ª Reunião Anual de Pavimentação-São Paulo, Vol.1, 591/604. ABPv. Rio de Janeiro.

IGNATIUS, S.G. (1991) Solos Tropicais: Proposta de Índice Classificatório. Solos e Rochas. Vol 14, n.2. 89/93. ABMS, São Paulo.

MERIGUI, J.V. (1991) Classificação MCT Através do Ensaio S-MCV Rápido. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da USP

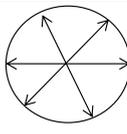
NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. (1981) Uma Nova Classificação de Solos para Finalidades Rodoviárias. Anais Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Vol 1, 30/41. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

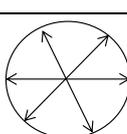
NOGAMI, J.S.; COZZOLINO, V.M.N. (1985) Identificação de Solos Tropicais: Dificuldades e Proposta de Um Método Preliminar. Anais da XX Reun. Anual de Pavimentação .Vol 1, 115/134. ABPv. Rio de Janeiro.

NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. (1985) Additional Considerations About a New Geotechnical Classification for Tropical Soils. Proc. I Int. Conf. Geom. Trop. and Sapr. Soils .Vol.1. 165/174. ABMS. São Paulo.

VARGAS. M. (1985) The Concept of Tropical Soils. Int. Conf. Geomec. Trop. Later. Sapr. Soils. Special Lecture. Proc. Vol 3, 101/134. ABMS, São Paulo.

VERTAMATTI, E. (1988) Contribuição ao Conhecimento Geotécnico de Solos da Amazônia com Base na Investigação de Aeroportos e Metodologias MCT e Resiliente. Tese de Doutorado. ITA. S. José dos Campos.

<b>FATEC - FACULDADE DE TECNOLOGIA DE SÃO PAULO</b>																																																							
<b>CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS MCT - MÉTODO DAS PASTILHAS</b>																																																							
EMITENTE:				EMISSÃO	EXECUTADO POR:																																																		
				FOLHA																																																			
km OU ESTACA	RODOVIA	FURO Nº	PROF.	CAMADA	VISTO	DATA																																																	
		<b>Diâmetro contraído</b>																																																					
		Aneis n.	0°	120°	240°	Média parcial																																																	
		Contração (mm)																																																					
					<b>Média final</b>																																																		
					Contração = 20 mm - diâmetro contraído																																																		
Penetração após reabsorção d'água			total ____ mm		<b>Parâmetros classificatórios</b>																																																		
					Contração	Penetração																																																	
<table border="1" style="margin: auto;"> <tr><th colspan="2" style="text-align: center;">CLASSIFICAÇÃO MCT</th></tr> <tr><td colspan="2" style="text-align: center;">Preliminar</td></tr> <tr><td colspan="2" style="height: 40px;"></td></tr> </table>			CLASSIFICAÇÃO MCT		Preliminar				<table border="1" style="margin: auto;"> <tr><td>5</td><td>NA-NS'</td><td>NS'-NA</td><td>NS'/NA'</td><td>NS'-NG'</td><td></td></tr> <tr><td>4</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>3</td><td>NA</td><td>NA'/NS'</td><td>NA'-NS'</td><td>NA'/</td><td>NG'</td></tr> <tr><td>2</td><td></td><td></td><td></td><td>(NG'-NS')</td><td></td></tr> <tr><td>1</td><td>LA</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0</td><td></td><td>LA-LA'</td><td>LA'</td><td>LA'-LG'</td><td>LG'</td></tr> <tr><td></td><td>0,15</td><td>0,22</td><td>0,55</td><td>0,9</td><td>1,4</td></tr> </table>					5	NA-NS'	NS'-NA	NS'/NA'	NS'-NG'		4						3	NA	NA'/NS'	NA'-NS'	NA'/	NG'	2				(NG'-NS')		1	LA					0		LA-LA'	LA'	LA'-LG'	LG'		0,15	0,22	0,55	0,9	1,4
CLASSIFICAÇÃO MCT																																																							
Preliminar																																																							
5	NA-NS'	NS'-NA	NS'/NA'	NS'-NG'																																																			
4																																																							
3	NA	NA'/NS'	NA'-NS'	NA'/	NG'																																																		
2				(NG'-NS')																																																			
1	LA																																																						
0		LA-LA'	LA'	LA'-LG'	LG'																																																		
	0,15	0,22	0,55	0,9	1,4																																																		

<b>FATEC - FACULDADE DE TECNOLOGIA DE SÃO PAULO</b>																																																							
<b>CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS MCT - MÉTODO DAS PASTILHAS</b>																																																							
EMITENTE:				EMISSÃO	EXECUTADO POR:																																																		
				FOLHA																																																			
km OU ESTACA	RODOVIA	FURO Nº	PROF.	CAMADA	VISTO	DATA																																																	
		<b>Diâmetro contraído</b>																																																					
		Aneis n.	0°	120°	240°	Média parcial																																																	
		Contração (mm)																																																					
					<b>Média final</b>																																																		
					Contração = 20 mm - diâmetro contraído																																																		
Penetração após reabsorção d'água			total ____ mm		<b>Parâmetros classificatórios</b>																																																		
					Contração	Penetração																																																	
<table border="1" style="margin: auto;"> <tr><th colspan="2" style="text-align: center;">CLASSIFICAÇÃO MCT</th></tr> <tr><td colspan="2" style="text-align: center;">Preliminar</td></tr> <tr><td colspan="2" style="height: 40px;"></td></tr> </table>			CLASSIFICAÇÃO MCT		Preliminar				<table border="1" style="margin: auto;"> <tr><td>5</td><td>NA-NS'</td><td>NS'-NA</td><td>NS'/NA'</td><td>NS'-NG'</td><td></td></tr> <tr><td>4</td><td></td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>3</td><td>NA</td><td>NA'/NS'</td><td>NA'-NS'</td><td>NA'/</td><td>NG'</td></tr> <tr><td>2</td><td></td><td></td><td></td><td>(NG'-NS')</td><td></td></tr> <tr><td>1</td><td>LA</td><td></td><td></td><td></td><td></td></tr> <tr><td>0</td><td></td><td>LA-LA'</td><td>LA'</td><td>LA'-LG'</td><td>LG'</td></tr> <tr><td></td><td>0,15</td><td>0,22</td><td>0,55</td><td>0,9</td><td>1,4</td></tr> </table>					5	NA-NS'	NS'-NA	NS'/NA'	NS'-NG'		4						3	NA	NA'/NS'	NA'-NS'	NA'/	NG'	2				(NG'-NS')		1	LA					0		LA-LA'	LA'	LA'-LG'	LG'		0,15	0,22	0,55	0,9	1,4
CLASSIFICAÇÃO MCT																																																							
Preliminar																																																							
5	NA-NS'	NS'-NA	NS'/NA'	NS'-NG'																																																			
4																																																							
3	NA	NA'/NS'	NA'-NS'	NA'/	NG'																																																		
2				(NG'-NS')																																																			
1	LA																																																						
0		LA-LA'	LA'	LA'-LG'	LG'																																																		
	0,15	0,22	0,55	0,9	1,4																																																		

### 10.2.2 - Classificação MCT - Convencional

O primeiro passo significativo para esse objetivo foi conseguido quando, teve sucesso, as tentativas de adaptar o novo procedimento de compactação desenvolvido por Parsons (1976) no *Road and Transport Research Laboratory* da Grã-Bretanha, para corpos de prova de dimensões reduzidas (50 mm de diâmetro). Lembre-se que o procedimento desenvolvido por Parsons utilizava corpo de prova de 100 mm de diâmetro e massa de 1500 g e o equipamento utilizado está apresentado na Figura 104.

Figura 104 Equipamento de compactação do Parsons



O procedimento de Parsons difere do Proctor tradicional porque ao contrário deste, a compactação é feita variando simultaneamente a energia (ou número de golpes) de compactação e o teor de umidade. Para se obter essa condição, um corpo de prova com um determinado teor de umidade, é submetido a número crescente de golpes de soquete, medindo-se periodicamente a massa específica aparente, até que atinja um valor máximo praticamente constante. Obtém-se dessa maneira dados para que possa traçar uma família de curvas de compactação, além de uma linha de máxima densidade para um determinado teor de umidade.

Parsons desenvolveu uma classificação geotécnica a partir de parâmetros empíricos  $a$  e  $b$  obtidos de uma curva (considerada reta) que relaciona um parâmetro empírico designado MCV (*Moisture Condition Value*) com o teor de umidade de compactação. Um procedimento similar leva, com uso de equipamento miniatura, a valores que designamos de  $a'$  e  $b'$ . Lamentavelmente, as classificações geotécnicas com uso desses parâmetros não distinguiam os solos de comportamento lateríticos daquelas de comportamento saprolítico (portanto não laterítico). Em vista disso, procurou-se novos parâmetros e após muitas tentativas, conseguiu-se obter parâmetros, que foram designados de  $c'$ ,  $d'$  e  $e'$  que possibilitava a almejada distinção, sendo que esses parâmetros são obtidos a partir do ensaio de compactação segundo o procedimento de Parsons, e designado de Mini-MCV. O parâmetro  $e'$  foi obtido pelo uso da Equação 53:

$$e' = \sqrt[3]{\frac{20}{d'} + \frac{P_i}{100}} \quad (53)$$

Onde:  $e'$  = coeficiente que expressa o comportamento laterítico do solo;

$d'$  = coeficiente angular do ramo seco mais acentuado, da curva de compactação correspondente a energia 10 golpes  $e$ ,

$P_i$  - perda de massa por imersão (%) (será detalhado mais a frente).

O uso dos parâmetros  $c'$  em abscissas e  $e'$  em ordenadas permitiu agrupar os solos tropicais de maneira apropriada para uso em pavimentação. O universo dos solos tropicais foi subdividido em duas

grandes classes designadas de solos de comportamento laterítico (L) e de comportamento não laterítico (N), compreendendo ao todo 7 grupos. Essa classificação foi inicialmente apresentada em 1981.

Enquanto o Mini-CBR e Ensaio Suplementares requer, para distinguir apropriadamente os tipos de solos tropicais, pelo menos 16 corpos de prova, envolvendo nada menos que determinação de 6 parâmetros, enquanto para obtenção dos coeficientes e índices para fins classificatórios, pode ser obtida a partir de apenas 4 corpos de prova, envolvendo basicamente 3 parâmetros. Isso é altamente significativo, porém considerada ainda demasiadamente complexo para estudos geotécnicos preliminares.

Faz parte do anexo o procedimento de classificação Mini-MCV convencional, trata-se de um artigo científico apresentado pelo autor dessa apostila no 37º Congresso da Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv) e 11º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária em Goiânia/GO - 2006.

Apresentam-se a seguir dois exercícios, modelos, de classificação convencional de solos pela metodologia MCT.

**FATEC - FACULDADE DE TECNOLOGIA DE SÃO PAULO**  
**DEPARTAMENTO DE TRANSPORTES E OBRAS DE TERRA**  
**Laboratório de Mecânica dos Solos**

**ENSAIO DE CLASSIFICAÇÃO M-MCV - Simplificado MODELO 01**

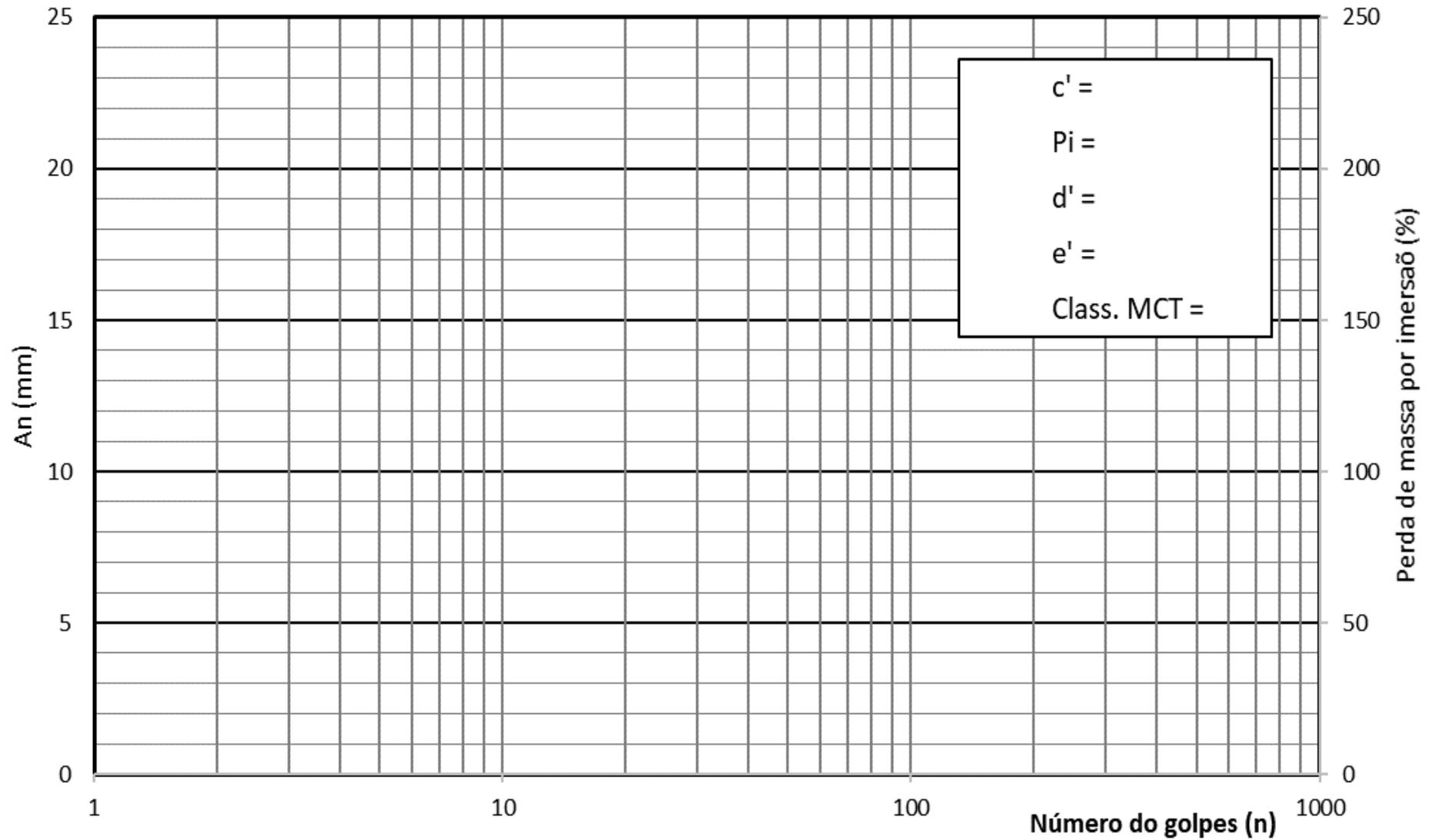
**REGISTRO DOS DADOS DO ENSAIO**

Solo:	Interessado:		
Obra:	Laboratorista:		

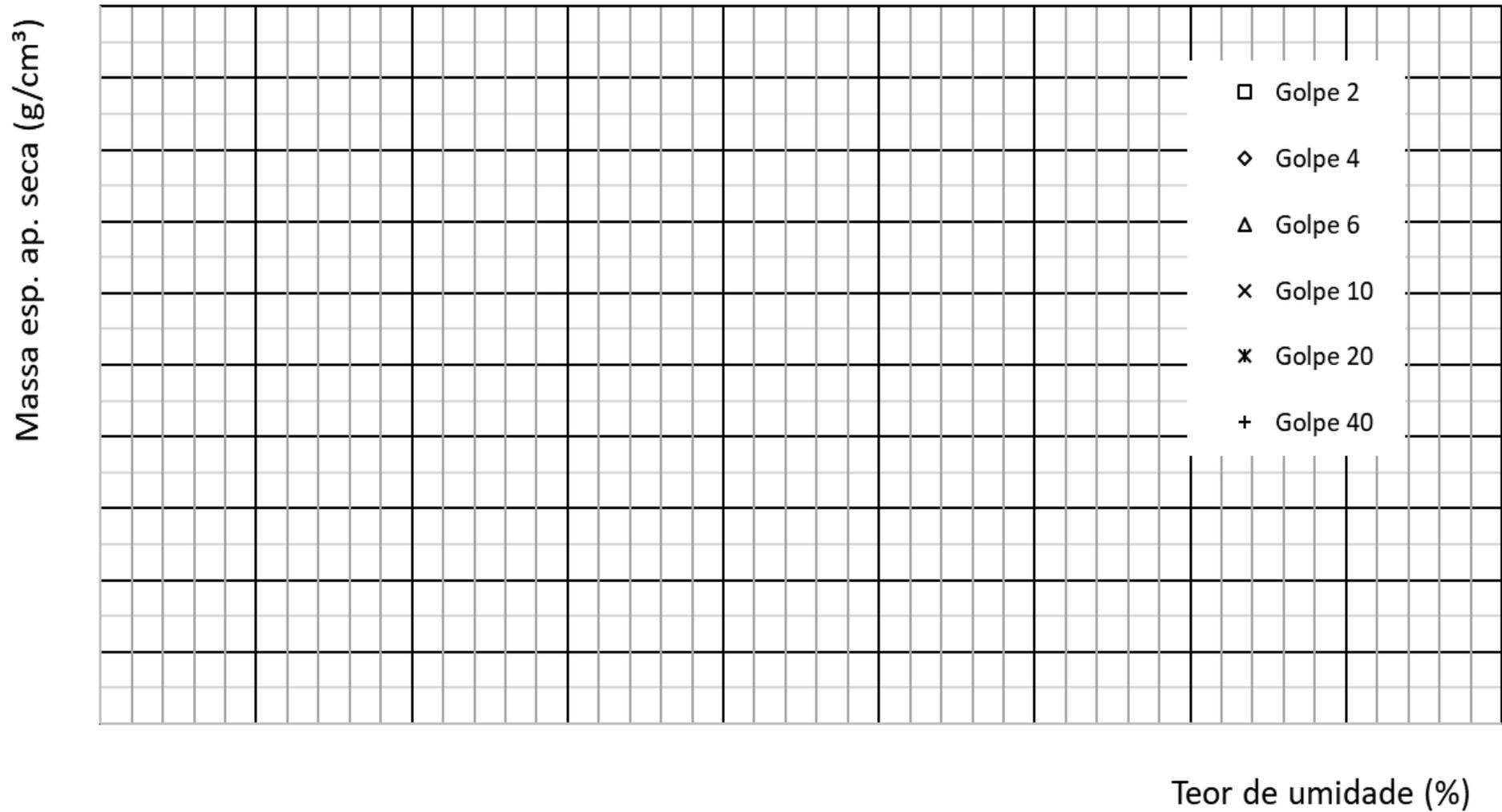
Massa do cp = 200 g				k = 43,42 + 50,00 = 93,43				Data do ensaio :							
<b>Porção + Água 300 + 66</b>				<b>Porção + Água 300 + 58</b>				<b>Porção + Água 300 + 50</b>				<b>Porção + Água 300 + 42</b>			
Moide N-05				Moide C-05				Moide N-08				Moide N-04			
<b>Golpes</b>	<b>Leitura</b>	<b>An</b>	<b>γs</b>	<b>Leitura</b>	<b>An</b>	<b>γs</b>	<b>Leitura</b>	<b>An</b>	<b>γs</b>	<b>Leitura</b>	<b>An</b>	<b>γs</b>	<b>Leitura</b>	<b>An</b>	<b>γs</b>
<b>(n)</b>	<b>(mm)</b>	<b>(mm)</b>	<b>(g/cm3)</b>	<b>(mm)</b>	<b>(mm)</b>	<b>(g/cm3)</b>	<b>(mm)</b>	<b>(mm)</b>	<b>(g/cm3)</b>	<b>(mm)</b>	<b>(mm)</b>	<b>(g/cm3)</b>	<b>(mm)</b>	<b>(mm)</b>	<b>(g/cm3)</b>
0	16,16			12,19			10,43			9,80					
2	36,67			34,79			32,27			30,09					
4	40,57			39,69			38,13			35,95					
6	41,31			41,40			40,61			38,45					
10	41,34			41,89			42,70			40,96					
20				42,01			43,62			43,30					
40							43,70			44,59					
60										45,00					
<b>Umidade</b>	Capsula n.	64	142	Capsula n.	191	70	Capsula n.	302	35	Capsula n.	194	998			
	Mu.+ Tara (g)	86,99	101,34	Mu.+ Tara (g)	98,74	92,12	Mu.+ Tara (g)	101,25	81,57	Mu.+ Tara (g)	89,32	79,48			
	Ms + Tara (g)	72,87	85,72	Ms + Tara (g)	84,54	79,22	Ms + Tara (g)	89,72	70,91	Ms + Tara (g)	79,60	70,53			
	Tara (g)	10,16	16,35	Tara (g)	16,58	16,73	Tara (g)	24,65	10,42	Tara (g)	16,07	10,90			
	<b>Umidade (%)</b>			<b>Umidade (%)</b>			<b>Umidade (%)</b>			<b>Umidade (%)</b>					

<b>Porção + Água 300 + 34</b>				<b>Ponto extra</b>				<b>Ponto extra</b>				
A-04												
<b>Golpes</b>	<b>Leitura</b>	<b>An</b>	<b>γs</b>	<b>Leitura</b>	<b>An</b>	<b>γs</b>	<b>Leitura</b>	<b>An</b>	<b>γs</b>	<b>Leitura</b>	<b>An</b>	<b>γs</b>
<b>(n)</b>	<b>(mm)</b>	<b>(mm)</b>	<b>(g/cm3)</b>	<b>(mm)</b>	<b>(mm)</b>	<b>(g/cm3)</b>	<b>(mm)</b>	<b>(mm)</b>	<b>(g/cm3)</b>	<b>(mm)</b>	<b>(mm)</b>	<b>(g/cm3)</b>
0	9,04											
2	27,52											
4	33,20											
6	36,00											
10	38,90											
20	41,66											
40	43,07											
60	43,92											
80												
<b>Umidade</b>	Capsula n.	119	4	Capsula n.			Capsula n.					
	Mu.+ Tara (g)	87,19	78,08	Mu.+ Tara (g)			Mu.+ Tara (g)					
	Ms + Tara (g)	79,26	70,82	Ms + Tara (g)			Ms + Tara (g)					
	Tara (g)	16,52	14,45	Tara (g)			Tara (g)					
	<b>Umidade (%)</b>			<b>Umidade (%)</b>			<b>Umidade (%)</b>					

Curva de deformabilidade - Ensaio de M-MCV - Simplificado



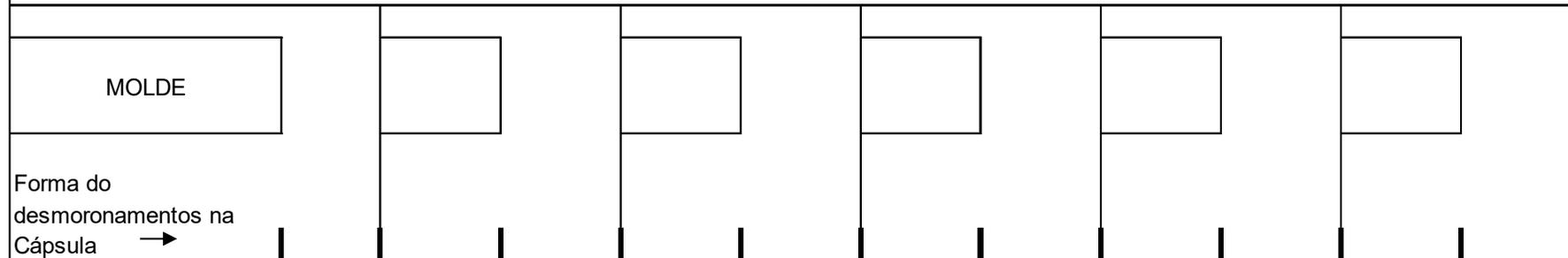
### Curvas de compactação - Ensaio M-MCV (simplificado)



### Determinação da Perda de Massa por Imersão da Solos Compactados - MCT - modelo 01

Condição de Compactação		300 + 66	300 + 58	300 + 50	300 + 42	300 + 36
Molde	Nº	C-03	P-09	C-02	N-01	A-04
Teor de Umidade	(%)					
Pu	(g)	200,0	200,0	200,0	200,0	200,0
Ps	(g)					
Altura do C.P.	(cm)					

#### CROQUÍIS



#### Determinação da Massa Seca Desprendida

Cápsula	Nº	250	57	267	153	65
Ps + Tara	(g)	60,63	82,01	74,55	130,18	135,44
Peso da Tara	(g)	26,42	49,04	26,48	26,07	25,57
Ps Desprendido (Pd)	(g)					
Fator de Redução		1	1	1	1	1
<b>PI</b>	<b>(%)</b>					

$$Pi = \frac{\text{altura} * Pd * 100}{Ps}$$

**FATEC - FACULDADE DE TECNOLOGIA DE SÃO PAULO**  
**DEPARTAMENTO DE TRANSPORTES E OBRAS DE TERRA**

Laboratório de Mecânica dos Solos

**ENSAIO DE CLASSIFICAÇÃO M-MCV - Simplificado MODELO 02**

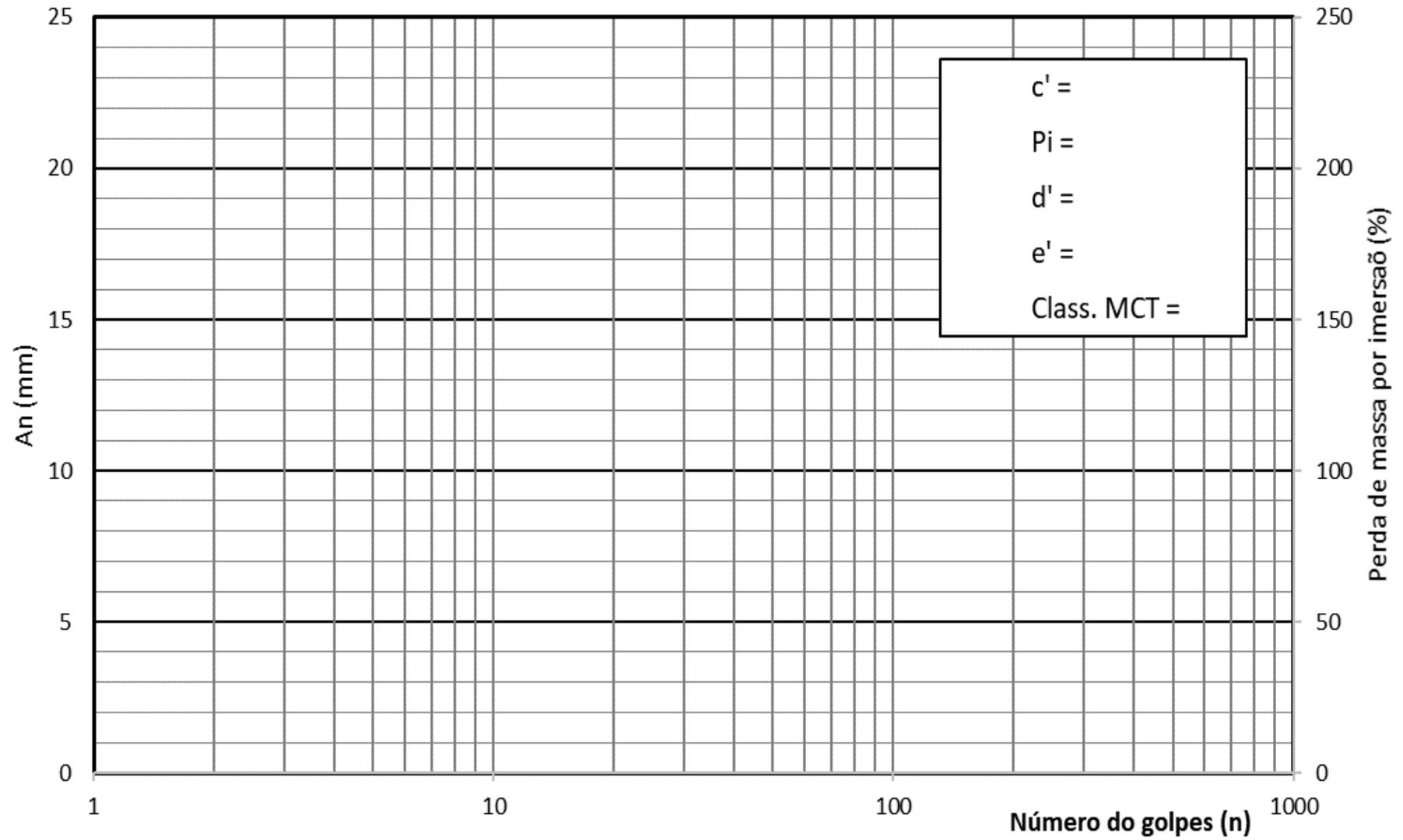
**REGISTRO DOS DADOS DO ENSAIO**

Solo:	Interessado:		
Obra:			Laboratorista:

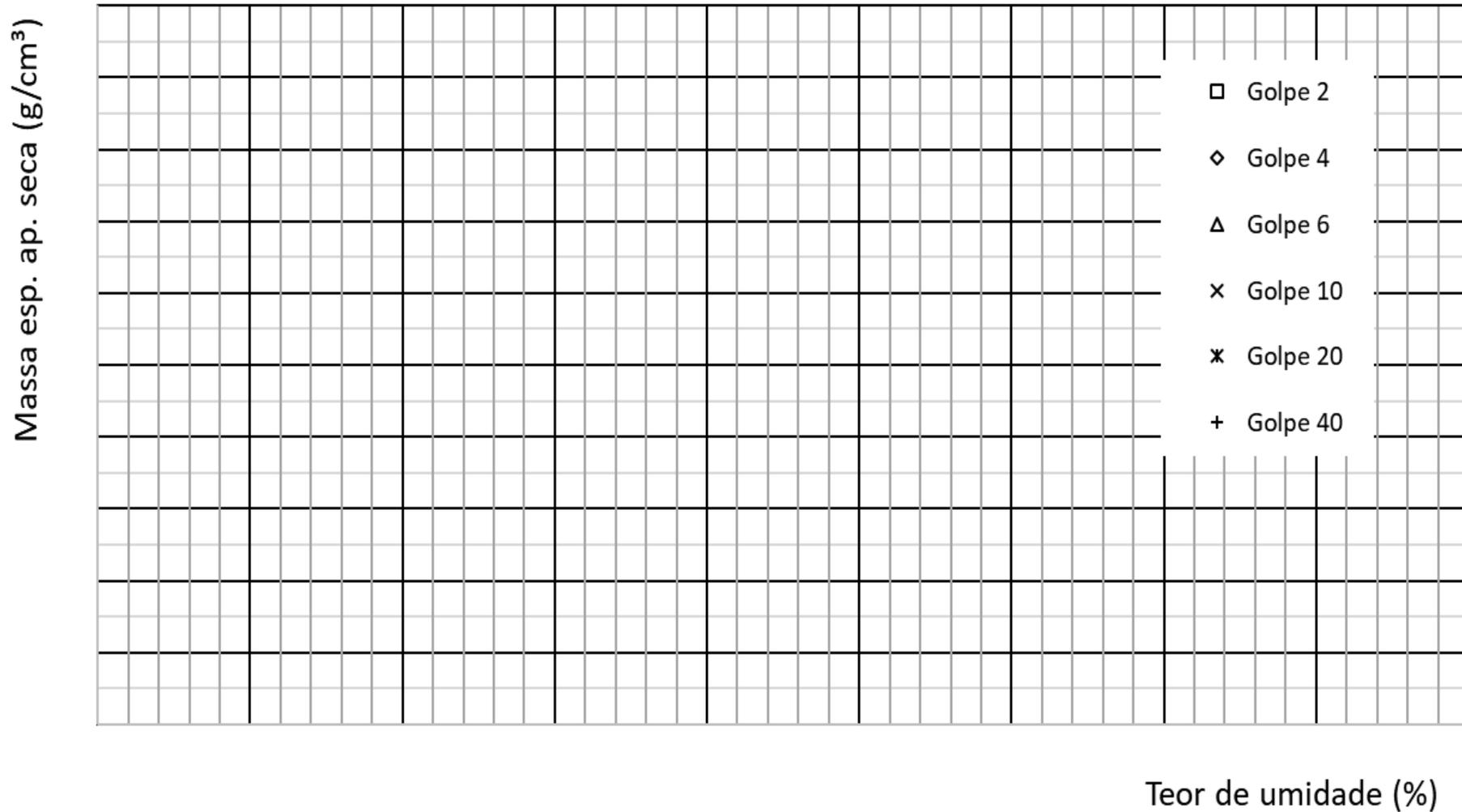
Massa do cp = 200 g				k = 43,42 + 50,00 = 93,43				Data do ensaio :							
Porção + Água 300 + 45 N-09				Porção + Água 300 + 40 N-06				Porção + Água 300 + 35 N-08				Porção + Água 300 + 30 N-04			
Golpes (n)	Leitura (mm)	An (mm)	γs (g/cm3)	Leitura (mm)	An (mm)	γs (g/cm3)	Leitura (mm)	An (mm)	γs (g/cm3)	Leitura (mm)	An (mm)	γs (g/cm3)	Leitura (mm)	An (mm)	γs (g/cm3)
0	16,26			17,50			13,66			9,54					
2	39,03			35,00			31,67			25,25					
4	43,27			40,51			36,62			30,45					
6	43,58			43,07			39,50			33,64					
10	43,78			44,94			42,78			36,72					
20				45,06			45,30			41,03					
40							46,14			44,45					
60										45,52					
80										46,17					
Umidade	Capsula n.	9 20		Capsula n.	159 22		Capsula n.	385 133		Capsula n.	46,17 291		153		
	Mu. + Tara (g)	91,91	75,39	Mu. + Tara (g)	98,80	70,63	Mu. + Tara (g)	76,78	84,38	Mu. + Tara (g)	97,44	74,93			
	Ms + Tara (g)	81,54	66,50	Ms + Tara (g)	88,45	63,71	Ms + Tara (g)	69,27	76,75	Ms + Tara (g)	90,79	69,40			
	Tara (g)	14,56	8,94	Tara (g)	15,85	14,19	Tara (g)	10,83	15,81	Tara (g)	28,12	16,62			
	Umidade (%)			Umidade (%)			Umidade (%)			Umidade (%)					

Porção + Água 300 + 25 P-07				Ponto de aula				Ponto de aula				
Golpes (n)	Leitura (mm)	An (mm)	γs (g/cm3)	Leitura (mm)	An (mm)	γs (g/cm3)	Leitura (mm)	An (mm)	γs (g/cm3)	Leitura (mm)	An (mm)	γs (g/cm3)
0	11,90											
2	25,18											
4	30,00											
6	32,85											
10	36,20											
20	40,24											
40	43,44											
60	44,66											
80	45,36											
Umidade	Capsula n.	916 193		Capsula n.			Capsula n.			Capsula n.		
	Mu. + Tara (g)	81,81	87,1	Mu. + Tara (g)			Mu. + Tara (g)			Mu. + Tara (g)		
	Ms + Tara (g)	76,89	80,96	Ms + Tara (g)			Ms + Tara (g)			Ms + Tara (g)		
	Tara (g)	24,72	18,64	Tara (g)			Tara (g)			Tara (g)		
	Umidade (%)			Umidade (%)			Umidade (%)			Umidade (%)		

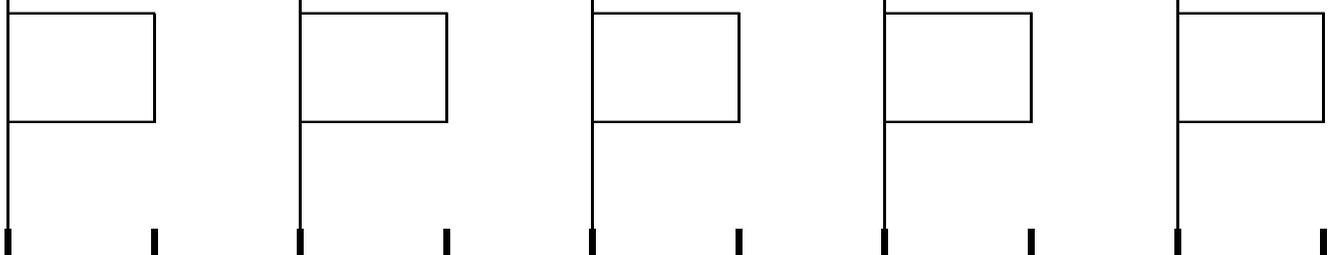
Curva de deformabilidade - Ensaio de M-MCV - Simplificado



### Curvas de compactação - Ensaio M-MCV (simplificado)



### Determinação da Perda de Massa por Imersão da Solos Compactados - MCT

Condição de Compactação	300 + 45	300 + 40	300 + 35	300 + 30	300 + 25
Molde Nº	N-09	N-06	N-08	N-04	P-07
Teor de Umidade (%)					
Pu (g)	200,0	200,0	200,0	200,0	200,0
Ps (g)					
Altura do C.P. (mm)					
<div style="display: flex; justify-content: space-between; align-items: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-right: 10px;">MOLDE</div>  </div>					
Forma do desmoronamento na Cápsula →					

#### Determinação da Massa Seca Desprendida

Cápsula Nº	267	115	56	163	39
Ps + Tara (g)	62,85	61,56	33,5	25,8	23,91
Peso da Tara (g)	26,48	25,89	23,82	25,8	23,91
Ps Desprendida (Pc) (g)					
Fator de Redução	1	1	1	1	1
<b>PI (%)</b>					

$$Pi = \frac{\text{altura} * Pd * 100}{Ps}$$

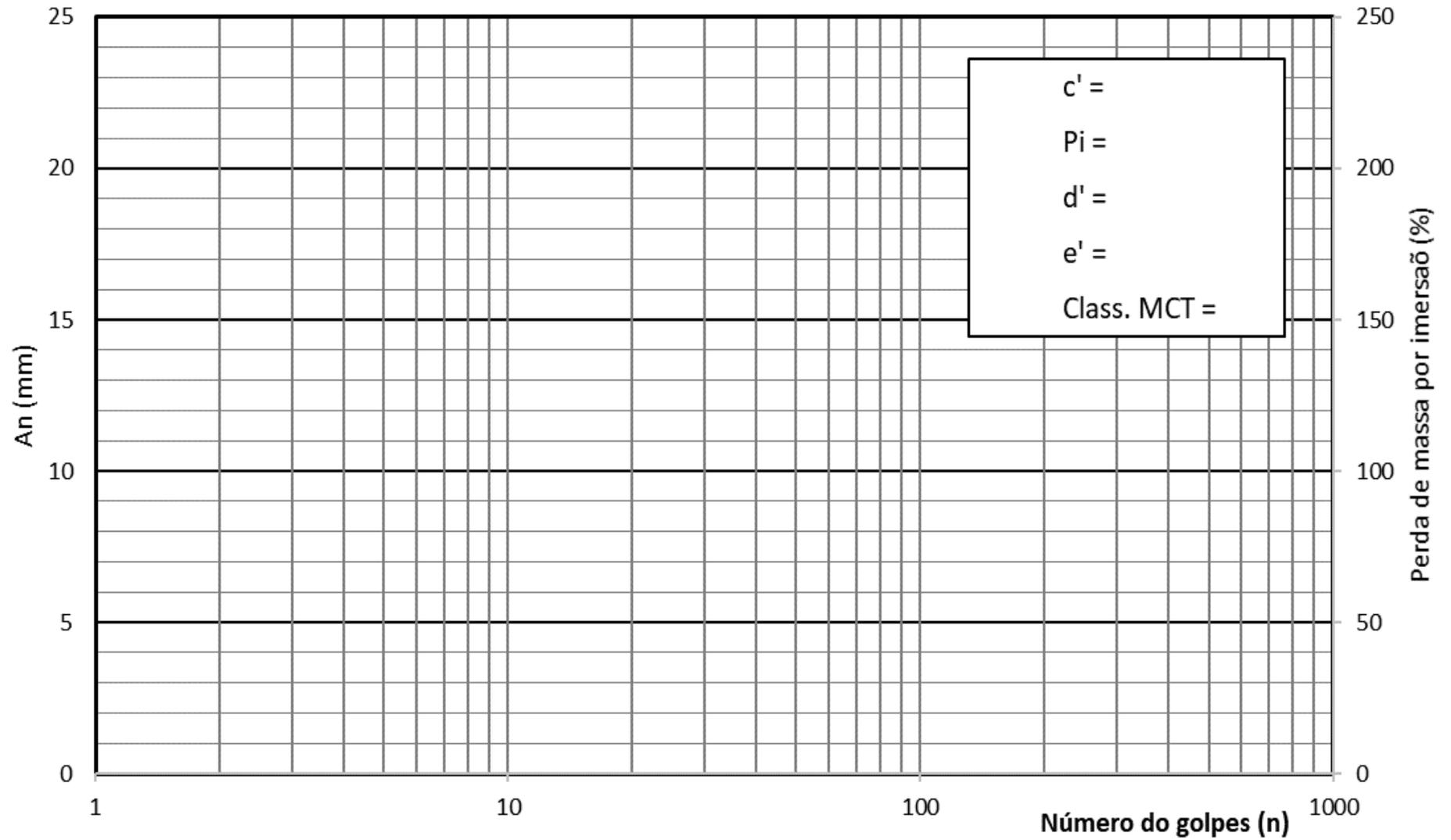
**Folha de ensaio**

FATEC – Faculdade de Tecnologia de São Paulo	Nome da amostra				K =		Data __/__/__	
	Interessado:			Estaca		Laboratorista		

Porção + Água			Cilindro		Porção + Água			Cilindro		Porção + Água			Cilindro	
Preparação	≠ de leitura para cessar a compactação mm	Leitura (cm)	an (cm)	Densidade Seca (g/cm <sup>3</sup> )	Golpes	≠ de leitura para cessar a compactação mm	Leitura (cm)	an (cm)	Densidade Seca (g/cm <sup>3</sup> )	Golpes	≠ de leitura para cessar a compactação mm	Leitura (cm)	an (cm)	Densidade Seca (g/cm <sup>3</sup> )
0	-0-				0	-0-				0	-0-			
2	0,10				2	0,10				2	0,10			
4	0,10				4	0,10				4	0,10			
6	0,10				6	0,10				6	0,10			
10	0,20				10	0,20				10	0,20			
20	0,50				20	0,50				20	0,50			
40	1,00				40	1,00				40	1,00			
<b>Altura final do corpo-de-prova</b>					60	1,00				60	1,00			
					<b>Altura final do corpo-de-prova</b>					80	1,00			
										100	1,00			
										<b>Altura final do corpo-de-prova</b>				
Umidade					Umidade					Umidade				
Cápsula n.					Cápsula n.					Cápsula n.				
Massa Úmida + Tara (g)					Massa Úmida + Tara (g)					Massa Úmida + Tara (g)				
Massa Seca + Tara (g)					Massa Seca + Tara (g)					Massa Seca + Tara (g)				
Tara (g)					Tara (g)					Tara (g)				
Teor de Umidade (%)					Teor de Umidade (%)					Teor de Umidade (%)				

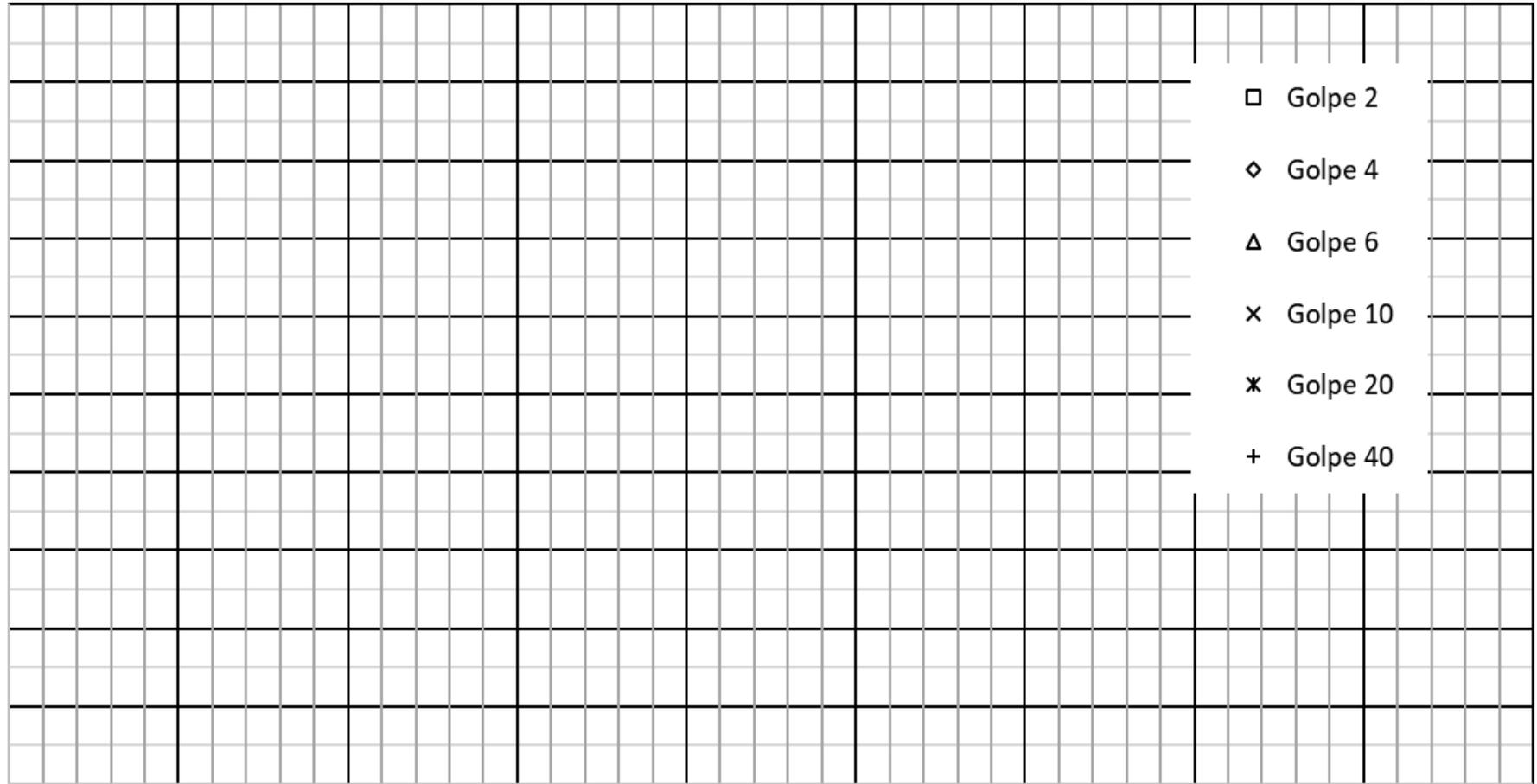
Porção + Água			Cilindro		Porção + Água			Cilindro		Porção + Água			Cilindro	
Golpes	≠ de leitura para cessar a compactação mm	Leitura (cm)	an (cm)	Densidade Seca (g/cm <sup>3</sup> )	Golpes	≠ de leitura para cessar a compactação mm	Leitura (cm)	an (cm)	Densidade Seca (g/cm <sup>3</sup> )	Golpes	≠ de leitura para cessar a compactação mm	Leitura (cm)	an (cm)	Densidade Seca (g/cm <sup>3</sup> )
0	-0-				0	-0-				0	-0-			
2	0,10				2	0,10				2	0,10			
4	0,10				4	0,10				4	0,10			
6	0,10				6	0,10				6	0,10			
10	0,20				10	0,20				10	0,20			
20	0,50				20	0,50				20	0,50			
40	1,00				40	1,00				40	1,00			
60	1,00				60	1,00				60	1,00			
80	1,00				80	1,00				80	1,00			
100	1,00				100	1,00				100	1,00			
<b>Altura final do corpo-de-prova</b>					120	1,00				120	1,00			
					140	1,00				140	1,00			
					<b>Altura final do corpo-de-prova</b>					<b>Altura final do corpo-de-prova</b>				
Umidade					Umidade					Umidade				
Cápsula n.					Cápsula n.					Cápsula n.				
Massa Úmida + Tara (g)					Massa Úmida + Tara (g)					Massa Úmida + Tara (g)				
Massa Seca + Tara (g)					Massa Seca + Tara (g)					Massa Seca + Tara (g)				
Tara (g)					Tara (g)					Tara (g)				
Teor de Umidade (%)					Teor de Umidade (%)					Teor de Umidade (%)				

### Curva de deformabilidade - Ensaio de M-MCV - Simplificado



### Curvas de compactação - Ensaio M-MCV (simplificado)

Massa esp. ap. seca (g/cm<sup>3</sup>)

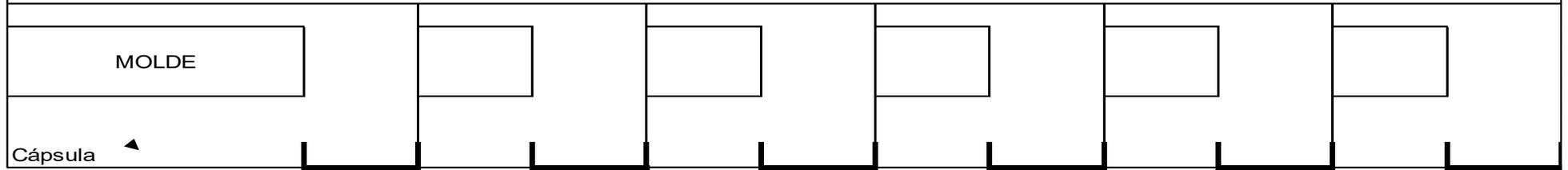


Teor de umidade (%)

### Determinação da Perda de Massa por Imersão da Solos Compactados - MCT

Condição de Compactação						
Molde	Nº					
Teor de Umidade	(%)					
Pu (corpo de prova)	(g)					
Ps (corpo de prova)	(g)					
Altura do C.P.	(mm)					

#### CROQUÍIS



#### Determinação da Massa Seca Desprendida

Cápsula	Nº				
Massa Seca + Tara (g)					
Massa da Tara (g)					
Massa Desprendida (g)					
Fator de Redução					
<b>PI</b>	<b>(%)</b>				

$$Pi = \frac{\text{altura} * Pd * 100}{Ps}$$

**Questionário**

1. Para que tipos de materiais empregados em camadas de pavimentos, normalmente se aplicam os ensaios: resistência à tração por compressão diametral e/ou compressão simples? E por quê?
2. Qual base experimental do ensaio de LL?
3. Qual base experimental do ensaios de LP
4. O que é IP e o que significa um valor de IP elevado?
5. Qual o conceito de atividade de Skempton
6. Quais são as propriedades de engenharia?
7. Na classificação de solo TRB, são utilizadas as propriedades índices, por quê?
8. Qual o inconveniente de se utilizar a classificação TRB para solos tropicais?
9. No ensaio de ISC (CBR) porque o corpo-de-prova fica imerso 4 dias em água o que simula-se com essa imersão? Correlacione esse processo para solos tropicais.
10. Quais são os parâmetros extraídos do ensaio de CBR?
11. Qual a finalidade do ensaio de CBR
12. Qual(is) a(s) limitação(ões) do ensaio de CBR
13. É sabido que o valor de CBR de um material depende da natureza do material, da granulometria, forma das partículas e principalmente do grau de compactação. O módulo de resiliência, como foi visto, depende ainda das tensões atuantes, ou seja, a elasticidade é não-linear. Como base nessas afirmações é possível obter uma correlação entre o CBR e o MR?
14. Para materiais de pavimentação tem-se adotado a terminologia de módulo de resiliência como sinônimo de módulo de elasticidade. Quais as condicionantes que propiciou adotar essa terminologia para esses materiais?
15. Quais os tipos de materiais que não apresentam-se sensíveis às tensões: de confinamento e desviadora?
16. Quais materiais são vulneráveis às tensões confinantes?
17. Quais materiais têm seus valores de módulos diminuídos com o aumento da tensão desviadora?
18. Um material sensível às tensões de confinamento é destinado a compor uma dada camada de um pavimento. Existe a possibilidade de emprego em duas posições: i) na camada de reforço do subleito - distante 55 cm da superfície do pavimento e ii) na camada de base - distante 15 cm da superfície. Pergunta-se, em qual dessas duas posições esse material apresentará o melhor comportamento e porquê?

**19. Classificar os solos da Tabela abaixo conforme classificação HRB**

Material	Identificação	Limites de Atterberg			Granulometria (peneiras)*			Classificação HBR
		LL	LP	IP	Aberturas (mm) e número (n.)			
		(%)	(%)	(%)	02/10	0,42/40	0,075/200	
1	\$1	37	33	4	100	65	7	
2	\$2	35	29	6	100	71	3	
3	\$3	55	46	9	100	38	40	
4	\$4	46	37	9	100	40	47	

20. Dois solos: A e B estão sendo ensaiados para serem empregados como camadas de pavimento o solo A apresenta valor de IP = 13% e o solo B IP = 5%. O que pode-se esperar quando ao comportamento desses dois solos, com base somente nessas informações?
21. Qual a vantagem de se classificar um solo de forma expedita?
22. Porque a classificação MCT utiliza, necessariamente, material passado na peneira de 2,0 mm de abertura?

23. No método das pastilhas (classificação MCT) o solo deve ser espatulado. Qual a função dessa espatulação?
24. Os parâmetros  $c'$  e  $d'$  estão associados a que propriedades dos solos?
25. O que o coeficiente  $P_i$  (perda de massa por imersão) indica de um solo?
26. O parâmetro  $e'$  está associado a que propriedade dos solos?

### 10.3 - MINI-Proctor e Ensaios Complementares

#### Introdução

Estes ensaios e os demais da metodologia MCT serão descritos de maneira sumária, dando ênfase aos pontos considerados essenciais, para os responsáveis pela supervisão e aproveitamento apropriado dos resultados. Para detalhes executivos é indispensável que o interessado procure os métodos redigidos pelas entidades oficiais como DNER, DERs, Prefeituras etc.

Este procedimento é apropriado para a obtenção das principais propriedades de interesse a pavimentação, de solos tropicais ou não, sobretudo daqueles compreendendo para baixo volume de tráfego. Uma das limitações do procedimento é que não se aplica a muitos tipos de solos e solos-agregados que possuem elevada porcentagem de fração retida na peneira de 2 mm, mas em muitas circunstâncias, os resultados podem ser aplicados em solos-agregados de tipos especiais como aqueles solos-britas de graduação descontínua.

É, sobretudo aplicável para verificação da conformação de solos tropicais de granulação fina, à especificações de bases para baixo volume de tráfego e de baixo custo, e sub-bases e reforço do subleito para qualquer tipo de tráfego.

Ensaios complementares da metodologia MCT compreendem os seguintes ensaios:

- Ensaio de Compactação Mini-Proctor
- Ensaio Mini-CBR e de Expansão
- Ensaio de Contração
- Ensaio de Infiltrabilidade
- Ensaio de Permeabilidade
- Interpretação e Aplicações

#### 10.3.1 - Mini-Proctor

Quando, no fim da década de quarenta para início da década de cinquenta, introduziu-se o CBR (em português índice de suporte Califórnia - ISC) as referidas discrepâncias tornaram-se mais evidentes. As correlações desenvolvidas nos países de climas frios e temperados, entre o índice de grupo (calculado com base nos dados de % que passa na peneira 0.075, LL e IP), não se repetia quando se considerava solos tipicamente tropicais. Alguns detalhes sobre os motivos dessa discrepância podem ser encontrados Nogami & Villibor (1995).

Constatou-se, além disso, que os valores de muitos índices tradicionais (LL, LP e granulometria), apresentam grande dispersão de resultados, dependendo muito dos detalhes dos procedimentos adotados, sobretudo do preparo da amostra e do grau de espatulação e/ou dispersão da fração mais fina. De outro lado, o CBR tradicional apresenta grande dispersão nos resultados, como a constatada pela pesquisa coordenada pela ABPv (Carlos de Souza Pinto, Boletim No 6, 1964) sendo um ensaio caro e difícil de ser executado em muitas circunstâncias, não podendo prescindir de correlações determinadas mais facilmente.

Foi então que no início da década de setenta, procurou um procedimento mais apropriado para os estudos geotécnicos preliminares adaptados às peculiaridades dos solos tropicais e ao desenvolvimento de nosso país. Várias soluções foram tentadas, mas o que se mostrou mais promissor foi a miniaturização do CBR, seguindo a sugestão feita pelo prof. Carlos Souza Pinto, então chefe da Seção de Pavimentos do IPT-SP.

O prof. Carlos de Souza Pinto tem primazia, em nosso meio técnico, do uso de corpos de prova de 50 mm em pavimentação, sobretudo para investigação do estudo da estabilização de solos tropicais com aditivos (Equipamento Reduzido para Moldagem de Solo-Aditivo. Pub.87-GTM-65-01, IPR, Rio de

Janeiro, 1966). Ele utilizou um procedimento de compactação desenvolvido na *Iowa State University*, EUA, que desenvolveu procedimentos, que consiste em moldar corpos-de-prova na energia normal obtendo curvas de compactação, para determinação de numerosas outras propriedades de solos compactados similarmente.

Esse ensaio destina-se à obtenção da umidade ótima e massa específica aparente seca máxima para energias de compactação normal e intermediária. Os corpos-de-prova resultantes da compactação podem ser reaproveitados para a realização de outros ensaios pertencentes a metodologia MCT, sorção, permeabilidade, M-CBR, expansão entre outros. Tanto os corpos-de-prova que compõem a curva de compactação como também somente o corpo-de-prova correspondente à umidade ótima.

O procedimento desse ensaio está normatizado pelo DNIT-ME 228-94 Solos - compactação em equipamento miniatura.

### **Aparelhagens Essenciais e Procedimento de ensaio**

A seguir serão descritos os equipamentos essenciais e sucintamente os procedimentos de ensaio.

- Moldes de 50,0 mm diâmetro interno, 140 mm de altura de preferência de aço inoxidável;
- Compactador com dispositivo de medida da altura do corpo de prova, provido de extensômetro, extrator de alavancas,
- Cilindro sólido padrão para aferição (49,8mm de diâmetro e 50,0mm de altura)
- Contador de número de golpes,
- Anéis de vedação, de aço inoxidável, de seção triangular, catetos de 2,5mm, diâmetro externo de 50,5mm, com um corte radial;
- Soquetes, tipo leve e pesado, com pés circulares de 49,8mm, respectivamente com pesos de 2 270 e 4 540 kg, altura de queda de 30,5cm.
- Espaçadores, de meia cana, altura de 70 mm e raio interno de 50 mm;
- Assentador (bloco de madeira) de diâmetro de 49,0mm.

### **Procedimentos de Ensaio**

#### **Preparo da Amostra**

Secar a amostra ao ar, ou em estufa a no máximo 60°C a amostra e passá-la na peneira de 2,00 mm, destorroando-a com uso de almofariz. Obter no mínimo 3000g dessa fração, uniformizá-la e obter 5 porções pesando cerca de 500g. Essa quantidade pode ser reduzida quando o operador conhece o solo por experiência passada e aumentada no caso ser necessária o preparo de corpos de prova para ensaios suplementares.

#### **Umedecimento e Cura**

Adicionar água, em teores regularmente crescente de umidade, para que se obtenha corpos de prova, pelo menos 2 pontos na curva de compactação abaixo da umidade ótima e 2 acima da mesma. Consegue-se essa regularidade, pesando sempre mesma massa de solo seco ao ar e adicionando água em quantidades uniformemente crescentes. Homogeneizar cada porção e deixar em repouso por um período de pelo menos 12 horas cada porção, em sacos plásticos bem vedados, e guardá-las em caixa de isopor.

#### **Compactação**

Determinar a constante de aferição do compactador a ser utilizado, anotando o valor obtido. Colocar o espaçador em volta do pistão inferior do aparelho compactador, colocando em seguida o molde previamente untado de vaselina. Colocar em seguida disco de folha de polietileno sobre o pistão inferior e o anel vedação.

Homogeneizar o conteúdo da primeira alíquota, de preferência o mais úmido, dentro do respectivo saco (agitação, com ar represado).

Pesar cerca de 200 g dessa alíquota e introduzi-la no molde, socando levemente com auxílio de bastões. Conformer a parte superior do corpo de prova mediante aperto firme de um assentador. Colocar em seguida, o anel de vedação, e um disco de folha de polietileno. Introduzir o pé do soquete dentro do molde, dar em seguida o número de golpes apropriado (5 de tipo leve, para energia normal, 6 de tipo pesado, para intermediária). Inverter o corpo de prova e repetir o número de golpes.

Efetuar a leitura do extensômetro, que permitirá, através da constante de aferição, a altura do corpo de prova do último golpe, ler o extensômetro e calcular a altura do corpo de prova, que deverá estar na faixa  $50 \pm 1$  mm. Caso isso aconteça, extrair ou aproveitar para outros ensaios. No caso de aproveitar para outros ensaios, convém deslocar o corpo de prova, de maneira que uma de suas extremidades fique rente ao bordo do molde. Diferenças menores que 1 mm, em relação altura determinada no corpo de prova dentro do molde são toleráveis, caso contrário, ocorreu erro em alguma leitura ou outro não identificável.

Se a altura do corpo-de-prova diferir mais de 1 mm de 50 mm, calcular por simples proporção, a quantidade de uma nova alíquota que dará exatamente 50 mm e repetir a compactação. Geralmente na segunda tentativa, obtém-se altura dentro do almejado. Repetir a moldagem no mesmo teor de umidade, caso necessário para ensaios suplementares.

Retirar do saco referente uma alíquota, de cerca de duas porções de 50g a 100g a fim de obter o teor de umidade.

Completar as compactações para alíquotas com outros teores de umidade.

### **Cálculo e Apresentação dos Resultados**

Calcular a peso seca de cada corpo-de-prova e, por conseguinte, o seu Peso Específico Aparente Seco ( $\text{g}/\text{cm}^3$  ou  $\text{kN}/\text{m}^3$ ).

Representar o Peso Específico Aparente Seco em ordenadas o teor de umidade de compactação nas abscissas. O ensaio deve ter no ramo seco pelo menos 2 pontos. A curva no ramo úmido deverá ser sensivelmente paralela á linha de saturação, que para melhor interpretação dos resultados deve constar do gráfico da folha de ensaio.

Na Figura 105 está apresentado um ensaio modelo de compactação realizado pelo procedimento Mini-Proctor.

Figura 105 - Ensaio de compactação - Mini Proctor

## FATEC - FACULDADE DE TECNOLOGIA DE SÃO PAULO

Departamento de Transportes e Obras de Terra

### MINI-PROCTOR - Dados de Compactação

Aluno: \_\_\_\_\_ n. \_\_\_\_\_ Data \_\_\_/\_\_\_/\_\_\_

Energia \_\_\_\_\_ Amostra: \_\_\_\_\_

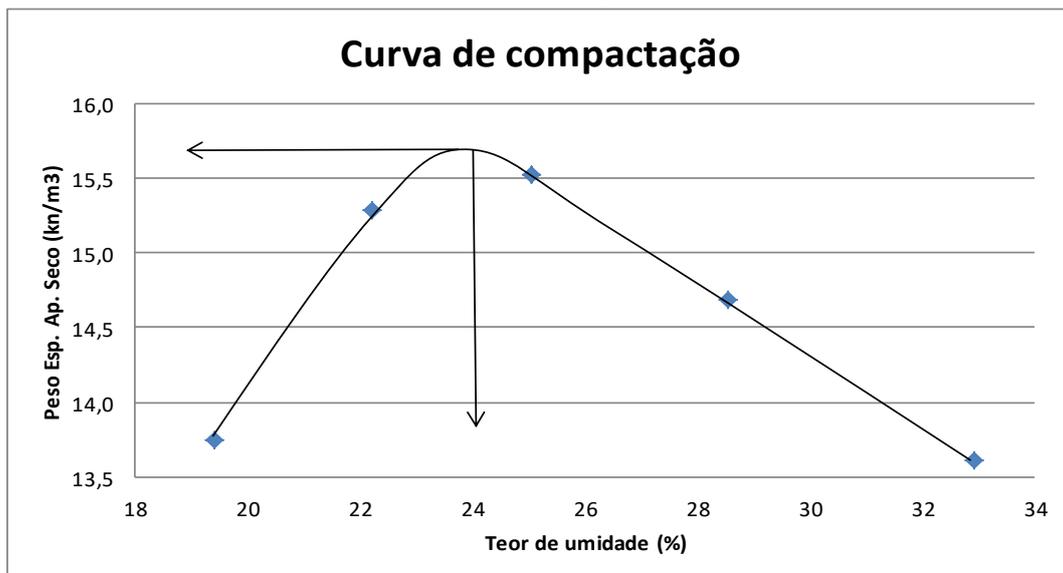
$$K = 50,00 + 41,10 = 91,10$$

Compactação					
Solo + Água	500+75	500+90	500+105	500+120	500+135
Molde n.	4	3	2	5	1
Massa Úmida cp (g)	163	180	189	187	176
Leit. Fina (mm)	40,43	41,94	41,41	40,55	41,45
Altura do cp. (mm)	50,67	49,16	49,69	50,55	49,65
Meau (g/cm <sup>3</sup> )	1,64	1,87	1,94	1,89	1,81
Meas (g/cm <sup>3</sup> )	1,37	1,53	1,55	1,47	1,36
Peso esp.ap.seco (kn/m <sup>3</sup> )	13,74	15,29	15,52	14,68	13,61

Umidade					
Capsula (n.)	4	16	29	39	160
M.Umid.+Cáp (g)	83,5	100,16	110,02	133,87	130,33
M.Seca + Cáp (g)	73,71	86,42	93,16	109,75	104,52
tara (g)	23,3	24,55	25,85	25,21	26,13
M. de água (g)	9,79	13,74	16,86	24,12	25,81
M. seca de solo (g)	50,41	61,87	67,31	84,54	78,39
Umidade(%)	19,4	22,2	25,0	28,5	32,9

	Composição do gráfico	
	Umidade	Peso esp. ap. seco (kn/m <sup>3</sup> )
<b>Umidade Ótima = 24,0%</b>	19,4	13,74
	22,2	15,29
	25,0	15,52
<b>Peso Esp. Ap. Seco = 15,70 kN/m<sup>3</sup></b>	28,5	14,68
	32,9	13,61

Curva de Compactação



### MINI-PROCTOR - Dados de Compactação

<b>Energia:</b>	<b>Amostra:</b>
K=	=

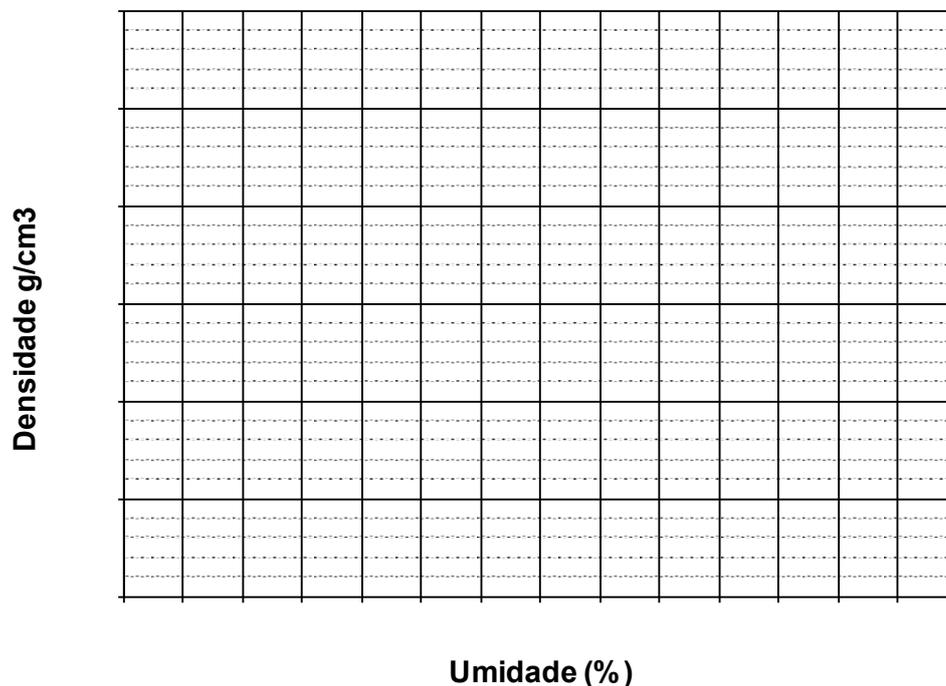
#### Compactação

Solo +Água					
Massa Umid.					
Leit. Fina (mm)					
Altura do cp. (mm)					
Dens. Seca					

#### Umidade

Capsula (n.)					
P.Umid.+t (g)					
P.Seca +t (g)					
tara (g)					
umidade(%)					

#### Curva de Compactação



<b>Umidade Ótima =</b> %	<b>Dens ap. seca máx.</b> g/cm <sup>3</sup>
--------------------------	---

### 10.3.2 - Mini-CBR e Expansão

#### Objetivo e Considerações Gerais

Dimensionamento e escolha de solos e solos-agregados para bases, reforço e sub-bases. O procedimento de ensaio é em linhas gerais o mesmo adotado para o CBR (ou ISC) tradicional, entretanto, requer mais cuidado, razão pela qual, detalhes que mais devem ser considerados serão apresentados com maior detalhe.

#### Aparelhagem Específica

Prensa - capaz de aplicar carga de até cerca de 1000 kgf, em um pistão de 16mm de diâmetro, com velocidade constante de 1,27mm/min, que possibilite registrar a carga aplicada em função da penetração.

Molde cilíndrico, aparelhagem e material para moldagem de corpos de prova;

Cuba para imersão

Suporte de fixação do cilindro + corpo-de-prova destinado a expansão;

Sobrecarga de 450g de massa e prato de base perfurada;

Sobrecarga perfurada (furo de 18 mm de diâmetro), padrão de 450g, a ser usada na determinação da penetração.

#### Procedimento de Ensaio

##### a) Preparação dos Corpos de Prova

Os corpos de prova devem ser obtidos conforme descrito no ensaio de Mini-Proctor (item 10.3.1). Quando se requer resultados mais precisos, há conveniência em preparar corpos de prova suplementares, sobretudo, para obter curva de variação do Mini-CBR mais precisa.

##### b) Embebição e Expansão

Segundo a metodologia MCT, é rotina efetuar a determinação do suporte, tanto em corpos de prova embebidos como não embebidos (ou na umidade de compactação). Nos corpos-de-prova a serem embebidos, colocar papel de filtro sobre a base da armação e sobre o topo do corpo de prova, devidamente deslocado para uma das extremidades do seu molde. Introduzir o suporte de sobrecarga e respectivo disco perfurado, o número apropriado de sobrecargas (geralmente, em ensaios rotineiros utiliza-se uma sobrecarga padrão de 450g). Montar o conjunto de fixação do molde e do extensômetro para medida da expansão. Transferir o conjunto para o tanque de imersão vazio e efetuar a primeira leitura do extensômetro. Em seguida encher d'água o recipiente até que a lâmina d'água fique alguns mm acima do bordo superior do molde. Anotar o tempo inicial de embebição. Efetuar leitura após 12 horas no mínimo, e maior tempo se o extensômetro continuar movimentando. Obter leitura  $L_f$ , em mm, com precisão de 0,01mm. Esvaziar o tanque e retirar o conjunto e deixar em repouso cerca de 1 hora, para prosseguimento nas determinações do CBR ou das propriedades suplementares.

##### c) Determinação da Penetração

Transferir o conjunto molde c/ corpo de prova, submetido ou não à embebição, para o prato da prensa, retirar caso presente papel de filtro ou outro disco presente no topo do corpo de prova. Introduzir, conforme o caso a sobrecarga anelar padrão. Encostar suavemente a ponta do pistão no centro topo do corpo de prova.

Acionar a prensa a uma velocidade de 1.27 mm/min e registrar as cargas para as penetrações do indicadas na Tabela 14.

Tabela 14 - Penetração x carga

Penetração (mm)	Carga (kgf)
0,0	
0,5	
1,0	
1,5	
2,0	
2,5	
3,0	
3,5	
4,0	
4,5	
5,0	

Algumas prensas automáticas trazem como padrão, alguns valores de penetração. Para o ensaio Mini-CBR é conveniente que se tenha valores relativamente próximos, devido as condições de contorno do corpo-de-prova.

#### d) Observações Finais

Convêm sempre anotar o aspecto da parte superior do corpo de prova, sobretudo a ocorrência de trincas radiais, inchamentos ou ainda uma depressão bem menor, indicando ser o material muito resiliente.

#### Cálculo da Expansão

Utilizar a Equação 54 abaixo para a obtenção do valor de expansão:

$$E = \frac{L_f - L_i}{H} * 100 \quad (54)$$

Onde: Lf = leitura final (mm)  
Li = leitura inicial (mm)  
H = altura do corpo-de-prova (mm)

#### Cálculo do Mini-CBR

Traçado das curvas carga-penetração, efetuando as devidas correções de mesma maneira contida nas normas ABNT NBR-9895/87 - Solo-Índice de Suporte Califórnia e DNIT-ME 50-94 - Índice de Suporte Califórnia de Solos, que consistem na eliminação de descontinuidades, tanto côncavos ou convexos em relação a tendência geral; mudança de origem, para a intercessão da tangente do ponto de inflexão com o eixo horizontal (ou das penetrações); prolongar a curva quando houver decréscimo de carga além da penetração de cerca de dois milímetros.

Como se trata de um ensaio de dimensões reduzidas para a determinação do Mini-CBR tomar como referência as cargas correspondentes as penetrações de 2,0mm e 2,5mm.

Com a utilização de tabela, entrar com as referidas cargas e extrair os valores de Mini-CBR correspondentes e obter a média que o valor de M-CBR do solo. A tabela consta anexada ao final dessas notas de aula.

Com a utilização de fórmulas aplicar:

$$\log_{10} (\text{Mini-CBR}) = -0,254 + 0,896 \times \log_{10} C_1$$
$$\log_{10} (\text{Mini-CBR}) = -0,356 + 0,937 \times \log_{10} C_2$$

Onde  $C_1$  = carga correspondente à penetração de 2,0 mm  
 $C_2$  = carga correspondente à penetração de 2,5 mm

#### Apresentação dos Resultados.

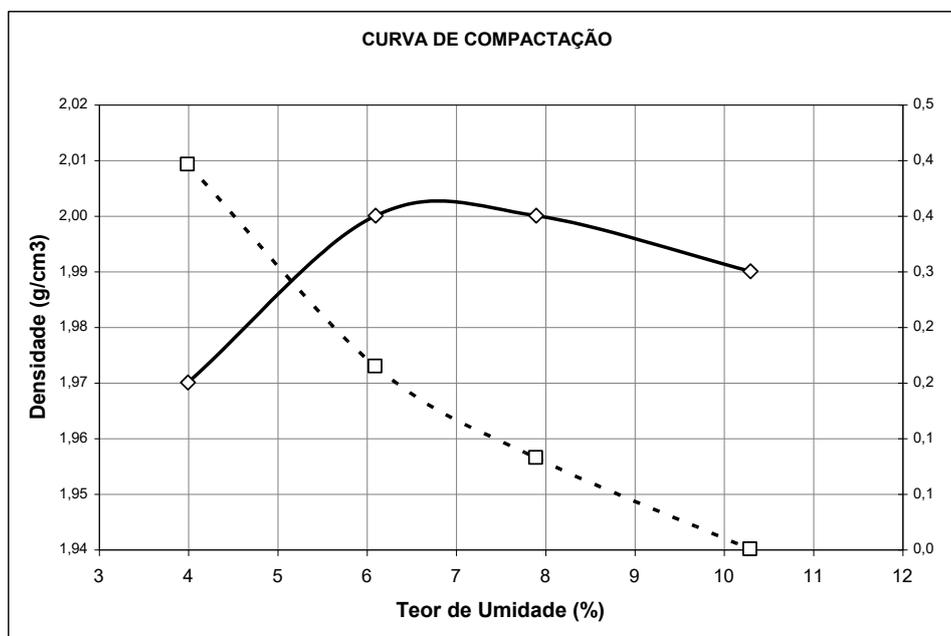
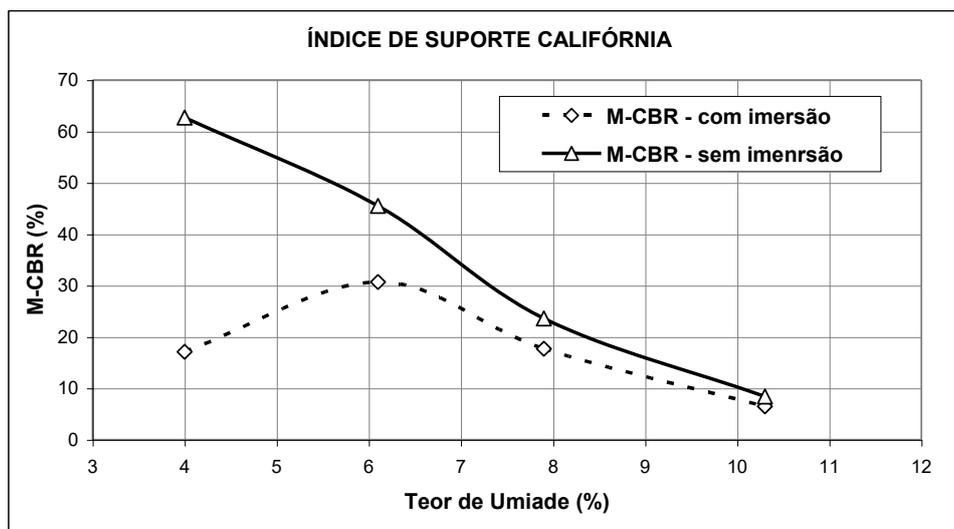
Apresentar os valores das expansões e dos Mini-CBR obtidos, sempre em função da respectiva curva de compactação, de maneira que se possa determinar facilmente a variação do Mini-CBR nas diversas condições de compactação. Para isso, representá-los em mesma folha, usando mesma escala horizontal e coincidente, para o teor de umidade e de preferência o Mini-CBR e Expansão na parte superior.

Apresentar a curva de compactação - umidade ( $w$ ) x Massa Específica Aparente Seca ( $\rho_s$ ) Como foi já observado, no ensaio de M-Proctor, representar a reta de saturação porquanto o ramo úmido da curva de compactação deve ser sensivelmente paralelo à mesma. Adotar para escala dos Mini-CBR a escala logarítmica, porquanto, a variação do Mini-CBR ao longo da curva de compactação é quase sempre também retilínea. A curva de variação da Expansão poderá ser traçada no mesmo gráfico do Mini CBR.

106.

Figura 106 - Ensaio de Curva de Compactação/M-CBR e Expansão.

**CURVA DE COMPACTAÇÃO - M-CBR IMERSO E SEM IMERSÃO**



Umidade Ótima: 6,8%	Densidade: 2,05 g/cm <sup>3</sup>	Expansão : 0,15%
---------------------	-----------------------------------	------------------

M-CBR I	28%
M-CBR s/I	38%

### 10.3.3 - Contração

#### Considerações Preliminares

É uma das determinações suplementares das mais importantes para o melhor aproveitamento de solos tropicais em pavimentação, sobretudo daqueles de granulação fina e apropriada para baixo volume de tráfego e frequentemente também de baixo custo. Isso decorre de uma peculiaridade climática

tropical caracterizada pela elevada temperatura média anual e forte insolação, que aumentando a evaporação faz com que possibilite a frequente perda de umidade em camadas de solos compactados.

Tradicionalmente, existem muitos parâmetros ligados com a contração, tais como o limite de contração, contração volumétrica, mas que pouco representa para a finalidade em vista, porquanto, elas são executadas a partir de corpos de prova moldados em estado de pasta próximo do limite de liquidez, logo não compactado. Além disso, são ensaios bastante trabalhosos e muitos deles envolviam o uso de mercúrio, hoje considerado uma substância tóxica que requer cuidados especial de manejo.

Constituem o método a ser descrito, uma contribuição importante da metodologia MCT, que, entretanto, ainda carece de informações mais numerosas e estudos teóricos e experimentais mais aprofundados.

Equipamentos necessários para a realização do ensaio:

Dispositivos de medida da contração axial compreendendo: armação rígida, que permita abrigar verticalmente um corpo de prova, de cerca de 50 mm de diâmetro e 50 mm de altura e um extensômetro para medida da variação do comprimento axial (altura) de um corpo de prova e que possibilita boa ventilação do corpo de prova de todos os lados, inclusive na base; extensômetros adaptáveis a armação, leitura direta de 0,01mm, curso de pelo menos 10 mm, munidos de conta voltas, (Figura 107)

Figura 107 - Dispositivo de contração



### **Procedimento de Ensaio**

#### **a) Preparo do corpo-de-prova**

Devem ser preparados segundo procedimento Mini-Proctor.

Nos casos rotineiros, poder-se-á utilizar corpos de prova submetidos a penetração, evidentemente não embebidos e logo após o término da penetração no ensaio Mini-CBR. Os corpos de prova devem ser extraídos cuidadosamente com extrator apropriado.

#### **b) Montagem**

Colocar uma pedra porosa no centro da base do dispositivo de medida da contração e sobre ela colocar o corpo de prova. Sobre o topo do corpo de prova, colocar uma a pedra porosa provida de apoio com superfície plana central. Utilizar armações com extensômetros para aquelas em que estão no ramo úmido. Ajustar o extensômetro de maneira que possa ler uma eventual pequena expansão (ordem de alguns milímetros).

Evitar ao máximo, secagem muito rápida ou muito lenta, evitando correntes de ar e exposições ao sol.

### c) Leituras

Deve ser feita a primeira leitura do extensômetro ( $L_i$ ) quanto antes, porquanto, certos corpos-de-prova começam a contrair logo após a retirada do corpo de prova do molde. Efetuar a segunda leitura antes de decorridos 1 hora. Efetuar leituras de hora em hora, e após algumas horas o espaçamento das leituras pode ser aumentado, podendo fazer coincidir com período noturno. Geralmente no dia seguinte, isto é, após cerca de 15 horas, os corpos de prova atingem uma variação constante periódica, que pode ser considerado  $L_f$ .

### Cálculos

Utilizar a Equação 55 a seguir para a determinação do valor de contração  $C_t$

$$C_t = \frac{L_i - L_f}{H_i} * 100 \quad (55)$$

Onde:  $C_t$  = contração do solo (%)  
 $L_i$  = leitura inicial (mm)  
 $L_f$  = leitura final (mm)

### Apresentação dos resultados

Representar  $C_t$  em função do teor de umidade, traçar curva e determinar o valor correspondente à umidade ótima de compactação. As curvas devem ser contínuas. Presença de depressões ou calombos geralmente corresponde a erros de ensaio.

## 10.3.4 - Infiltrabilidade - Sorção

### Considerações Preliminares

Este ensaio objetiva determinar a infiltração d'água em corpos de prova de solos compactados a fim de que possa, qualitativamente prever esse fenômeno nas camadas dos pavimentos e suas adjacências, sobretudo, logo após a sua compactação. Cabe observar, que em solos tropicais, principalmente os lateríticos, essa movimentação pode se afastar bastante dos resultados obtidos em corpos de prova, devido a interferência de trincas e fissuras que se desenvolvem geralmente por uso de técnica construtiva não convencional que inclui a secagem durante essa fase, ou após vários anos de serviço. O uso prático dos resultados deste ensaio, por enquanto limita-se, sobretudo para escolha de solos para acostamentos e para bases revestidas de camadas betuminosas delgadas, sujeitas eventualmente à considerável infiltração d'água, com eventual desenvolvimento de panelas.

Na MCT não se deve confundir o ensaio de infiltrabilidade com os de permeabilidade tradicionalmente considerados em Mecânica dos Solos. Os primeiros diferem fundamentalmente no que se refere à saturação (não saturados) dos corpos de prova e por envolverem um fenômeno transiente, isto é dependente do tempo, na qual a quantidade de água infiltrada diminui sensivelmente com o tempo de medida. Entretanto, na mecânica dos solos, denomina-se de ensaio de permeabilidade em meios porosos saturados ou não saturados.

Aparelhagem essencial de medida da infiltração compreende:

- recipiente basal, provido de uma placa porosa circular (50 mm de diâmetro útil) com permeabilidade cerca de 10-2 cm/s, 5 mm de espessura, disposta horizontalmente, cheia d'água,

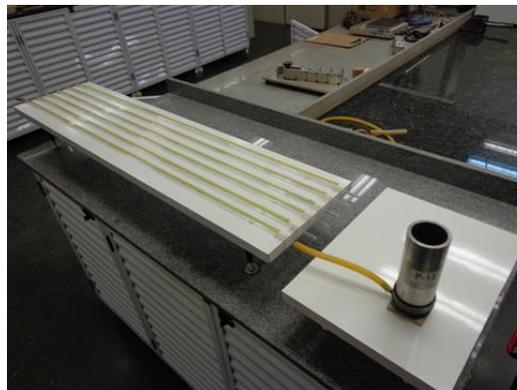
que se comunica através de um bico tubular e conexões, com um tubo abaixo discriminado, provido de um dispositivo que permita um contato estanque com a face externa basal do molde de compactação (geralmente por envolvimento com tubo de vedação de borracha), (Figura 108);

Figura 108 - Placa porosa e cilindro



- tubo de vidro (diâmetro interno de até 5 mm (devido a necessidade de formação de menisco estável) de secção uniforme conhecida, comprimento de 1000 a 1500 mm, provido de escala em milímetros, disposto horizontalmente, de maneira que o menisco de água dentro dele permita manter um nível hidrostático coincidente com a superfície da placa porosa acima referida, (Figura 109); suporte ajustável que possibilite nivelar tanto o corpo de prova com o recipiente basal, bem como o tubo de vidro

Figura 109 - Tubo e suporte ajustável



#### Procedimento de Ensaio

##### a) Moldagem dos copos-de-prova

Obtidos segundo procedimento Mini-Proctor, de maneira que os corpos de prova estejam devidamente deslocados para uma das extremidades do molde.

##### b) Montagem dos Corpos de Prova (corpo-de-prova confinado pelo molde)

Verificar se o recipiente basal está isento de ar. A eliminação ar pode ser feita mergulhando a recipiente basal com placa porosa, dentro da água e injetar água da ponta do tubo de vidro. Verificar o

nível do conjunto, e o nível relativo da superfície da placa porosa com o do tubo horizontal, de maneira que a lâmina d'água seja visível sobre a placa porosa, sem que haja derramamento lateral.

Retirar disco de polietileno porventura aderente nas extremidades do corpo de prova, colocar um disco de pedra porosa e placa perfurada, com haste, e peso padrão.

Transferir o molde contendo o corpo de prova, de maneira que se adapte perfeitamente sobre a placa porosa, encostando inicialmente de um lado e endireitando depois, para expulsar água e ar. Envolver a parte inferior do molde com a camisa de borracha. Encher se necessário o tubo de vidro horizontal.

#### c) Leituras

Tão logo assentado o corpo de prova, começar a leitura  $L_0$  no tubo horizontal, correspondente ao tempo  $T_0$ . Quando os corpos de prova estão no ramo seco da curva de compactação, o deslocamento do menisco no tubo horizontal é muito rápido e a primeira leitura  $L_0$  dificilmente coincidirá com o zero da escala milimétrica. Quando os corpos de prova estiverem no ramo úmido da curva de compactação, o ajuste do zero do menisco no tubo horizontal pode ser feito mediante retirada da água com seringa apropriada. Efetuar leituras sucessivas dos pares  $L_i$  e  $T_i$ , em tempos proporcionais a  $t^{1/2}$  (por exemplo, 1, 2, 4, 9, 16, 25 min ..... ) ou próximo a esses valores. Considerar o final do ensaio quando o deslocamento do menisco no tubo horizontal estabilizar, o que geralmente ocorre antes de 24 horas. Se não ocorrer a referida estabilização, observar se não existe um vazamento no , o que invalida os resultados obtidos.

#### d) Aproveitamento dos Corpos de Prova para Ensaio de Permeabilidade

Terminado o ensaio de todos os corpos de prova, geralmente aproveitam-se os mesmos para o ensaio de permeabilidade, utilizando o mesmo recipiente de base com placa porosa, sem retirar o tubo de borracha de vedação.

#### Representação gráfica dos resultados

Representar os pontos com as coordenadas correspondentes ao tempo  $t$  de leitura em minutos em eixo horizontal e com escala  $\sqrt{t}$ , isto é, proporcional à raiz quadrada do tempo de leitura, e no eixo vertical, os valores das leituras  $L$  da posição do menisco no tubo horizontal. Para se ter melhor ideia dos resultados, convém representar de preferência o valor dos  $\text{cm}^3$  absorvido correspondente ao deslocamento do menisco, o que corresponde multiplicar a leitura em milímetros pela seção do tubo em  $\text{cm}^3/10$ .

Os pontos obtidos devem alinhar-se junto das leituras iniciais, segundo uma reta, que pode não passar pela origem. Antes das últimas leituras, deverá ocorrer um nítido encurvamento, tendendo a uma horizontal, correspondendo a chegada da frente de umidade no topo do corpo de prova. Nos corpos de prova no ramo úmido, essa reta pode não aparecer.

A intersecção das retas obtidas com a horizontal, dará para cada corpo de prova, o tempo de ascensão  $T_a$  em minutos.

#### Cálculos

Coeficiente de sorção, nas umidades de compactação. Obter, para cada corpo de prova correspondente a um determinado teor de umidade de compactação, o valor do coeficiente de sucção expresso pela Equação 56:

$$s = q / \sqrt{t} \quad (56)$$

Onde:  $s$  = coeficiente de sorção  $\text{cm}/\sqrt{t}$

$q$  = volume de água infiltrada cm<sup>3</sup>;  
 $t$  = tempo em minutos

Velocidade de caminamento da frente de umidade, nessa determinação o corpo-de-prova não está confinado, ele é assentado sobre a placa porosa da base e verifica-se visualmente o avanço da frente de umidade. Obter, para cada corpo de prova, correspondente a um determinado teor de umidade de compactação, o valor da velocidade de caminamento da frente de umidade pela seguinte Equação 57:

$$v = A / \sqrt{Ta} \quad (57)$$

Onde:  $v$  = velocidade de caminamento da frente de umidade mm/ $\sqrt{t}$  ( $t$  e minutos)  
 $A$  = altura do corpo-de-prova (mm E-1);  
 $Ta$  = tempo de ascensão da frente de umidade (minutos)

Apresentação dos resultados;

Apresentar sempre os resultados de  $s$  e  $v$ , em função do teor de umidade de compactação e a partir dela, obter o correspondente no teor ótimo de umidade, para fins comparativos.

### 10.3.5 - Permeabilidade

Considerações Preliminares

Este ensaio é de pequena utilidade para o estudo de camadas de solos tropicais constituintes dos pavimentos, sobretudo para aqueles de tipo baixo custo. Isto porque, nas condições climáticas prevalentes em grande parte do Brasil, os solos tendem a secar e a exposição prolongada de lâmina de água, até estabelecer o regime permanente necessário para que o processo da permeabilidade estabeleça quase não ocorre. Além disso, para solos argilosos, argilo arenosos e siltosos (coeficiente  $c'$  maiores do que cerca de 1,0 - ensaio de M-MCV), uma ideia da permeabilidade pode ser obtida através do ensaio da infiltrabilidade.

Valem ainda as observações feitas no caso da infiltrabilidade, a presença e desenvolvimento de trincas e fissuras, que invalida a permeabilidade.

Aparelhagem necessária está apresentada na Figura 110 e é descrita a seguir:

a) Permeômetro que permita aproveitar diretamente os corpos de prova compactados consistente de:

- bandeja de base, que permita escoar água e manter firme e vertical os corpos de prova,
- cuba basal, de mesmo tipo usado no ensaio de infiltrabilidade, contendo placa, borracha de vedação, bico e conexões apropriadas;
- rolha de borracha perfurada que permite ligar à bureta por meio de tubos de borracha ou de plástico flexíveis;
- buretas de pelo menos de secção de cerca de 2 e de 1 cm<sup>2</sup>, dispostas verticalmente e providas de escala milimétrica para leitura do nível d'água, graduada com o zero coincidente com o nível de descarga da cuba basal e o fim, um número inteiro por exemplo, 700mm, 800mm, (de preferência 900mm), correspondente ao nível máximo na bureta; para facilitar as leituras

Figura 110 Permeâmetro de carga variável



Os corpos de prova devem ser compactados segundo procedimento do ensaio M-Proctor eventualmente submetidos ao ensaio de infiltrabilidade. Neste caso acima do corpo de prova comporta já pedra porosa e sobrecarga.

#### Procedimento

##### Pré saturação -

Quando o corpo de prova não foi submetido previamente ao ensaio de infiltrabilidade, adaptar o mesmo tipo de recipiente basal utilizado nesse ensaio, tendo-se o cuidado de encher o mesmo completamente com água e manter o seu bico ligado a um tubo flexível em contato com reservatório de água com lâmina d'água próximo do nível da placa porosa, a fim de que haja infiltração por sucção, de maneira mais completa possível como no fim do ensaio de infiltrabilidade.

Quando o corpo de prova foi submetido ao ensaio de infiltrabilidade, mergulhá-lo em um banho d'água que mantenha nível pouco abaixo do bordo superior do molde de compactação. Quando o corpo de prova for argiloso e acima da umidade ótima, para acelerar a saturação, pode-se mergulhar em banho de água capaz de aplicar maior coluna d'água, colocando um suplemento estanque acima do molde de compactação ou então ligar um tubo flexível ao bico recipiente basal, que por sua vez deve ser ligado a uma coluna apropriada de água. Deixar escoar água até que uma lâmina de água visível forme dentro do molde.

##### b) Montagem e Leituras Prévias

Transferir o conjunto molde com corpo de prova e respectivo recipiente basal, placa porosa e sobrecarga, para a bandeja de suporte, encher de água e adaptar a rolha com tubo de borracha, de maneira que ao apertar a mesma a água suba pela bureta (a torneira da bureta deve estar aberta). Se a bureta possuir torneira, ela deve ser previamente aberta. Encher a bureta no nível máximo inteiro da

escala geralmente adotado convencionalmente para a primeira leitura. Deixar escoar água por alguns minutos.

No caso de elevada permeabilidade, em que se percebe o abaixamento do nível na bureta, deixar escorrer pelo menos uma vez, até o nível mínimo do menisco na bureta, e reiniciar a leitura enchendo novamente a mesma. Nos casos em que o abaixamento do nível é quase imperceptível, regular o nível pela sucção por cima, com uso de seringa apropriada e só efetuar as leituras quando houver escoamento perceptível no bico de saída do recipiente basal.

c) Leituras.

Quando o corpo de prova for muito permeável, considerar o tempo inicial como sendo aquele em que o menisco d'água passa pelo nível inicial da bureta, que geralmente por facilidade de cálculos e anotações, convém que seja utilizado o mesmo nível de referência, em todas as buretas e que seja um número inteiro (no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da EPUSP tem se adotado satisfatoriamente o nível correspondente a  $H_0 = 900$  mm, a contar do nível do bico de saída do recipiente basal).

Quando o corpo-de-prova for, ao contrário, muito pouco permeável, considerar o tempo inicial como sendo aquele em que é feito o ajuste do menisco, ao nível de referência acima referido, mediante extração de água por sucção com uso de seringa apropriada.

Efetuar periodicamente leituras em tempos  $T_i$  proporcionais ao abaixamento no menisco  $H_0-H_i$  e as leituras  $H_i$  em mm. Essa periodicidade deverá variar consideravelmente de acordo com a permeabilidade de cada corpo de prova, da secção da bureta utilizada e do nível de referência inicial. Assim, para o nível de referência de 900 mm, buretas de secção 1 a 2 cm para corpos de prova muito permeáveis, as leituras devem ser feitas em intervalos da ordem de minutos, ao passo que naqueles menos permeáveis, da ordem de horas o que torna o ensaio bastante trabalhoso.

d) Outros corpos de prova, repetir as operações para outros corpos de prova de maneira similar.

Representação Gráfica

Representar, para cada corpo de prova, ou cada conjunto de leituras para o mesmo corpo de provas (caso de repetição), os valores de leituras nos tempos  $T_i$  e os correspondentes valores de  $H_i$  em milímetros. Usando para  $H_i$  escala log e escala linear para  $T_i$  (em minutos ou/e em horas, os pontos representados devem sensivelmente ser retilínea passando pela origem ou possuir parte sensivelmente retilínea. Neste último caso, recomenda-se substituir, para facilidade de cálculos, por uma reta passando pela origem.

Calcular o coeficiente de permeabilidade, pelo uso da Equação 58.

$$K = \frac{2,3 * A * C_b * \log_{10} (H_0/H_R)}{60 * S * T_R} \quad (58)$$

onde

- A = altura do corpo de prova, geralmente 50 mm,
- $C_b$  = secção da bureta em cm<sup>2</sup>,
- $H_0$  = nível de referência, correspondente ao tempo zero,
- $H_R$  = nível do menisco, correspondente ao tempo  $T_R$  obtido graficamente da reta obtida conforme item anterior,
- S = secção do corpo de prova em mm,
- $T_R$  = tempo obtido da reta, passando pela origem correspondente ao nível  $H_R$ , em minutos.

Essa fórmula pode ser simplificada, sendo também possível a elaboração de ábacos apropriados para facilitar os cálculos.

### Apresentação dos Resultados

Representar, para cada teor de umidade de compactação, os valores de log K, e obter o valor correspondente ao teor ótimo de umidade da energia adotada.

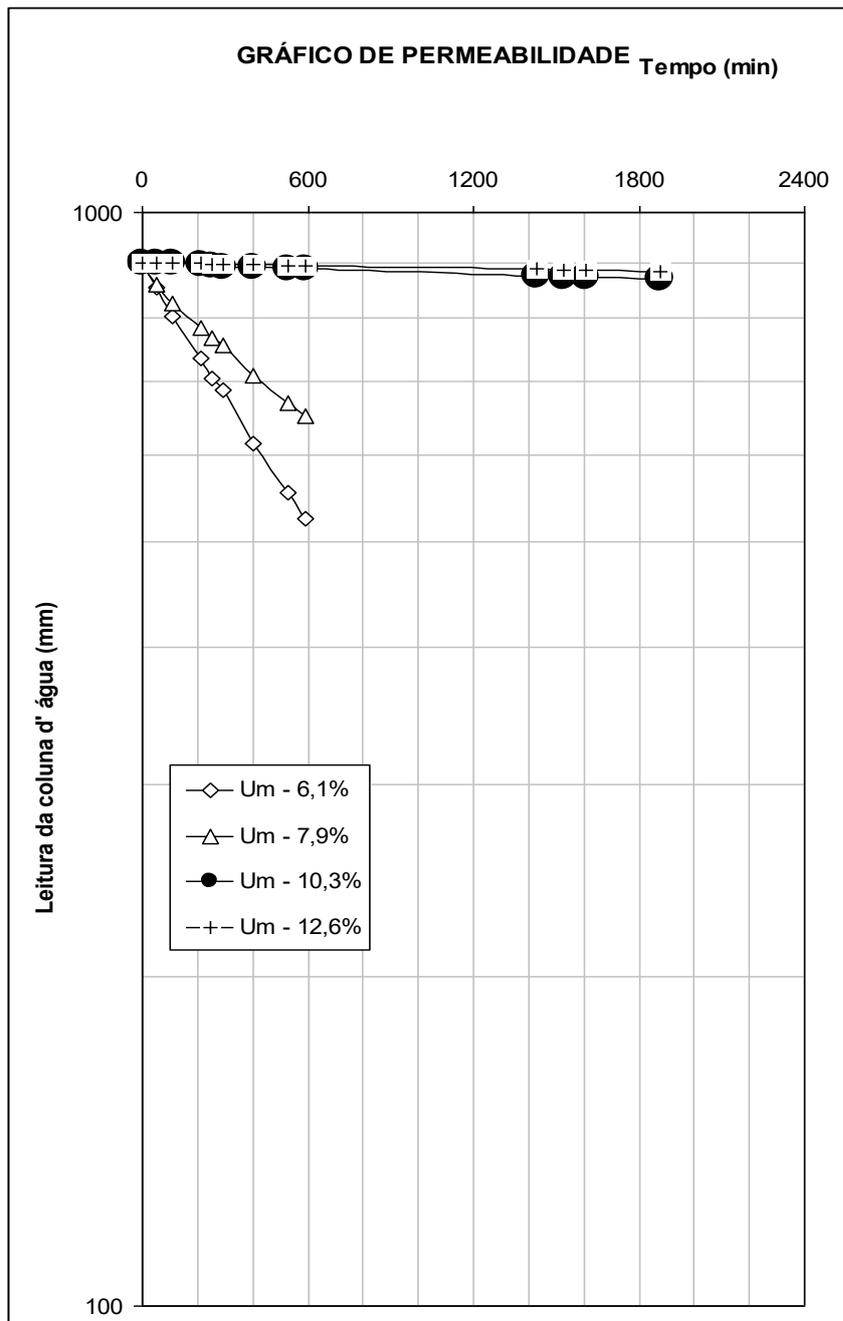
## PERMEABILIDADE DE SOLOS COMPACTADOS

### Registro de Dados

Interessado: \_\_\_\_\_  
 Amostra: \_\_\_\_\_ Operador: \_\_\_\_\_ **Modelo 02**  
 Condições de Ensaio: Energia de Modagem: \_\_\_\_\_ Data \_\_\_/\_\_\_/\_\_\_

Hora leitura (hora)	Tempo acumulado (hora)	Tempo acumulado (min)	Um	6,1	7,9	10,3	12,6
			Molde	73	72	71	70
			Bureta	0	1	2	3
07:10	0	0	Leituras (mm)	900	900	900	900
08:00	:50	50		855	858	899	899
09:00	01:50	110		804	826	898	899
10:45	03:35	215		735	785	896	899
11:20	04:10	250		705	767	894	897
12:00	04:50	290		687	756	892	896
13:50	06:40	400		615	709	892	896
16:00	08:50	528		555	670	889	894
17:00	09:50	590		524	651	888	894
07:00	23:50	1430		-	-	875	887
08:40	25:30	1530		-	-	873	886
10:00	26:50	1610		-	-	872	885
14:30	31:20	1880		-	-	869	882

Cálculos				
Molde n.	73	72	71	70
Umidade de Mold. (%)	6,1	7,9	10,3	12,6
A - Altura do cp. (cm)	4,991	5,158	5,067	5,019
Cb - área da bureta (cm <sup>2</sup> )	2,000	1,706	0,880	0,924
S - área do cp. (cm <sup>2</sup> )	19,6	19,6	19,6	20,6
H.1 -ordenada correspondente a t.1 (mm)	300	400	872	885
t.1 - abscissa correspondente a H.1 ( min.)	1250	1450	1610	1880
<b>ks = (cm/s)</b>	$ks = 2,3 * A * Cb * \log(900/h.1) / (60 * S * t.1)$			
	7,4517E-06	4,18E-06	7,43486E-08	3,35057E-08
	Log (ks)			
	-5,13	-5,38	-7,13	-7,47



## AULA 11 - CONTROLE DE CAMPO

### 11.1 - Introdução

Vimos anteriormente que uma jazida com potencial para utilização como: camada de pavimento, corpo de aterro, base de reservatório, solo de envolvimento de tubulação flexível que exige que o solo apresente boas características quanto ao módulo de reação, foi primeiramente escolhido devido a sua: disponibilidade, quantidade e localização em relação onde deverá ser utilizado e, em uma segunda avaliação o solo foi submetido ao ensaio de resistência (CBR), no entanto, o ensaio de resistência tem o ensaio de compactação como ensaio preconizado.

Como sequência de avaliação da jazida temos:

1. a quantidade de material se é satisfatória
2. quanto logística - distância de transporte da jazida à obra;
3. o material está disponível para ser utilizado;
4. dados de compactação: densidade seca máxima e o teor ótimo de umidade
5. resistência do solo frente ao ensaio de CBR com o solo nas condições acima.

Assim, após o solo ter sido submetido aos passos acima descritos, verifica se o mesmo apresenta as características necessárias para ser utilizado, conforme exigências de projeto. Uma vez atendida, são passados para o campo os dados de controle de compactação.

Por exemplo:

Para um determinado trecho, entre as estacas<sup>17</sup> 1231 e 1256, (500m) será utilizado o solo da Fazenda Itororomba como camada de reforço do subleito.

Características do controle

Densidade seca máxima = 1,650 g/cm<sup>3</sup>

Umidade de compactação = 19.6%

Grau de compactação

95% PN.

Observe que a característica principal que o solo deve apresentar em serviço é a resistência que ele apresentou em laboratório. Logo, todo o projeto de dimensionamento das camadas do pavimento, (no caso) foi feito levando em consideração essa resistência, portanto, é de fundamental importância que o solo trabalhe com a referida resistência.

No processo construtivo de uma camada de pavimento de solo, basicamente consiste em esparramar o solo conforme estaqueamento feito pela topografia, a espessura do solo a ser esparramada, denominada de espessura solta ( $E_s$ ) pode ser definida conhecendo-se a espessura da camada compactada e as densidades solta e compactada, Equação 59:

$$E_s = \frac{\gamma_s * E_c}{\gamma_t} \quad (59)$$

Onde:  $E_s$  = espessura solta da camada (cm)

$\gamma_s$  = massa específica aparente seca compactada (g/cm<sup>3</sup>)

$E_c$  = espessura compactada acabada da camada (cm)

$\gamma_t$  = massa específica solta (g/cm<sup>3</sup>)

<sup>17</sup> Estaca rodoviária tem extensão de 20 m. No passado eram utilizados trenas e correntes para medir as distâncias entre dois pontos. 20 m é a extensão que apresentava a medição mais precisa devido a menor catenária desses dispositivos de medição.

Normalmente, é feito um trecho experimental para determinação, não só da espessura de solo a ser esparramada, mas também para a determinação do número de fchas, dentre outros procedimentos de execução.

Em seguida o solo é compactado por amassamento até que o solo apresente as características de resistência (obtidas em laboratório). Embora, existem mecanismos de se medir a resistência que o solo apresenta em campo, trata-se de um equipamento dispendioso e de operação técnica mais especializada se comparado com os outros procedimentos.

Comumente não se controla da resistência (CBR) em campo e sim a umidade de compactação e a densidade seca máxima que o material está, logo, se o material está dentro dos limites especificados, de densidade e umidade, pode-se esperar que o solo está dentro da resistência desejada.

## 11.2 - Controle por Deflexão

### 11.2.1 - Viga de Benkelman

Pode-se controlar a deflexão das camadas, com a viga de Benkelman, desde o reforço do subleito até a capa asfáltica, os valores esperados em campo são obtidos através de programas de métodos de elementos finitos que levam em consideração, a resistência no ensaio de módulo de resiliência, coeficiente de Poisson, posição e espessura de cada camada do pavimento (Figura 111 e Figura 112).

Figura 111 - Posicionamento da viga Benkelman



Figura 112 - Deflexão com a saída do caminhão



Normalmente, quando o solo está dentro dos limites especificados quanto a teor de umidade e densidade seca máxima a deflexão da referida camada atende o especificado em projeto, desde que a espessura da camada em questão esteja correta e as deflexões das camadas inferiores atendidas.

### 11.2.2 - LWD

Outra forma de se obter a deflexão em camadas de pavimento com o objetivo de liberação, é com o emprego do equipamento portátil *low weight deflectometer* - LWD. Trata-se de equipamento que permite a através da queda livre de uma massa, guiada por uma haste, choca-se com uma base assentada sobre a camada a ser avaliada. Pelo princípio da ação e reação, a base é golpeada sobre a camada do pavimento por uma força e, o pavimento por sua vez, reage com uma força de sentido contrário a recebida.

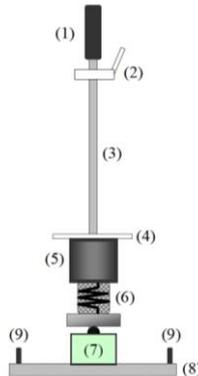
Essa força dividida pela área da base gera uma tensão, o que ocasiona um deslocamento instantâneo, esse deslocamento é o objetivo do controle tecnológico é percebido por um acelerômetro que registra a intensidade da desaceleração da base e por integração dessa aceleração tem-se o

deslocamento. Observe-se que, uma condição é que o deslocamento seja, necessariamente, recuperável, visto que, isso é relativamente fácil devido a massa de queda do equipamento (*low*) (Figura 113 e Figura 114).

Figura 113 - LWD



Figura 114 - Esquema do equipamento LWD



- (1) – Manopla
- (2) – Batente superior e trava
- (3) – Haste
- (4) – Limitador do soquete
- (5) – Soquete
- (6) – Conjunto de molas
- (7) – Sensor de medição
- (8) – Base

### 11.2.3 - FWD

Princípio de funcionamento semelhante ao LWD é o equipamento *Falling Weight Deflectometer*-FWD (Figura 115, Figura 116 e Figura 117), esse transmite carga muito superior - 4.100 kgf (carga de semieixo), à camada e por vários geofones posicionados linearmente até distância máxima de 1,40 m, pode-se medir tanto os deslocamentos distantes da ação da carga como também o deslocamento que ocorre sob a placa de carga, denominado de D0. Com esses deslocamentos pode-se obter a bacia de deflexão (Figura 118). Registra-se que devido a elevada carga, somente em camadas de base e da capa asfáltica é empregado o FWD.

Figura 115 - Equipamento FWD  
Disponível em: <http://www.dynatest.com.br/>



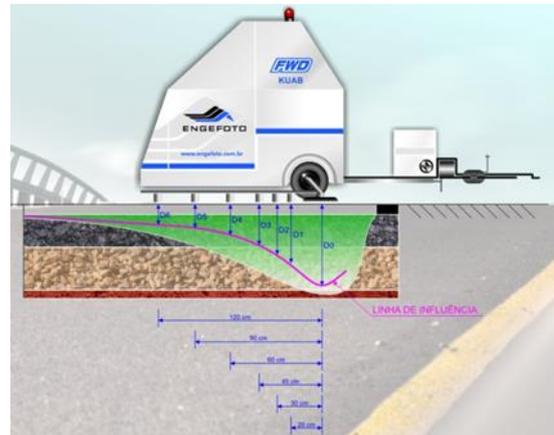
Figura 116 - Detalhe da placa e dos geofones  
Disponível em: <http://www.dynatest.com.br/>



Figura 117 - Equipamento Kuab - Disponível em:  
<http://www.ceer.iastate.edu/facilities/fwd/>



Figura 118 - Forma de auscultação do pavimento Disponível em:  
<http://www.engefoto.com.br/visualizar/144/avaliacao-e-levantamentos-de-pavimentos>



#### 11.2.4 - Módulo de Compressibilidade - Placa de carga dinâmica

Na mesma linha dos equipamentos: LWD e FWD a placa de carga dinâmica, (Figura 119). O procedimento de determinação consiste basicamente na aplicação de uma carga dinâmica sobre uma placa, posicionada sobre a camada de interesse, que através de um gerador de impulsos é possível auscultar as características mecânicas da estrutura do pavimento. A carga é semelhante em intensidade e duração para provocar a passagem de um eixo a uma velocidade de 13 t a 60 km/h, o diâmetro da placa é de 600 mm.

Figura 119 - Placa de carga dinâmica



Para determinar o módulo dinâmico, depois de localizar o ponto de auscultação, aplicar três sucessivas cargas dinâmicas, intensidade e duração definida em queda livre de uma massa sobre o prato, em seguida, realizar a medição direta dos seguintes parâmetros: carga e deformação.

A deflexão e a resistência ao impacto são medidas por meio de sensores instalados na placa. A combinação destes dois parâmetros permite calcular o módulo de compressibilidade sob carga dinâmica do ponto de ensaio.

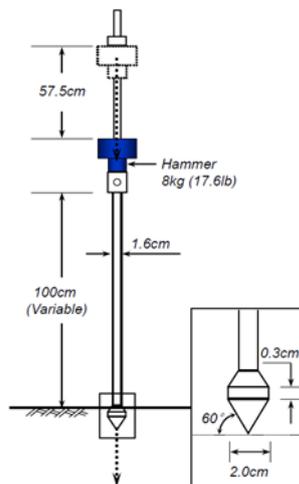
#### 11.3 - Cone Sul Africano

Outro procedimento de verificar a resistência da camada de solo é através do emprego do equipamento Cone Sul africano, também denominado de DCP. Trata-se de um equipamento bastante difundido em vários países e destina-se a verificação das características estruturais do pavimento através de uma boa correlação com o CBR.

O primeiro penetrômetro que se tem notícia data de 1933 e foi desenvolvido nos EUA. Existem diversos tipos de penetrômetros, variando-se basicamente a massa de queda, a altura e o ângulo da ponteira cônica.

O DCP é posicionado verticalmente na superfície da camada a ser penetrada, com a ponta cônica tocando a mesma. O soquete (8 kg) é levantado até o topo da haste superior e então solto em queda livre para chocar-se contra a bigorna. A penetração do conjunto haste-cone, em milímetros, promovida pela ação dinâmica do martelo, é anotada em planilha padrão. O sistema de leitura de penetração constitui-se em uma régua de escala milimétrica, fixada na base de apoio do equipamento. É apresentado de forma esquemática na Figura 120 detalhes do equipamento.

Figura 120 - Esquema do equipamento DCP



#### 11.4 - Controle de Umidade de Campo

Diversos são procedimentos de ensaio para a obtenção do teor de umidade em campo, a saber:

- Estufa
- Frigideira
- Álcool
- Speedy
- Nuclear
- Outros

Importante nessa determinação é que seja rápida, na ordem de 15 minutos ou menos.

##### 11.4.1 - Método da Estufa

É o processo, normatizado pelo DNIT-ME 213/94 mais indicado para a obtenção de teor de umidade. Entretanto, devido à demora na obtenção do resultado torna-se um procedimento não utilizado. Existem estufas com ventilação forçada que aceleram a obtenção do resultado, mesmo assim, essas estufas não são utilizadas, demoram em torno de duas horas tempo muito grande.

#### **11.4.2 - Método da Frigideira**

Método bastante empregado que consiste em "fritar" o solo. Uma pequena porção de solo úmido é colocada em uma frigideira que é colocada sobre uma fonte de calor, vai-se revolvendo a amostra suavemente até a água evapora-se. Para certificar-se de que a água evaporou se coloca uma placa de vidro sobre a frigideira e observa-se se existe vapor se formando na placa, caso contrário a amostra está seca. Importante, a amostra não deve ficar demasiadamente sobre o fogo porque facilmente atinge-se temperaturas elevadas e pode ocasionar a remoção de água de cristalização do solo.

Por diferenças de pesos determina-se o teor de umidade do solo.

#### **11.4.3 - Método do Álcool**

Procedimento especificado pelo DNIT-ME 088/94 nesse procedimento adiciona-se uma determinada quantidade de álcool em uma porção de solo úmido e atea-se fogo, após o término da 1ª queima verifica-se se é necessário colocar mais uma porção de álcool, procede-se dessa maneira até a secagem total da amostra. O calor da chama faz a água da amostra evaporar-se. Dois grandes inconvenientes nesse processo são: o primeiro a questão de segurança e o segundo está relacionado a qualidade do álcool, normalmente o álcool apresenta uma grande quantidade de água em sua cristalização, assim sempre haverá um resíduo de água a cada queima, mascarando o resultado. Pode-se utilizar álcool isopropílico PA com 99,9% de pureza, trata-se de um produto não muito fácil de encontrar. O procedimento de determinação do teor de umidade é o mesmo para o anterior, por diferenças de pesos.

#### **11.4.4 - Método do Speedy**

Padronizado pela PMSP-ME-10 e pelo DER-SP ME 161, é um método que utiliza um equipamento patenteado, mundialmente difundido, denominado de Speedy (Figura 121).

Figura 121 - Equipamento speedy

A reação química, que ocorre no interior de um recipiente hermético (Speedy), entre a água existente na amostra úmida de solo e o carbureto de cálcio. Essa reação irá gerar uma pressão que é função da quantidade de água existente na amostra e pode ser correlacionada com valores de uma tabela onde se obtém a umidade da referida amostra.

O procedimento básico consiste em colocar uma quantidade conhecida de amostra úmida dentro do equipamento speedy, que é função do tipo de solo - argila ou silte ou areia, coloca-se uma ampola de carbureto de cálcio, em seguida, são colocadas duas esferas de aço, fixa-se a tampa hermética do speedy e ao agitar energicamente o equipamento as esferas de aço quebram a ampola de vidro contendo o carbureto de cálcio, fazendo com que o carbureto reaja quimicamente com a água contida na amostra.

O método padrão do teor de umidade é método da estufa DNIT-ME 213/94. Pois a amostra quando ensaiada no laboratório foi submetida a esse tipo de determinação, assim, o controle de campo executado com outro tipo de ensaio que não seja o da estufa deve, necessariamente, ser aferido com a determinação do teor de umidade em estufa. Principalmente os métodos do Speedy e o nuclear. O método da frigideira varia se a amostra possuir uma quantidade expressiva de matéria orgânica. Já o método do álcool isopropílico deve-se aferir devido a qualidade do álcool.

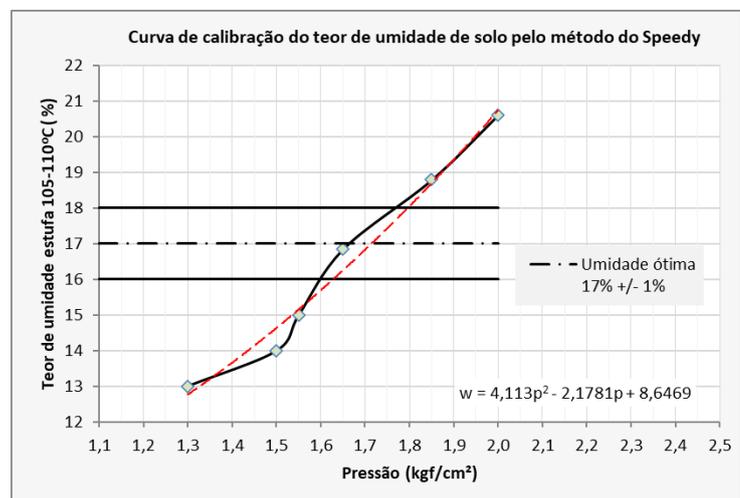
A aferição consiste traçar um gráfico entre o teor de umidade obtido em estufa e o respectivo teor de umidade do processo utilizado, cinco pontos é o suficiente.

Toma-se cinco porções de solos com variações de umidade entre eles possíveis de serem os possíveis de serem encontrados em campo, divide-se cada porção em duas, tendo-se dois lotes. Um lote é submetido a determinação do teor de umidade pela estufa 105 - 110 °C e o outro lote é submetido ao equipamento Speedy (por exemplo). Ao final a Tabela 15 de porcentagens de umidade obtidos na estufa x pressão do manômetro do Speedy traça-se o gráfico (Figura 122).

Tabela 15 - Correlação teor de umidade (%) x pressão do speedy (kgf/cm<sup>2</sup>)

Pressão (kgf/cm <sup>2</sup> )	Umidade (%)
1,30	13,0
1,50	14,0
1,55	15,0
1,65	16,8
1,85	18,8
2,00	20,6

Figura 122 - Curva de calibração de solo do Speedy



Procedimento semelhante deve ser executado para a obtenção da umidade através do emprego do equipamento nuclear. Nesse caso a unidade de medida é o Bequerel, símbolo Bq ao invés de kgf/cm<sup>2</sup> (pressão).

#### 11.4.5 - Método Nuclear

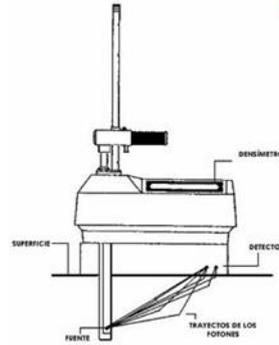
Através desse método pode-se determinar a quantidade de água existente em uma dada porção de amostra de solo. A determinação consiste em medir o gradiente de radiação entre a radiação emitida e a recebida.

O equipamento para esse fim é denominado de Fonte de Radiação Nuclear, e é caracterizado pelo tipo de elemento radioativo, por exemplo: fonte de Césio 137 e/ou fonte de Ameris Berílio. Trata-se de fonte selada. O elemento radioativo responsável pela determinação teor de umidade é o Ameris Berílio.

Figura 123 - Densímetro nuclear



Figura 124 - Esquema de medição



O equipamento é colocado sob a superfície do terreno (Figura 123) a sonda desce a uma profundidade de até 20 cm (ou outra escolhida) (Figura 124) o aparelho é acionado, o operador distancia-se 10 m e após um curto período (segundos) o aparelho efetua a média, em seguida o operador se aproxima e verifica a leitura. Registre-se que, esses tipos de equipamentos trazem banco de dados com registros de um número, relativamente grande, de solos, entretanto, não são solos tropicais. Os tipos de argilos minerais que contêm nos solos tropicais são diferentes dos solos de clima frio e temperado. A necessidade de fazer a curva de calibração prévia do solo em questão, conforme mencionado anteriormente torna-se necessário.

#### 11.4.6 - Outros Métodos

Outro tipo de se determinar a umidade em amostras de solos é o uso de fontes não radioativas, denominadas de *Gauges*. Trata-se de equipamentos semelhantes aos nucleares.

Pode entrar nessa categoria de outros métodos, qualquer tipo de recurso que possibilite a extração de água de amostras de solo, como por exemplo, forno de micro-ondas.

### 11.5 - Controle da Massa Específica Aparente de Campo ( $\gamma$ campo)

Diversos são procedimentos de ensaio para a obtenção da densidade em campo, a saber:

- Cravação de cilindro
- Frasco de Funil areia
- Óleo
- Nuclear
- Outros

#### 11.5.1 - Método de Cravação de Cilindro

Nesse procedimento temos um molde cilíndrico biselado, de 4" de diâmetro, (possibilidade de diâmetros diferentes), e altura para que o volume final seja de aproximadamente 1000 cm<sup>3</sup> (Figura 125). Esse molde é cravado sobre a superfície da camada que foi compactada, em seguida é removido e as faces rasadas, mede-se a massa do conjunto e descontando-se a massa do molde temos a massa de solo compactado. A densidade úmida será a massa de solo úmido dividido pelo volume do molde, e com o teor de umidade obtido com algum procedimento anteriormente descrito temos a densidade seca da camada compactada.

Figura 125 - Cilindros para cravação e haste com guia



A inconveniência desse procedimento é que quando se crava o molde cilíndrico na camada o molde acaba por compactar a porção de solo dentro do molde. Outro inconveniente é que ocorrem distorções no molde que propiciam a alteração de seu volume.

### 11.5.2 - Método do Frasco de Funil-Areia

Compõe esse equipamento um reservatório de plástico com capacidade de 5 litros munido de uma válvula com um cone na extremidade, e uma bandeja quadrada com um furo centro de diâmetro igual ao bocal do funil. O material utilizado é uma areia calibrada, ou seja, de densidade conhecida ( $\gamma_{\text{areia}}$ ).

É um método bastante difundido no controle de densidade de camada de pavimento em campo.

Basicamente, o procedimento consiste em abrir um furo na superfície da camada ser controlada (Figura 126), tomando-se o cuidado de medir a profundidade escavada e registrar a massa do material escavado (Figura 127), assim tem-se a peso de solo úmido escavado do furo ( $P_u$ ). Para a determinação do volume do furo utiliza-se o recurso da areia calibrada ( $\gamma_{\text{areia}}$ ). Verte-se areia dentro do furo de maneira a completá-lo (Figura 128). Conhecendo-se o peso de areia suficiente para preencher o furo e através da densidade conhecida da areia temos o volume do furo.

Figura 126 - Processo de abertura do furo



Figura 127 - Espessura da camada e peso de solo coletada



Figura 128 - Frasco de funil areia apoiado sobre o furo



A operação do ensaio consiste em assentar a bandeja sobre a superfície do terreno, escava-se um furo de diâmetro igual ao furo da bandeja até profundidade de 10 cm 15 cm, conforme espessura da camada. Mede-se o peso de solo úmido escavado ( $P_u$ ). Em seguida mede-se o peso inicial do frasco com areia ( $P_{if}$ ), o frasco é colocado sobre a bandeja de maneira que o funil se encaixe na borda com rebaixo do furo da bandeja, O registro é aberto, a areia vai fluir para dentro do furo até que o fluxo de areia estabilize, em seguida, o registro é fechado. Mede-se o peso final do frasco com areia ( $P_{ff}$ ).

Observe que, o peso de areia que ocupa o volume do cone deve ser conhecido, denominado de peso de areia do cone ( $P_c$ ). Para a sua determinação, deve-se colocar o funil sobre uma bandeja de superfície lisa e plana e abre-se o registro de forma a preencher todo o cone e, em seguida, fecha-se o registro e mede-se o peso de areia do cone ( $P_c$ ).

Para determinação do peso de areia do furo ( $P_{af}$ ) aplica-se a Equação 60.

$$P_{af} = P_{if} - P_{ff} - P_c \quad (60)$$

Onde:  $P_{af}$  = Peso de areia do furo

$P_{if}$  = Peso inicial do funil

$P_{ff}$  = Peso final do funil

$P_c$  = Peso de areia do cone

Para determinação do volume do furo ( $V_f$ ) utiliza-se a densidade da areia conforme Equação (61)

$$V_f = P_{af} / \gamma_{areia} \quad (61)$$

Onde  $V_f$  = volume do furo

$\gamma_{areia}$  = densidade da areia

Por fim, a densidade úmida de campo será o  $P_u$  do furo ( $P_u$ ) dividido pelo ( $V_f$ ) Equação 51, e com o teor de umidade obtido com algum procedimento anteriormente descrito temos a densidade seca ( $\gamma_{campo}$ ) da camada compactada.

$$\gamma_{seca} = P_u / V_f * F_c \quad (51)$$

### 11.5.3 - Método nuclear

Esse procedimento se assemelha bastante ao procedimento de determinação de umidade acima descrito. Entretanto, salienta-se novamente que é necessária a calibração.

### 11.6 - Grau de compactação

O grau de compactação é a relação da densidade de campo ( $\gamma_{campo}$ ) pela densidade de laboratório ( $\gamma_{laboratório}$ ), Equação (52).

$$GC = \frac{\gamma_{campo}}{\gamma_{laboratório}} * 100 \quad (52)$$

### 11.7 - Tratamento estatístico de conformidade para aceitação

A Especificação técnica ET-DE-P00/015 (2005) - Sub-Base ou Base de Solo Arenoso Fino de Comportamento Laterítico - SAFL do DER-SP, apresenta, o teor de umidade, a determinação da massa específica aparente seca, in situ, e o respectivo grau de compactação, a ser realizado a cada 150 m<sup>2</sup> de pista compactada. O procedimento consiste em duas formas:

- Através da comparação direta entre os resultados individuais obtidos com o limite inferior (ou superior) especificada LIE (LSE).
- Com análise estatística unilateral com emprego da Equação 62:

$$X = \bar{X} - KS \geq LIE \quad (62)$$

Onde: X = valor individual determinado,  
 X barra = média aritmética,  
 K = coeficiente tabelado em função do número de amostras (análise de no mínimo 4 e no máximo 10 amostras),  
 S = desvio padrão e,  
 LIE = limite inferior especificado

Ou ainda, com análise estatística bilateral, somado a equação 57 a Equação 63

$$X = \bar{X} + KS < LSE \quad (63)$$

Para as condições de aceitação, tanto para as condições unilaterais como bilateral, aplicam-se as Equações 64 67.

$$\bar{X} - KS \geq LIE \rightarrow \text{aceita} - \text{se o serviço} \quad (64)$$

$$\bar{X} - KS < LIE \rightarrow \text{rejeita} - \text{se o serviço} \quad (65)$$

$$\bar{X} + KS \leq LSE \rightarrow \text{aceita} - \text{se o serviço} \quad (66)$$

$$\bar{X} + KS > LSE \rightarrow \text{rejeita} - \text{se o serviço} \quad (67)$$

A aplicação dessas equações implica na adoção de um fator K, correspondentes ao número N de amostras (Tabela 16).

Tabela 16 - Valores de K

N	K	N	K	N	K
4	0,95	10	0,77	25	0,67
5	0,89	12	0,75	30	0,66
6	0,85	14	0,73	40	0,64
7	0,82	16	0,71	50	0,63
8	0,80	18	0,70	100	0,60
9	0,78	20	0,69	$\infty$	0,52

### 11.8 - Escavação, transporte e compactação

Escavação, carregamento e transporte de solos consistem em operações recorrentes da implantação da via. Através do levantamento topográfico da geometria do terreno, verifica-se a necessidade, em função do projeto, os locais que deverão ocorrer corte de solo e locais de aterro. É comum a ocorrência de não se dispor de solo suficiente na sessão de corte para suprir a sessão de aterro, tornando-se necessário solo de outros locais, nesse caso o local de onde se importa esse solo recebe o nome de caixa de empréstimo. Dentre as 3 atividades, o transporte é a mais onerosa. Caso ocorra corte de solo em excesso, esse material será transportado para um local apropriado denominado de bota fora.

Os serviços referentes a cada etapa: escavação e transporte consistem, normalmente, em medições distintas, sendo essas medições objeto de pagamento. A medição do volume escavado é feita cubicando-se no talude o volume escavado em m<sup>3</sup>, já para o transporte, a medição é feita por momento

de transporte, sendo a unidade volume x km ( $m^3/km$ ) transportado, considerando-se como mínima distância para medição de 10 dam (100 m), conforme Especificação Técnica ET-DE-Q00/002 (2006) - Escavação e carga de material. Entretanto, é comum depararmos com condições em que no custo do transporte já esteja incluso a atividade de escavação.

### 11.8.1 - Empolamento

Empolamento é uma propriedade característica dos solos, que somente é considerada quando da necessidade de transporte de solo. Tem-se como sinônimo de empolamento a expansão volumétrica. O valor é expresso como taxa de empolamento (TE), em porcentagem e a determinação é função da relação entre as densidades naturais e a densidade solta, trataremos nessa apostila a densidade solta como densidade de transporte ( $\gamma_t$ ), Equação 68:

$$TE = \left( \frac{\gamma_n}{\gamma_t} - 1 \right) * 100 \quad (68)$$

Onde: TE = taxa de empolamento (%)  
 $\gamma_n$  = densidade natural ( $g/cm^3$ )  
 $\gamma_t$  = densidade de transporte ( $g/cm^3$ )

O solo nas condições de terreno natural se encontra com um dado volume denominado de volume natural ( $V_n$ ) que, por conseguinte, apresenta densidade denominada de massa específica aparente natural ( $\gamma_n$ ), essa condição é função do seu próprio processo de formação geológica.

Após o seu desmonte, assume, portanto, volume solto, nessa apostila denominado de volume de transporte  $V_t$  maior do que aquele em que se encontrava em seu estado natural  $V_n$  e conseqüentemente, com uma massa específica aparente solta, denominada de massa específica aparente de transporte ( $\gamma_t$ ) correspondente ao material solto, obviamente, menor do que massa específica aparente natural ( $\gamma_n$ ).

Observe-se que a massa de solo no talude de corte é a mesma massa quando ocorre o desmonte. O que muda é o volume da massa de solo, e conseqüentemente, muda a massa específica aparente em que o solo se encontra, assim, pode-se assegurar a igualdade da Equação 69:

$$M = \gamma_n * V_n = \gamma_t * V_t \quad (69)$$

Onde: M = massa úmida de solo (g ou t)  
 $\gamma_n$  = massa específica aparente natural ( $g/cm^3$  ou  $t/m^3$ )<sup>18</sup>  
 $V_n$  = volume no estado natural ( $m^3$ )  
 $\gamma_t$  = massa específica aparente de transporte (ocasionado pelo empolamento) ( $g/cm^3$  ou  $t/m^3$ )  
 $V_t$  = volume de transporte ( $m^3$ )

Somando-se as atividades de escavação e transporte, o espalhamento e compactação<sup>19</sup> do solo como camada de pavimento, pode-se afirmar que, o volume de solo compactado ( $V_c$ ) x a massa específica aparente úmida de campo  $\gamma_u$  iguala-se a M, Equação 70

$$M = \gamma_n * V_n = \gamma_t * V_t = \gamma_u * V_c \quad (70)$$

<sup>18</sup> ( $g/cm^3 = t/m^3$ )  $1,75 g/cm^3 = 1,75 t/m^3$  -  $1 t = 10^6 g$  e  $1 m^3 = 10^6 cm^3$

<sup>19</sup> Salienta-se que a operação de compactação do solo numa dada camada de pavimento não consiste em operação de terraplanagem.

Onde:  $\gamma_u$  = massa específica aparente úmida de campo ( $\text{g/cm}^3$  ou  $\text{t/m}^3$ )

$V_c$  = volume de campo

Exercício resolvido:

Em uma implantação de rodovia estavam executando uma camada de reforço do subleito entre as estacas 421 e 457. O material (solo) escolhido foi o da jazida: Mão Pelada com distância de transporte até a obra de 3.340 km. O solo apresentou massa específica aparente seca aparente =  $1,59 \text{ g/cm}^3$ , umidade ótima = 18,2%, taxa de empolamento TE = 27,5% e massa específica natural ( $\gamma_n$ ) =  $1,10 \text{ g/cm}^3$ . A largura da plataforma de 12 m. A camada de reforço com 40 cm, executada em duas camadas de 20 cm cada. Assumindo-se o custo de escavação R\$ 9,30 para cada  $\text{m}^3$ , custo de transporte de R\$ 3,34  $\text{m}^3/\text{km}$  e o custo de compactação R\$ 9,76  $\text{m}^3$ , determinar o custo final para execução do serviço incluindo todos os custos: escavação, transporte e compactação.

Dados: Jazida Mão Pelada -  $\gamma_n = 1,1 \text{ g/cm}^3$  TE = 27,5%  
 $\gamma_s = 1,59 \text{ g/cm}^3$   $w_{ót} = 18,2\%$   
 $\gamma_u = 1,88 \text{ g/cm}^3$

Resolução:

Determinação do volume de solo necessário da camada compactada:

Extensão = 457 - 421 = 36 estacas  
 = 36 \* 20 m = 720 m  
 Volume = 720 m \* 12 m \* 0,40 m = **3456  $\text{m}^3$**

Determinação da densidade de transporte equação 59

$27,5\% = (1,1/\gamma_t - 1) * 100$   
 $\gamma_t = 0,862 \text{ g/cm}^3$

Volume transportado ( $V_t$ )

$\gamma_u * V_c = \gamma_t * V_t$   
 $V_t = 1,88 * 3456 / 0,862$   
 $V_t = \mathbf{7537 \text{ m}^3}$

Volume de escavação ( $V_n$ )

$\gamma_u * V_c = \gamma_n * V_n$   
 $V_n = 1,88 * 3456 / 1,1$   
 $V_n = \mathbf{5907 \text{ m}^3}$

Determinação do custo das operações: escavação, transporte e compactação (Tabela 17).

Tabela 17 - Determinação do custo

Serviço	Custo unitário		Parâmetros do solo			Volume total	Custo R\$
	R\$	Unidade	Massa esp. ap.				
Escavação	9,30	$\text{m}^3$	$\gamma_{nat}$	1,1	$\text{g/cm}^3$	5907	R\$ 54.935,10
Transporte	3,34	$\text{m}^3/\text{km}$	$\gamma_t$	0,82	$\text{g/cm}^3$	7537	R\$ 84.079,76
Compactação	9,76	$\text{m}^3$	$\gamma_u$	1,88	$\text{g/cm}^3$	3456	R\$ 33.730,56
Distância de transporte = 3,340 km					Total		R\$ 172.745,42

Os custos apresentados no exercício são valores extraídos da Tabela de Preços Unitários Desonerados (TPU\_2021\_09) DER-SP. Na Tabela 18 estão apresentados os códigos, a descrição do serviço, a unidade e o custo referente as três operações: escavação, transporte e compactação.

Tabela 18 - Identificação dos serviços na TPU 2021 09 DER-SP

Código do serviço	Descrição	Unidade	Custo
22.02.01.99	Escavação e carga de material de 1ª e 2ª categoria	m <sup>3</sup>	9,390
22.03.03.99	Transporte de 1/2 categoria até 5 km	m <sup>3</sup>	3,340
37.03.08.99	Compactação para reforço de subleito	m <sup>3</sup>	9,760

**Exercício:**

Em uma implantação de rodovia estão executando a camada de sub-base com solo. O trecho em questão é entre as estacas 657 e 687. Foram analisadas 3 jazidas com potencial de ser utilizada, com os seguintes parâmetros (Tabela abaixo):

Jazida	TE	$\gamma_{nat}$	$\gamma_s$	W ót	Custo de escavação	Distância de transporte
	(%)	(g/cm <sup>3</sup> )	(g/cm <sup>3</sup> )	(%)	(R\$)	(km)
Saruê	31	1,21	1,65	17,8	9,30	3.180
Pau d'água	33	1,18	1,68	16,1	9,55	3.350
Caninana	27	1,16	1,74	13,6	9,40	3.150

A largura da plataforma a ser executada é de 16 m. A camada de sub-base tem espessura de com 40 cm e será executada em duas camadas de 20 cm cada. Assumindo-se para as 3 jazidas o custo de transporte de R\$ 3,55 para cada m<sup>3</sup>/km e o custo de compactação R\$ 9,81 m<sup>3</sup> compactado, determinar qual jazida apresenta o menor custo para execução do serviço de compactação.

Jazida	Serviço	Custo unitário		Parâmetros do solo			Volume total	Custo R\$
		R\$	Unidade	Massa esp. ap.				
Saruê	Escavação		m <sup>3</sup>	$\gamma_{nat}$		g/cm <sup>3</sup>		
	Transporte		m <sup>3</sup> /km	$\gamma_t$		g/cm <sup>3</sup>		
	Compactação		m <sup>3</sup>	$\gamma_u$		g/cm <sup>3</sup>		
Distância de transporte = _____ km							Total	
Pau d'água	Escavação		m <sup>3</sup>	$\gamma_{nat}$		g/cm <sup>3</sup>		
	Transporte		m <sup>3</sup> /km	$\gamma_t$		g/cm <sup>3</sup>		
	Compactação		m <sup>3</sup>	$\gamma_u$		g/cm <sup>3</sup>		
Distância de transporte = _____ km							Total	

Canina na	Escavação		$m^3$	$\gamma_{nat}$		$g/cm^3$		
	Transporte		$m^3/km$	$\gamma_t$		$g/cm^3$		
	Compactação		$m^3$	$\gamma_u$		$g/cm^3$		
Distância de transporte = _____ km							Total	

**CONTROLE DE COMPACTAÇÃO DE CAMADA DE SOLO PELO MÉTODO DO FUNIL E AREIA - Exercício resolvido<sup>20</sup>**

**CONTROLE TECNOLÓGICO DE UMIDADE PELO MÉTODO DA FRIGIDEIRA E DENSIDADE PELO MÉTODO DO FUNIL E AREIA COM ESPECIFICAÇÃO DE ACEITAÇÃO DE SERVIÇO PELO CRITÉRIO ESTATÍSTICO**

	Parâmetros	Especificação		Critério de aceitação	Limites
Solo	$W_{ótima} = 20,5\%$	+ 1% e - 2%		por compactação direta	LIE $\geq$ 18,5% LSE < 21,5%
	$\gamma_s: 1,62 \text{ g/cm}^3$	Espe GC $\geq$ 95%		Análise estatística unilateral	$\bar{X} - KS \geq LIE \geq 95\%$

Estaca	Teor de umidade			
	P.úmido	P.seco	P água	Teor
n.	(g)	(g)	(g)	(%)
234	164,93	135,61	29,32	21,6
235	179,06	146,06	33,00	22,6
236	152,06	123,82	28,24	22,8
237	209,83	175,28	34,55	19,7
238	198,17	165,06	33,11	20,1
239	204,86	171,17	33,69	19,7
240	170,15	142,06	28,09	19,8
241	172,87	142,68	30,19	21,2
242	196,18	163,58	32,60	19,9
243	187,49	155,56	31,93	20,5

Massa esp. aparente da camada de controle								CG
Pu	Ps	Volume do furo						
		Pif (g)	Pff (g)	Paf	Volume furo (cm <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		
1271,02	1054,79	6395,34	4518,92	1082,10	689,24	1,53	0,94	
1262,83	1047,99	6326,33	4508,49	1023,52	651,92	1,61	0,99	
1137,13	943,68	5846,18	4119,92	931,94	593,59	1,59	0,98	
1126,01	940,69	5710,93	3963,78	952,83	606,90	1,55	0,96	
1154,77	961,51	5829,45	4085,71	949,42	604,73	1,59	0,98	
1121,02	936,52	5652,97	3939,69	918,96	585,32	1,60	0,99	
1132,26	945,13	5974,54	4241,07	939,15	598,18	1,58	0,98	
1187,75	979,99	5986,27	4224,29	967,66	616,34	1,59	0,98	
1209,04	1008,37	5908,00	4085,67	1028,01	654,78	1,54	0,95	
1222,98	1014,92	6033,76	4184,19	1055,25	672,13	1,51	0,93	
$\gamma_s$ da areia=					1,57 g/cm <sup>3</sup>	Média ( $\bar{X}$ )		0,97
Pc =					794,32 g	Desvio Padrão (S)		0,0215
						$\bar{X} - KS$		0,95

Para determinação do Ps, não utilizar as umidades que estiverem fora da especificação, para essas estacas utilize a umidade ótima.

Estacas fora da especificação de umidade:	234, 235 e 236	Critério estatístico para o GC Se	(X) aceito	( ) rejeitado
---	----------------	-----------------------------------	------------	---------------

<sup>20</sup> (shift mode (all 3) enter (limpar)/ Mode sd/inserir valores M+/- ao final shift 2 (S-VAR) 1(média) 2(desvio padrão) 3(desvio padrão amostral - adotar esse)

Exercício 1

**CONTROLE TECNOLÓGICO DE UMIDADE PELO MÉTODO DA FRIGIDEIRA E DENSIDADE PELO MÉTODO DO FUNIL E AREIA COM ESPECIFICAÇÃO DE ACEITAÇÃO DE SERVIÇO PELO CRITÉRIO ESTATÍSTICO**

	Parâmetros	Especificação	Critério de aceitação	Limites
<b>Solo</b>	$W_{ótima} = 11,3\%$	+ 1% e - 2%	por compação direta	LIE $\geq$ LSE <
	$\gamma_s: 1,82 \text{ g/cm}^3$	Espe GC $\geq 95\%$	Análise estatística unilateral	$\bar{X} - KS \geq LIE \geq$

Estaca	Teor de umidade			
	P.úmido (g)	P.seco (g)	P água (g)	Teor (%)
125	152,48	135,78		
126	166,61	149,23		
127	139,61	126,99		
128	197,38	175,45		
129	185,72	165,23		
130	192,41	171,34		
131	157,70	143,23		
132	160,42	142,85		
133	183,73	163,75		
134	175,04	155,73		

Massa esp. aparente da camada de controle							CG
Pu (g)	Ps (g)	Volume do furo			$\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		
		Pif (g)	Pff (g)	Paf			
1394,58		8148,49	6175,81				
1386,40		8079,48	6123,20				
1310,69		7599,33	5669,26				
1249,57		7464,08	5628,38				
1278,34		7582,60	5718,61				
1244,59		7406,12	5577,07				
1285,83		7727,69	5818,54				
1311,32		7739,42	5839,89				
1332,60		7661,15	5801,74				
1346,55		7786,91	5867,06				
<b><math>\gamma_s</math> da areia= 1,57 g/cm<sup>3</sup></b>					<i>Média (<math>\bar{X}</math>)</i>		
<b>Pc = 794,32 g</b>					Desvio Padrão (S)		
					$\bar{X} - KS$		

Para determinação do Ps, não utilizar as umidades que estiverem fora da especificação, para essas estacas utilize a umidade ótima.

Estacas fora da especificação de umidade: \_\_\_\_\_ Critério estatístico para o GC Se ( ) aceito ( ) rejeitado

Exercício 2

**CONTROLE TECNOLÓGICO DE UMIDADE PELO MÉTODO DA FRIGIDEIRA E DENSIDADE PELO MÉTODO DO FUNIL E AREIA COM ESPECIFICAÇÃO DE ACEITAÇÃO DE SERVIÇO PELO CRITÉRIO ESTATÍSTICO**

	Parâmetros	Especificação	Critério de aceitação	Limites
Solo	$W_{ótima} = 10,5\%$	+ 1% e - 2%	por comparação direta	LIE ≥    LSE <
	$\gamma_s: 1,95 \text{ g/cm}^3$	Espe GC ≥ 98%	Análise estatística unilateral	$\bar{X} - KS \geq LIE \geq$

Estaca	Teor de umidade				Massa esp. aparente da camada de controle					CG	
	P.úmido	P.seco	P.água	Teor	Pu	Ps	Volume do furo				$\gamma_s \text{ (g/cm}^3\text{)}$
n.	(g)	(g)	(g)	(%)			(g)	(g)	Paf	Volume furo (cm <sup>3</sup> )	
401	69,64	63,14			2005,80		7405,88	5030,20			
402	84,15	77,27			1997,61		7336,87	4924,61			
403	54,39	50,27			1891,91		6856,72	4514,85			
404	117,01	108,04			1880,79		6721,47	4397,25			
405	105,05	96,38			1889,55		6839,99	4510,65			
406	114,30	103,07			1855,80		6663,51	4405,45			
407	76,15	68,36			1867,04		6985,08	4759,76			
408	79,18	71,08			1922,53		6996,81	4725,13			
409	105,06	94,39			1943,82		6918,54	4601,37			
410	95,56	85,70			1957,76		7044,30	4741,66			

Para determinação do Ps, não utilizar as umidades que estiverem fora da especificação, para essas estacas utilize a umidade ótima.

$\gamma_s \text{ da areia} = 1,57 \text{ g/cm}^3$	Média ( $\bar{X}$ )	
$P_c = 794,32 \text{ g}$	Desvio Padrão (S)	
	$\bar{X} - KS$	

Estacas fora da especificação de umidade: \_\_\_\_\_ Critério estatístico para o GC Se ( ) aceito ( ) rejeitado

**ANEXO - I**

**37ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO  
11º ENCONTRO NACIONAL DE CONSERVAÇÃO RODOVIÁRIA  
37ª RAP<sub>v</sub> / 11º ENACOR**

**GOIÂNIA/GO - BRASIL - 08 a 11 de agosto de 2006**

**Local: Centro de Convenções de Goiânia**

**M-MCV SIMPLIFICADO - CÁLCULO DO COEFICIENTE C'  
UMA ABORDAGEM DIDÁTICA**

***Edson de Moura<sup>1</sup>; Walter Canales Sant'Ana<sup>2</sup> & Liedi Bariani Bernucci<sup>1</sup>***

---

<sup>1</sup> PTR-EPUSP  
Av. Prof. Almeida Prado trav.2 – Cidade Universitária - 05508-900 São Paulo SP  
Tel: (011) 3091-5485 ou 3091-5213  
Fax: (011) 3091-5716  
[edmoura@usp.br](mailto:edmoura@usp.br); [liedi@usp.br](mailto:liedi@usp.br)

<sup>2</sup> UEMA / PTR-EPUSP  
Cidade Universitária Paulo VI – Tirirical – 65055-310 São LuísMA  
[waltersantana@cct.uema.br](mailto:waltersantana@cct.uema.br)  
FACULDADE DE TECNOLOGIA DE SÃO PAULO  
Departamento de Transportes e Obras de Terra

## RESUMO

Dentre os vários ensaios que compõe a metodologia MCT – Miniatura Compactado Tropical, o ensaio M-MCV, baseado no original de Parsons, propicia o cálculo de vários parâmetros com os quais classificam-se os solos tropicais, especialmente com a finalidade de uso em camadas compactadas de pavimentos. O parâmetro  $c'$  da classificação MCT corresponde a uma avaliação da graduação combinada com a coesão, e o parâmetro  $e'$  a uma avaliação do caráter ou comportamento laterítico. Na idealização do ensaio foi utilizada a sequência de golpes de Parsons, que constitui duas progressões geométricas intercaladas, de acordo com a norma DNER ME-258/94. O  $c'$  é o coeficiente angular da curva de deformabilidade que define o MCV mais próximo ao golpe de número 10. Este trabalho discute o procedimento apresentado por Nogami e Villibor (2003), denominado de **método simplificado** para determinação do coeficiente  $c'$ , que se baseia em uma sequência de golpes diferente da Parsons, simplificando a operação do ensaio e apresentando outro modo de se obter o  $c'$ . Na nova conceituação, o critério de parada dos golpes de soquete é quando a diferença de leituras consecutivas, correspondentes a um número de golpes pré-determinado, for inferior a 0,05mm/golpe. Essa nova sequência propicia um menor número de golpes aplicados no corpo-de-prova. Este trabalho é endereçado aos que se iniciam na MCT ou mesmo nesse novo método, pois busca de forma simples e objetiva mostrar seus passos e explicar o significado e obtenção detalhada dos coeficientes para classificação dos solos pela MCT. Apresenta-se ainda a sequência completa, pelo método simplificado, para classificação de três solos: LA', LG' e NA'.

**PALAVRAS-CHAVE:** MCT, Mini-MCV, Solos Lateríticos, pavimentos

## ABSTRACT

Among several tests concerning MCT methodology – Miniature Compacted Tropical, the M-MCT test, based on the Parsons original experiment, provides the calculation of several parameters that classify tropical soils, specially aiming at the use of the results in compacted layers of pavements. The parameter  $c'$  of MCT classification is related to the evaluation of the soil granulation combined with cohesion, and the parameter  $e'$  to the evaluation of lateritic character or behaviour. For this test it was employed the Parsons sequence blows, which consists on two interspersed geometric progressions, according to DNER ME-258/94.  $C'$  is the angular coefficient from the deformability curve that defines the MCV nearest to the tenth blow. This work discusses the procedure presented by Nogami and Villibor (2003), called simplified method to obtain  $c'$  coefficient, which is based on a different blow sequence from Parsons, simplifying the test operation and presenting another way to obtain this coefficient. In the new concept, the criterion for stopping the blows is when the difference between two consecutive measurements, corresponding to a predetermined number of blows, is lower than 0,05mm/blow. This new sequence provides a less number of blows applied to the specimens. This work may be suitable for the MCT beginners or even those who is interested in this new method, since it looks for a simple and objective manner of showing its steps and for an explanation of the meaning and calculation of the coefficients and parameters of MCT soil classification. It is also presented a full procedure, according to the simplified method, to classify three kinds of soils: LA', LG', NA'.

**KEY-WORDS:** MCT, Mini-MCV, Lateritic soils, pavements.

## INTRODUÇÃO

A classificação dos solos através de propriedades índices tornou-se uma prática no meio rodoviário, destacando-se a classificação rodoviária utilizada extensivamente por todos os técnicos que atuam em projetos e obras rodoviárias. No entanto, as classificações utilizadas foram desenvolvidas em países de climas temperados e, assim, tomam como base o comportamento dos solos que se desenvolveram naquelas regiões. Vários casos foram constatados ao longo dos últimos 50 anos nos quais as classificações de solos inferem o comportamento geotécnico real de solos tropicais, formados sob atuação de clima quente e úmido.

Os professores Nogami e Villibor, em 1981, apresentaram a metodologia MCT (Miniatura, Compactado e Tropical) aplicada às finalidades rodoviárias, aos solos tropicais e para a minimização de quantidades de materiais e tempos despendidos nos ensaios tradicionais [1].

Apesar de conhecida ou normalizada por alguns órgãos rodoviários brasileiros, pode-se dizer que ela ainda não está totalmente disseminada, por motivos que podem ser:

- a simples resistência à mudança, visto que a classificação rodoviária, além de muito conhecida pela comunidade técnica rodoviária, utiliza-se de ensaios e equipamentos simples;
- falta de conhecimento de alguns órgãos rodoviários ou universidades brasileiras da existência de classificação para solos tropicais;
- aplicação da metodologia aos solos finos, mais de 90% devem passar na peneira de 2,0 mm;
- maior complexidade na realização dos ensaios e obtenção dos resultados em relação às práticas já existentes, sendo talvez este o maior obstáculo.

Este trabalho trata, portanto, de contribuir para o esclarecimento de alguns tópicos práticos que possam se encontrar ainda não esclarecidos e ainda reforçar as últimas simplificações introduzidas [2] de maneira a facilitar a execução dos ensaios e a obtenção e entendimento de seus resultados.

## A METODOLOGIA MCT

### Definições

Em linhas gerais a metodologia MCT:

- a) considera menores quantidades de solos para ensaios, utilizando corpos-de-prova miniatura com 50 mm de diâmetro (M);
- b) classifica os solos na condição que serão solicitados nas camadas de pavimento, ou seja, compactados (C);
- c) prioriza para classificar as peculiaridades dos solos das regiões tropicais (T).

Entende-se por solos tropicais aqueles que apresentam peculiaridades de propriedades e de comportamento em relação aos solos não-tropicais, em função da atuação de processos geológicos e/ou pedológicos, típicos das regiões tropicais úmidas. Os solos tropicais dividem-se em lateríticos e saprolíticos [3].

Os solos lateríticos são entendidos como aqueles que pertencem principalmente ao horizonte B de perfis bem drenados, desenvolvidos sob atuação de clima tropical úmido. A sua fração argila é constituída essencialmente de argilo-minerais do grupo das caulinitas e de óxidos hidratados de ferro e/ou alumínio, formando esses componentes, estruturas porosas e agregações altamente estáveis. Já os solos saprolíticos resultam da decomposição “in situ” da rocha, mantendo de maneira nítida sua estrutura [3].

Os solos lateríticos apresentam notadamente uma irreversibilidade parcial ou total adquirida de propriedade após perda de água, ou seja, seu comportamento é pouco afetado quando novamente submetido à ação d'água [4], são solos que apesar de plásticos, não expandem ou expandem pouco em presença de água.

No passado foi bastante utilizada a relação sílica-sesquióxidos ( $SiO_2 / Al_2O_3 + Fe_2O_3 < 2,0$ ) como parâmetro definidor de solos lateríticos. Porém, alguns solos não-lateríticos também podem apresentar valores nessa faixa, o que somado ao excesso de regentes para realização do ensaio não tem tornado prática sua utilização [1].

### Ensaio da Metodologia MCT

Vários são os ensaios compreendidos pela metodologia MCT, sendo que neste trabalho serão enfocados aqueles necessários para a classificação do solo.

Os ensaios da MCT podem ser resumidos conforme o Tabela 1.

**Tabela 1** – Resumo dos ensaios MCT, Nogami & Villibor (1995)

OBJETIVO	ENSAIO	DESCRIÇÃO
Classificação do Solo	Mini-MCV	- Preparo de cp's com teores de umidade diferentes, compactados em uma única face, segundo uma determinada série de golpes (Parsons ou Simplificada) - Traçado das curvas de compactação e deformabilidade para obtenção dos coeficientes $d'$ e $c'$ , sendo $d'$ utilizado para o cálculo do $e'$ .

	<b>Perda de água por imersão</b>	- Imersão dos cp's obtidos no ensaio mini-MCV para obter o coeficiente <b>PI</b> parâmetro utilizado para o cálculo do $e'$ .
<b>Compactação (Densidade máx. e hót.)</b>	<b>Mini-Proctor</b>	- Preparo de corpos-de-prova com 5 teores de umidade (utilizando energia normal, intermediária ou modificada). Esta etapa é geralmente utilizada para a preparação de cp's para ensaios de mini-CBR, contração, sorção e permeabilidade, pois se utiliza o mesmo procedimento. Os corpos-de-prova possuem diâmetro de 50,0mm e altura de 50 mm +/- 1,0mm - Traçado da curva de compactação para obtenção do $\gamma_{s,max}$ e $h_{ót}$ .
<b>Capacidade de Suporte</b>	<b>Mini-CBR</b>	- Cp's preparados no ensaio mini-Proctor, com 5 teores de umidade - Imersão por 24 horas dos cp's (Mini-CBR <sub>imerso</sub> ). Mede-se a altura do cp antes e após a imersão para obtenção da <b>expansão</b> (axial em %) - Separar outra série de cp's (Mini-CBR <sub>sem imersão</sub> ) - Levar as duas séries de cp's para a prensa onde será procedida a penetração do pistão padrão (diâmetro de 16,0 mm) à velocidade constante. - Traçado das curvas tensão x penetração e obtenção do <b>Mini-CBR</b>
<b>Suscetibilidade ao Trincamento</b>	<b>Contração</b>	- Cp's preparados no ensaio mini-Proctor, com 5 teores de umidade - Levá-los aos suportes com extensômetro, para perda de umidade até sua constância de massa. - Medir periodicamente a variação de altura dos corpos-de-prova. - Obtenção da <b>contração</b> (axial em %).
<b>Suscetibilidade à infiltração de água sem carga hidrostática</b>	<b>Sorção (Infiltrabilidade)</b>	- Levar os cp's preparados no ensaio mini-Proctor, com 5 teores de umidade às bases com pedra porosa - Medir periodicamente a variação da frente úmida - Traçado das curvas vazão de infiltração x (raiz do tempo) e obtenção do <b>coeficiente de sorção</b>
<b>Suscetibilidade à percolação de água com carga hidrostática</b>	<b>Permeabilidade</b>	- Cp's preparados no ensaio mini-Proctor, com 5 teores de umidade - Saturação dos corpos-de-prova - Levá-los às bases c/ pedra porosa e ligá-los aos permeâmetros de carga variável - Medir periodicamente a variação no permeâmetro - Traçar as curvas de altura de nível d'água na bureta x tempo - Obtenção do <b>coeficiente de permeabilidade</b>

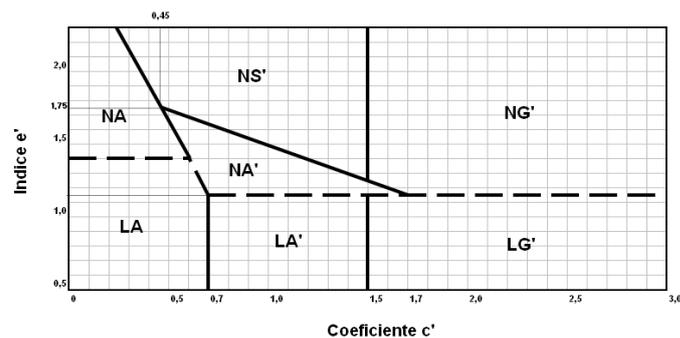
É comum confundir MCT (miniatura, compactado, tropical), que é toda a metodologia, com M-MCV, do ensaio Mini-MCV (miniature *moisture condition value*), que é um dos ensaios que compõem a metodologia, como visto no quadro 1.

### A Classificação MCT

A classificação MCT considera que os solos tropicais se encontram separados em 2 grandes grupos: os de comportamento laterítico e os de comportamento não-laterítico, designados pelas letras L (Laterítico) e N (Não-Laterítico), respectivamente. A segunda letra que define o tipo de solo está relacionada à fração granulométrica predominante, ou seja, A (Areia), A' (Arenoso), S' (Siltoso) ou G' (Argiloso).

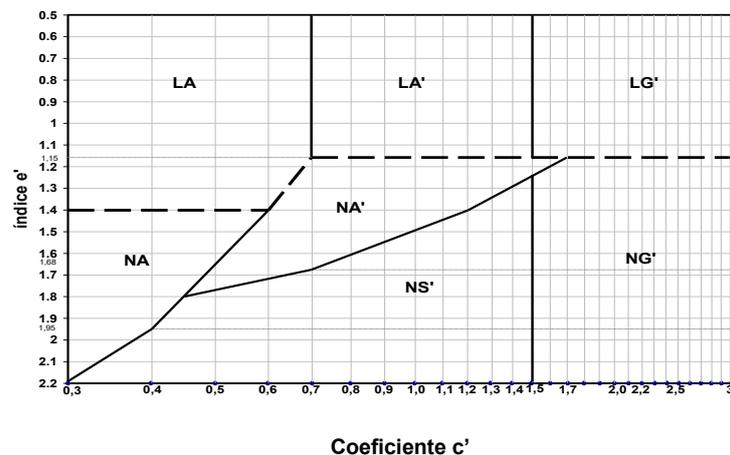
A definição dos sub-grupos MCT depende de coeficientes obtidos nos ensaios mini-MCV ( $c'$ ,  $d'$ ) e Perda de Massa por Imersão ( $Pi$ ). Com  $d'$  e  $Pi$  obtém-se o índice  $e' = \left( \sqrt[3]{\frac{20}{d'} + \frac{Pi}{100}} \right)$ . Finalmente, com  $c'$  e  $e'$  entra-se no gráfico que define

o sub-grupo MCT (Figura 1). Os procedimentos para obtenção dos coeficientes serão detalhados na seqüência do trabalho.



**Figura 1** – Gráfico para classificação MCT

Uma alteração de caráter visual proposta por Nogami e Villibor (2003) no gráfico da Figura 1 é a modificação do do eixo do índice  $e'$  agora decrescente, o que proporciona o posicionamento das classes solos lateríticos sobre os não-lateríticos, assemelhando-se ao que ocorre nos perfis geotécnicos (Figura 2).



**Figura 2** – Novo gráfico para classificação MCT proposto por Nogami e Villibor (2003)

## ENSAIO M-MCV

### Preparo da amostra para o ensaio de M-MCV

As amostras devem ser preparadas conforme descrito no item 7 da norma DNER-ME 258/94. Recomenda-se nessa norma que as porções tenham umidades sucessivamente crescentes (5 pontos) com espaçamentos diferentes conforme a natureza do solo e que sejam preparadas com antecedência de 24 horas ao ensaio. Trata-se de uma tarefa de difícil realização para laboratorista com pouca experiência. Uma maneira de minimizar eventuais erros nessa etapa é a pesagem da massa de água a ser adicionada à amostra seca, uma vez que a porção de solo é pequena (300g), se comparada com ensaios tradicionais de compactação.

As umidades das cinco porções de solo a serem preparadas devem necessariamente estar compreendidas dentro dos limites normalmente utilizados para a curva de compactação. O primeiro ponto, o mais seco, quando firmemente comprimido com a mão, deve ser capaz de formar torrão e, facilmente, ser esfarelado. No outro extremo, tem-se o quinto ponto, o mais úmido, quando a amostra umedecida não deve manchar a mão (em demasia).

#### Compactação

Os moldes metálicos, de 50 mm de diâmetro interno e 130 mm de altura, devem apresentar uma superfície interna lisa sem irregularidades localizadas. É necessário que estejam limpos e com uma fina camada de vaselina com finalidade lubrificante, para que, ao se extrair o corpo-de-prova, esse não sofra alterações devido ao atrito com a parede interna do molde cilíndrico. A vaselina deve ser passada com um pincel e o excesso deve ser removido com um papel ou pano.

Outro cuidado a ser tomado é a utilização de anéis de vedação, um no topo da amostra e outro na base, pois, impede que na compactação ocorra extrusão de material entre a parede interna do molde e a parede lateral da base do soquete. A não utilização do anel faz com que parte da energia de compactação seja dissipada no atrito entre a base do soquete e o molde, além de desgastar consideravelmente o equipamento. O anel mais indicado é o de seção triangular, em aço inoxidável, de maneira que um dos catetos do anel fique em contato com a parede do molde e o outro cateto com a base do equipamento (parte inferior) ou do soquete (superior).

Antes de uma jornada de trabalho deve-se aferir o aparelho de compactação conforme descrito no item 5 da norma DNER-ME 258/94. Essa aferição resulta numa constante que permite determinar a altura do corpo-de-prova em qualquer estágio de compactação, através da leitura do extensômetro subtraída desta constante.

Para iniciar a compactação, toma-se o molde metálico cilíndrico, ajusta-se o anel de vedação na parte inferior com a parte chanfrada para cima, colocando o conjunto sobre a base fixa do aparelho, já estando sobre a mesma um disco de polietileno (plástico). Um par de suportes “meia cana” adjacentes à base fixa suportam inicialmente o molde. Posicionado o molde, coloca-se 200g de massa úmida (anteriormente preparada) com auxílio de funil, sendo que essa porção de solo deve ser levemente acomodada dentro do molde, com uma haste fina, de maneira que não existam perdas ao se tirar o funil.

Iniciada a compactação, após o primeiro golpe, devem ser removidos os suportes em “meia-cana” e o molde deve ser deslocado com as mãos, aproximadamente, 4cm para baixo, deslizando pela base fixa. Nessa condição, para os golpes subsequentes, a distribuição da energia no corpo-de-prova será mais eficiente.

São dois procedimentos de compactação para a determinação da classificação dos solos. Na concepção da metodologia, a sequência de golpes utilizada foi a Parsons, denominando-se o ensaio de *M-MCV convencional*. O outro procedimento de compactação para classificação dos solos, apresentado em [2], adotou uma nova sequência de golpes denominando-se o ensaio, de *M-MCV simplificado*. Neste trabalho, os autores optaram por abordar somente o procedimento referente à nova sequência de golpes.

A sequência de golpes é: 2, 4, 6, 10, 20, 40, 60, 80, 100, ....., e, como mencionado anteriormente, os golpes são acumulativos, ou seja, aplicam-se inicialmente dois golpes e efetua-se a leitura referente ao 2º golpe. Na sequência dá-se mais dois golpes efetuando-se a leitura referente ao 4º golpe. Aplicam-se mais dois golpes e faz-se a leitura referente ao 6º golpe e assim por diante.

O critério de parada da compactação diferencia-se bastante do método M-MCV convencional (série de Parsons). Cessa-se a compactação quando a diferença entre duas leituras consecutivas for inferior a 0,05 mm vezes o número de golpes entre essas duas leituras. Por exemplo, cessa-se a compactação no sexto golpe se a diferença de leituras após o sexto golpe e aquela efetuada após o quarto golpe for igual ou inferior a 0,1mm ( $2 \times 0,05\text{mm}$ ). Outro fator para cessar a compactação é quando houver exsudação d'água.

## Curvas de Deformabilidade

De posse das leituras (alturas) referentes aos cinco corpos-de-prova, determinam-se os valores de  $A_n$ . Toma-se como referência a última leitura (altura) correspondente ao último golpe acumulado aplicado no corpo-de-prova. A partir dela são subtraídas cada uma das leituras anteriores, obtendo-se um  $A_n$  para cada golpe da sequência simplificada.

$$A_n = L_f - L_i,$$

onde:  $A_n$  = diferença de leituras/alturas  
 $L_f$  = leitura final (último golpe)  
 $L_i$  = leitura correspondente ao golpe  $i$  (golpes anteriores)

As curvas de deformabilidade são obtidas através da união dos pontos plotados em gráfico mono-log, onde o eixo das abcissas (escala logarítmica) corresponde ao número de golpes e o eixo das ordenadas corresponde ao  $A_n$  (escala linear). Quando essas curvas cruzam uma reta de equação  $A_n = 2,00$  mm paralela às abcissas, diz-se que o solo (naquela umidade) definiu Mini-MCV. Para se determinar o valor de Mini-MCV nesta situação aplica-se a fórmula:  $\text{Mini-MCV} = 10 \log(n)$ , onde  $n$  é o número de golpes correspondente à interseção da curva de deformabilidade com a reta definida por  $A_n = 2,00$  mm.

## Obtenção e significado do coeficiente $c'$

É obtido a partir da curva de deformabilidade que define o Mini-MCV mais próximo de 10, ou seja, a curva cuja projeção da interseção com a reta de equação  $A_n = 2$  mm no eixo de abcissas é mais próxima de 10. Definida esta curva, unem-se seus pontos de interseção com  $A_n = 2$  mm e  $A_n = 7$  mm, formando uma reta da qual se extrai o coeficiente angular que é o próprio coeficiente  $c'$ . Figuras 04, 05 e 06.

O coeficiente  $c'$  indica uma combinação da graduação com a coesão, expressa por uma deformabilidade, traduzindo o efeito da granulometria e da coesão do solo observado na compactação e não a distribuição granulométrica propriamente dita determinada em ensaio granulométrico por peneiramento e sedimentação.

Observe-se que as leituras de um solo argiloso apresentam um gradiente entre elas relativamente alto se comparado com um material arenoso (granular), logo, os valores de  $A_n$  (diferenças entre as leituras) para um solo argiloso apresentam-se superiores aos valores de  $A_n$  para os solos arenosos. As curvas de deformabilidade de solos argilosos são mais verticais que as curvas dos solos arenosos e por conseguinte das areias. Deduz-se que o coeficiente  $c'$  das argilas são elevados com valores superiores a 1,5 (retas muito inclinadas), já para as areias ou siltes não coesivos costumam ser inferiores a 1,0. Denota-se, portanto, a potencialidade de compressão dos materiais.

## Curvas de compactação

Com as leituras medidas para cada estágio da série de golpes (2, 4, 6, 10, 20, 40...) obtém-se as alturas correspondentes dos corpos-de-prova e daí os seus volumes. Assim, calculam-se as massas específicas aparentes secas (massa de solo seco/ volume do corpo-de-prova) para cada estágio da série de golpes em todas as umidades de compactação.

Assim são construídas as curvas de compactação para cada série de golpes (2,4,6,10,20,40...), que podem apresentar os seguintes formatos (Nogami e Villibor, 1995):

- picos bem acentuados e ramo seco retilíneo de inclinação acentuada, caracterizando as areias argilosas bem graduadas. A inclinação do ramo seco será ainda mais acentuada se a argila presente for de natureza laterítica;
- picos bem acentuados e ramo seco retilíneo de inclinação menos acentuada, caracterizando as argilas lateríticas;
- picos pouco acentuados e ramo seco com algum encurvamento, característicos de siltes saprolíticos e areias pouco ou não coesivas.

## Obtenção e significado do coeficiente $d'$

Entre as curvas de compactação desenhadas, o cálculo do coeficiente  $d'$  é baseado na curva referente ao golpe 10, pois esta melhor representa as condições de compactação no campo. Calcula-se a inclinação da reta que une dois valores de densidade, localizados no ramo seco da curva de compactação, nas proximidades da massa específica aparente seca máximo. Utiliza-se a umidade em % e a massa específica em  $\text{kg/m}^3$  para facilitar o cálculo do coeficiente  $e'$  que será visto adiante. Figuras 04, 05 e 06.

O coeficiente  $d'$  é um indicativo do comportamento laterítico do solo. Os solos de comportamento laterítico apresentam micro-estrutura em forma de “pipoca” que facilitam um ganho elevado de densificação, no ramo seco da curva de compactação, se comparado com solos que não são de comportamento laterítico [6].

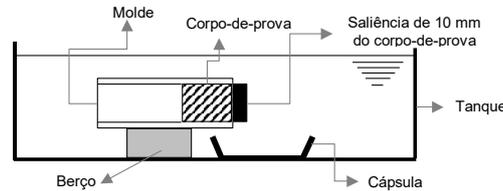
No ramo seco de uma curva de compactação, o ganho de densidade de um solo de comportamento laterítico entre o ponto mais seco (primeiro) e o segundo ponto (+ 2% ou 3% de umidade) é tanto mais elevado quanto mais evidente o comportamento laterítico. Já nos solos de comportamento não laterítico, o ganho de densidade é relativamente baixo (solos silteosos,  $d' < 5$ , argilas  $d' < 10$ , em geral). Observe-se que os pontos tomados para cálculo devem estar localizados próximos da densidade máxima [6].

## Pi – Perda de Massa por Imersão

Este ensaio, especificado na norma DNER-ME 256/94, verifica a “estabilidade” que o solo apresenta em presença de água, depois de compactado. O ensaio tem a finalidade de acentuar a diferença entre um solo laterítico e não-laterítico quando existem semelhanças no ramo seco da curva de compactação ( $d'$ ) [6]. Sabe-se que os solos lateríticos que possuem coesão em presença d'água apresentam valores de  $P_i$  baixos, muitas vezes chegando a 0%. Sabe-se também que solos que não possuem coesão ou possuem baixa coesão podem apresentar valores de  $P_i$  elevados, chegando até na ordem de 300%. Apesar deste ensaio ser bastante afetado pela coesão que o solo possui, este ensaio não tem a propriedade de medir a coesão dos solos. O importante é a manutenção da coesão em presença de água que é avaliada neste caso.

O procedimento do ensaio se dá após o término da compactação, quando os moldes com os corpos-de-prova devem ficar em repouso por 2 horas com o objetivo de estabilização das tensões internas ao corpo-de-prova geradas com a compactação. Durante esse período, os moldes devem ser cobertos com um pano úmido para se evitar a perda de umidade de compactação dos corpos-de-prova. Em seguida, retiram-se os discos de polietileno e os anéis de cada molde e com um calço de madeira (diâmetro em torno de 48 – 49 mm e altura na ordem de 90 mm), deslocam-se 10 mm do corpo-de-prova para fora do molde. Normalmente para esta operação nos pontos de compactação mais secos se faz necessário o uso do extrator acoplado ao equipamento de compactação, devido à elevada resistência ao atrito que o solo oferece em contato com a parede interna do molde. Qualquer uma das faces do corpo-de-prova pode ser escolhida para ficar com a saliência de 10mm em relação ao molde, pois com o processo de compactação adotado, explicado anteriormente, em que o molde fica “flutuante”, o corpo-de-prova recebe energia praticamente igual em ambas as faces.

Em um recipiente estanque com dimensões apropriadas para alojar os cinco moldes (um para cada ponto da compactação) juntamente com cinco cápsulas, devem-se dispor os moldes deitados na horizontal e apoiados em berços conforme croqui apresentado na Figura 3 com cerca de 20 a 30 mm de altura, podendo esses berços ser de maneira e que a saliência de 10mm fique posicionada sobre cápsula para coleta do material que se desprender.



**Figura 3 - Esquema do tanque para determinação do Pi**

Conforme os procedimentos da norma DNER-ME 256/94, após o posicionamento de moldes e cápsulas, o tanque deve ser inundado de água gradualmente de maneira que esta não entre em contato com os solos deslocados de modo brusco, o que poderia causar erros no ensaio, principalmente de solos com características siltosas.

Recomenda-se que se faça um croqui de como ocorreu a perda de massa, tanto da porção remanescente no molde como também a parte precipitada na cápsula. Para esta deve ficar claro se o solo “esfarelou”, se caiu em pedaços ou num único bloco. Este último caso implicará na adoção de um fator de redução ( $Fr = 0,5$ ) no cálculo de Pi, minimizando o seu efeito no cálculo de  $e'$ , pois provavelmente no deslocamento do corpo-de-prova ocorreram fissuras que propiciaram a perda em um único bloco. Nos outros casos adota-se  $Fr = 1,0$ .

O Pi  $\left( \left( \frac{M_{sd}}{M_{ss}} \times 100 \right) \times Fr \right)$  é a relação percentual entre a massa seca despreendida e a massa seca saliente. A massa seca despreendida ( $M_{sd}$ ) é obtida diretamente da massa resultante na cápsula após a secagem em estufa a 105°C-110°C. A massa seca saliente ( $M_{ss}$ ) é obtida através da relação proporcional entre massa total seca do corpo-de-prova ( $M_s$ ) e o volume total (área da base x altura final do corpo-de-prova) e massa seca saliente e o volume saliente (área da base x 10mm). Dessa relação resulta a expressão: 
$$M_{SS} = \frac{M_s \times A_b \times 10}{A_b \times h_f}$$

No caso de solos siltosos, pode-se ter valores de Pi superiores a 300%, bastando que a quantidade de massa despreendida seja o triplo da massa seca da saliência de 10 mm.

Os Pi's obtidos para cada ponto de compactação são plotados no mesmo gráfico da curva de deformabilidade (Pi como eixo de ordenadas secundário), sendo que os valores correspondentes de abcissas (número de golpes) são determinados onde a curva de deformabilidade respectiva definiu o mini-MCV mais próximo de 10. Traça-se a curva Pi. Figuras 04, 05 e 06.

O valor Pi usado na classificação do solo é aquele definido pela interseção da curva Pi com a reta do golpe 10 ou golpe 32. A reta do golpe 10 é usada quando o corpo-de-prova compactado apresenta baixa densidade (altura final do corpo-de-prova correspondente ao teor ótimo de umidade ou o ponto mais próximo é igual ou superior a 48,00 mm), e a reta do golpe 32 quando o solo apresenta alta densidade (idem, inferior a 48,00mm). Figuras 04, 05 e 06.

#### Obtenção e significado do coeficiente $e'$

Quanto ao coeficiente  $e'$  = observe-se  $\left( \sqrt[3]{\frac{20}{d'} + \frac{Pi}{100}} \right)$  que para solos de comportamento laterítico os valores de  $d'$  são relativamente altos e os valores de Pi baixos, o que resulta em valores de  $e'$  baixos. Já para solos de comportamento não-laterítico tem-se o oposto, valores de  $d'$  baixos e valores de Pi elevados, o que dá um resultado de  $e'$  alto.

O fato de se empregar a raiz cúbica da somatória algébrica de  $d'$  e Pi está ligado a um ajuste visual do tamanho das áreas correspondentes aos solos lateríticos e não-lateríticos no gráfico de classificação (Figuras 1 e 2), objetivando-se que tenham a mesma proporção. Caso fosse utilizada a raiz quadrada, por exemplo, a área gráfica ocupada pelos solos não-lateríticos seria muito maior, o que poderia dar uma falsa impressão de potencialidade das ocorrências.

### Classificação do solo

Com a obtenção dos coeficientes  $c'$  e  $e'$  para o solo ensaiado, utiliza-se o gráfico da Figura 2 (proposto em [2]) para determinar sua classificação MCT. Nos exemplos mostrados nas Figuras 4, 5 e 6 são classificados 3 tipos de solos de modo detalhado para que se possam dirimir dúvidas ainda existentes sobre os procedimentos descritos.

## Comentários Finais

Os ensaios da metodologia MCT (Tabela 1), se comparados aos ensaios convencionais de solos, apresentam um certo grau de complexidade tanto em sua realização como também em sua interpretação. Assim, os autores deste trabalho buscam familiarizar os iniciantes da MCT incentivando-os à leitura de trabalhos publicados anteriormente e à prática na realização dos ensaios para que possa compreender melhor os conceitos da metodologia .

## Agradecimentos

À CAPES pela bolsa de doutorado concedida ao 2º autor do trabalho.

## Referências Bibliográficas

- [1] Bernucci, L.L.B. Considerações sobre o Dimensionamento de Pavimentos utilizando Solos Lateríticos para Rodovias de Baixo Volume de Tráfego. Tese de Doutorado apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1995.
- [2] Nogami, J.S., Villibor, D.F. Modificações Recentes na Classificação MCT. 34ª Reunião Anual de Pavimentação. Associação Brasileira de Pavimentação. Campinas, 2003.
- [3] Committee on Tropical Soils of ISSMFE Peculiarities of Geotechnical Behaviour of Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Progress Report, 1982-1985, chapter 4.2.4, ABMS, São Paulo, 1985.
- [4] Godoy, H.; Bernucci, L.B. O Método das Pastilhas na Compreensão das Propriedades Geotécnicas Básicas dos Solos: Um Recurso Didático. XVI Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, Natal, 2002
- [5] Silva Jr, S.I. Estudo do Tratamento Antipó para Vias de Baixo Volume de Tráfego. Dissertação de Mestrado apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2005
- [6] Nogami, J.S.; Villibor, D.F. Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos. Editora Vilibor, São Paulo, 1995.

**ENSAIO DE CLASSIFICAÇÃO M-MCV - SIMPLIFICADO**

Solo:		33267		Complemento:		K=		43,42 + 50 =		93,42		Identific. Táctil-Visual:		Data	
Massa do cp =		200 g		Laboratorista:											
Saco	S + Ag	300	+45	S + Ag	300	+40	S + Ag	300	+35	S + Ag	300	+30	S + Ag	300	+25
	Molde	A 08	Molde	P 09	Molde	N 06	Molde	C 02	Molde	P 04					
Golpes	Leit.	An	Dens.	Leit.	An	Dens.	Leit.	An	Dens.	Leit.	An	Dens.	Leit.	An	Dens.
(n)	(mm)	(mm)	(g/cm <sup>3</sup> )	(mm)	(mm)	(g/cm <sup>3</sup> )	(mm)	(mm)	(g/cm <sup>3</sup> )	(mm)	(mm)	(g/cm <sup>3</sup> )	(mm)	(mm)	(g/cm <sup>3</sup> )
0	16,26	27,52	1,15	17,50	27,56	1,18	13,66	32,48	1,14	9,54	36,63	1,10	11,90	33,5	1,14
2	39,03	4,75	1,63	35,00	10,06	1,53	31,67	14,47	1,47	25,25	20,92	1,35	25,18	20,2	1,36
4	43,27	0,51	1,76	40,51	4,55	1,69	36,62	9,52	1,60	30,45	15,72	1,47	30,00	15,4	1,46
6	43,58	0,20	1,77	43,07	1,99	1,78	39,50	6,64	1,68	33,64	12,53	1,54	32,85	12,5	1,53
10	43,78	0,00	1,78	44,94	0,12	1,85	42,78	3,36	1,79	36,72	9,45	1,63	36,20	9,2	1,62
20				45,06	0,00	1,85	45,30	0,84	1,88	41,03	5,14	1,76	40,24	5,1	1,75
40							46,14	0,00	1,92	44,45	1,72	1,89	43,44	1,9	1,86
60										45,52	0,65	1,93	44,66	0,7	1,90
80										46,17	0,00	1,95	45,36	0,0	1,93
	Um.méd.(%)	15,4	Um.méd.(%)	14,0	Um.méd.(%)	12,5	Um.méd.(%)	10,5	Um.méd.(%)	9,9					
M-MCV	nº golpes	2,2	nº golpes	6,0	nº golpes	13,0	nº golpes	40,0	nº golpes	60,0					
	Mini-MCV	3,4	Mini-MCV	7,8	Mini-MCV	11,1	Mini-MCV	16,0	Mini-MCV	40,0					
w <sub>L</sub> (%)	Ms + Tara (g)	62,85	Ms + Tara (g)	61,56	Ms + Tara (g)	56,18	Ms + Tara (g)	56,37	Ms + Tara (g)	59,38					
	Tara (g)	26,48	Tara (g)	25,89	Tara (g)	23,82	Tara (g)	25,8	Tara (g)	23,91					
	Ms despr.(g)	36,37	Ms despr.(g)	35,67	Ms despr.(g)	32,36	Ms despr.(g)	30,57	Ms despr.(g)	35,47					
	PI (%)	104,17	PI (%)	98,33	PI (%)	86,06	PI (%)	79,60	PI (%)	93,66					

**ENSAIO DE CLASSIFICAÇÃO M-MCV - SIMPLIFICADO**

Solo:		34149		Complemento:		K=		43,42 + 50 =		93,42		Identific. Táctil-Visual:		Data	
Massa do cp =		200 g		Laboratorista:											
Saco	S + Ag	300	30	S + Ag	300	25	S + Ag	300	22,5	S + Ag	300	20	S + Ag	300	15
	Molde	A 08	Molde	P 09	Molde	N 06	Molde	C 02	Molde	P 04					
Golpes	Leit.	An	Dens.	Leit.	An	Dens.	Leit.	An	Dens.	Leit.	An	Dens.	Leit.	An	Dens.
(n)	(mm)	(mm)	(g/cm <sup>3</sup> )	(mm)	(mm)	(g/cm <sup>3</sup> )	(mm)	(mm)	(g/cm <sup>3</sup> )	(mm)	(mm)	(g/cm <sup>3</sup> )	(mm)	(mm)	(g/cm <sup>3</sup> )
0	14,83	21,91	1,05	9,61	33,78	1,01	10,62	34,06	1,05	7,40	36,39	1,04	8,63	32,7	1,09
2	31,60	5,24	1,33	32,34	11,05	1,39	31,44	13,24	1,41	27,86	15,93	1,37	24,89	16,5	1,35
4	34,65	2,09	1,40	36,48	6,91	1,49	36,47	8,21	1,53	32,99	10,80	1,48	30,31	11,1	1,47
6	36,24	0,50	1,44	39,18	4,21	1,57	39,04	5,64	1,60	35,77	8,02	1,56	33,05	8,3	1,54
10	36,74	0,00	1,46	41,85	1,54	1,65	41,40	3,28	1,68	38,67	5,12	1,64	36,12	5,2	1,62
20				43,21	0,18	1,69	43,55	1,13	1,75	41,48	2,31	1,73	39,00	2,4	1,70
40							44,55	0,13	1,78	43,14	0,85	1,78	40,68	0,7	1,76
60							44,68	0,00	1,79	43,79	0,00	1,81	41,36	0,0	1,78
80															
	Um.méd.(%)	23,7	Um.méd.(%)	20,1	Um.méd.(%)	17,1	Um.méd.(%)	13,8	Um.méd.(%)	10,1					
M-MCV	nº golpes	4,0	nº golpes	9,0	nº golpes	15,0	nº golpes	22,0	nº golpes	22,0					
	Mini-MCV	6,0	Mini-MCV	9,5	Mini-MCV	11,8	Mini-MCV	13,4	Mini-MCV	13,4					
w <sub>L</sub> (%)	Ms + Tara (g)	56,88	Ms + Tara (g)	63,42	Ms + Tara (g)	63,1	Ms + Tara (g)	69,48	Ms + Tara (g)	139,32					
	Tara (g)	26,42	Tara (g)	26,78	Tara (g)	27,65	Tara (g)	25,57	Tara (g)	25,54					
	Ms despr.(g)	30,46	Ms despr.(g)	36,64	Ms despr.(g)	35,45	Ms despr.(g)	43,91	Ms despr.(g)	113,78					
	PI (%)	#####	PI (%)	#####	PI (%)	101,16	PI (%)	124,00	PI (%)	326,06					

**ENSAIO DE CLASSIFICAÇÃO M-MCV - SIMPLIFICADO**

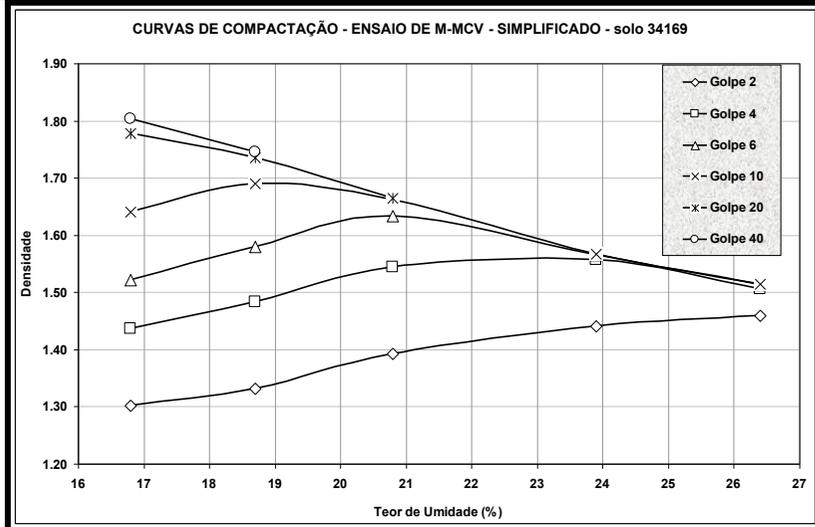
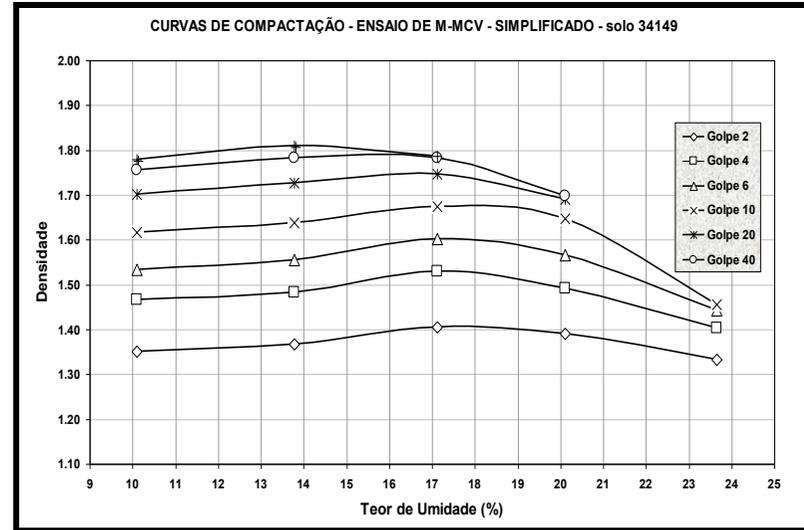
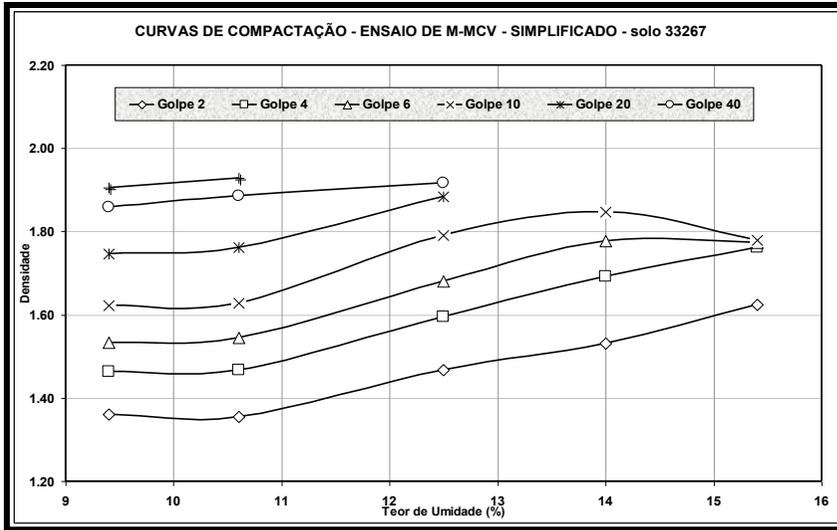
Solo:		34169		Complemento:		K=		43,42 + 50 =		93,42		Identific. Táctil-Visual:		Data	
Massa do cp =		200 g		Laboratorista:											
Saco	S + Ag	300	30	S + Ag	300	25	S + Ag	300	22,5	S + Ag	300	20	S + Ag	300	15
	Molde	A 08	Molde	P 09	Molde	N 06	Molde	C 02	Molde	P 04					
Golpes	Leit.	An	Dens.	Leit.	An	Dens.	Leit.	An	Dens.	Leit.	An	Dens.	Leit.	An	Dens.
(n)	(mm)	(mm)	(g/cm <sup>3</sup> )	(mm)	(mm)	(g/cm <sup>3</sup> )	(mm)	(mm)	(g/cm <sup>3</sup> )	(mm)	(mm)	(g/cm <sup>3</sup> )	(mm)	(mm)	(g/cm <sup>3</sup> )
0	15,52	24,64	1,04	12,40	28,46	1,02	12,40	30,29	1,04	10,20	34,00	1,03	10,57	34,4	1,05
2	38,15	2,01	1,46	36,29	4,57	1,44	32,82	9,87	1,39	28,90	15,30	1,33	26,33	18,7	1,30
4	39,83	0,33	1,51	40,53	0,33	1,56	38,76	3,93	1,55	35,50	8,70	1,48	32,62	12,4	1,44
6	40,10	0,06	1,51	40,82	0,04	1,57	41,72	0,97	1,63	39,02	5,18	1,58	36,00	9,0	1,52
10	40,16	0,00	1,52	40,86	0,00	1,57	42,60	0,09	1,66	42,58	1,62	1,69	40,19	4,8	1,64
20							42,69	0,00	1,67	43,90	0,30	1,74	44,30	0,7	1,78
40										44,20	0,00	1,75	45,00	0,0	1,80
60															
80															
	Um.méd.(%)	26,4	Um.méd.(%)	23,9	Um.méd.(%)	20,8	Um.méd.(%)	18,7	Um.méd.(%)	16,8					
M-MCV	nº golpes	3,2	nº golpes	7,0	nº golpes	12,0	nº golpes	57,0	nº golpes	28,0					
	Mini-MCV	5,1	Mini-MCV	8,5	Mini-MCV	13,2	Mini-MCV	17,6	Mini-MCV	14,5					
w <sub>L</sub> (%)	Ms + Tara (g)	66,44	Ms + Tara (g)	59,61	Ms + Tara (g)	47,3	Ms + Tara (g)	0	Ms + Tara (g)	0					
	Tara (g)	25,87	Tara (g)	25,65	Tara (g)	24,6	Tara (g)		Tara (g)						
	Ms despr.(g)	40,57	Ms despr.(g)	33,96	Ms despr.(g)	22,7	Ms despr.(g)	0	Ms despr.(g)	0					
	PI (%)	136,56	PI (%)	110,59	PI (%)	69,55	PI (%)	0,00	PI (%)	0,00					

CURVAS DE COMPACTAÇÃO - solo 33267												CURVAS DE COMPACTAÇÃO - solo 34169											
Umidade	2	4	6	10	20	40	60	Umidade	2	4	6	10	20	40	60								
15,4	1,63	1,76	1,77	1,78	0,00	0,00	0,00	26,4	1,46	1,51	1,51	1,52	0,00										
14,0	1,53	1,69	1,78	1,85	1,85	0,00	0,00	23,9	1,44	1,56	1,57	1,57	0,00										
12,5	1,47	1,60	1,68	1,79	1,88	1,92	0,00	20,8	1,39	1,55	1,63	1,66	1,67	0,00									
10,5	1,35	1,47	1,54	1,63	1,76	1,89	1,93	18,7	1,33	1,48	1,58	1,69	1,74	1,75	0,00								
9,9	1,36	1,46	1,53	1,62	1,75	1,86	1,90	16,8	1,30	1,44	1,52	1,64	1,78	1,80	0,00								

CURVAS DE COMPACTAÇÃO - solo 34149												solo 33267		solo 34169		solo 34149	
Umidade	2	4	6	10	20	40	60	PI	Golp	PI	Golp	PI	Golp	PI	Golp		
23,7	1,33	1,40	1,44	1,46	1,46	0,00	0,00	104,2	2,2	136,6	3,2	106,8	4,0				
20,1	1,39	1,49	1,57	1,65	1,69	1,70	0,00	98,3	6,00	110,6	7,0	110,1	9,0				
17,1	1,41	1,53	1,60	1,68	1,75	1,78	1,79	86,1	13,00	69,6	21,0	101,2	15,0				
13,8	1,37	1,48	1,56	1,64	1,73	1,78	1,81	79,8	40,00	0,0	57,0	124,0	22,0				
10,1	1,35	1,47	1,54	1,62	1,70	1,76	1,78	93,66	40,0	0,0	28,0	326,1	22,0				

- São preparadas 5 porções de 300g de solo, sendo que 200g serão compactadas e o restante será colocado em 2 cápsulas para obtenção da umidade média. O “+45”, “+40”, “+35”, etc no solo 33267, por exemplo, refere-se à quantidade de água em gramas. A quantidade de água na preparação deve objetivar os 5 pontos de compactação (2 no ramo seco, 1 próximo da um. ótima, 2 no ramo úmido).
- Como exemplo de obtenção de A<sub>n</sub> no solo 33267: A<sub>n</sub> = 43,78 (última leitura) – 39,03 (leitura referente ao 2º golpe) = 4,75 mm. A<sub>n</sub> = 43,78 (última leitura) – 43,27 (leitura referente ao 4º golpe) = 0,51mm.
- Na linha “M-MCV”, o número de golpes é obtido graficamente a partir da intersecção da curva de deformabilidade com a reta A<sub>n</sub> = 2 projetada no eixo das abscissas
- No espaço de PI(%), as 3 primeiras linhas contém os dados das cápsulas e massas desprendidas e a 4ª linha traz o cálculo de PI. Como exemplo de cálculo para o 1º ponto de PI do solo 33267, calcula-se a massa seca saliente (M<sub>ss</sub>), tomando a massa seca total (200x(100/(100+15,4))= 173,31) dividindo pelo altura final do corpo-de-prova (93,42 – 43,78= 49,64) resulta 3,49. Toma-se a massa seca desprendida (36,37) divide-se pelo valor anterior (3,49) e multiplica-se por 10= 104,17.
- Abaixo das planilhas são apresentadas 3 tabelas das curvas de compactação para cada solo, que repetem parte dos dados das planilhas maiores, porém de modo apropriado para a elaboração dos gráficos em Excell.
- O mesmo ocorre com os dados de PI para cada solo, abaixo das tabelas de compactação.
- No procedimento normal de ensaio, utiliza-se uma planilha para anotação do ensaio M-MCV e outra para o ensaio de Pi. Após a coleta de todos os dados é digitada uma planilha similar a aqui apresentada (1 página por solo) para que a partir da mesma sejam feitos os gráficos de curvas de deformabilidade e compactação em Excell



- 1) Busca-se ajustar a reta para o cálculo de  $d'$  no trecho mais íngreme do ramo seco e mais próximo do do ponto de densidade máxima, sem entretanto, incluir este ponto.
- 2) A curva do golpe 10 é escolhida pois é a que mais se aproxima da energia que o solo é compactado em campo para fins de pavimentação
- 3) O  $d'$  alto no primeiro exemplo indica um solo com alto processo de laterização

Curvas de Compactação para 3 solos (33267, 34149, 34169) com indicações para obtenção do coeficiente  $d'$

**ANEXO NORMATIVO C**

CARGA kgf	M <sub>min</sub> - CBR		CARGA kgf	M <sub>min</sub> - CBR		CARGA kgf	M <sub>min</sub> - CBR		CARGA kgf	M <sub>min</sub> - CBR	
	2,0	2,5		2,0	2,5		2,0	2,5		2,0	2,5
000	0000	0000	50	18,4	17,1	150	49,1	48,2	550	159	163
1	0,5	0,4	51	18,7	17,4	155	50,8	49,7	560	161	166
2	1,0	0,8	52	19,1	17,7	160	52,0	51,2	570	164	168
3	1,5	1,2	53	19,4	18,8	165	53,6	52,7	580	167	171
4	1,9	1,6	54	19,8	18,4	170	55,1	54,2	590	169	174
5	2,4	2,0	55	20,1	18,7	175	57,0	55,7	600	172	177
6	2,8	2,3	56	20,5	19,0	180	58,3	57,1	610	174	180
7	3,2	2,7	57	20,8	19,3	185	59,7	58,6	620	177	182
8	3,6	3,1	58	21,2	19,7	190	61,1	60,1	630	180	185
9	4,0	3,4	59	21,5	20,0	195	62,5	61,7	640	182	188
10	4,4	3,8	60	21,8	20,3	200	64,0	63,1	650	185	191
11	4,7	4,1	61	22,1	20,6	205	65,5	64,6	660	187	193
12	5,1	4,5	62	22,4	20,9	210	67,0	66,4	670	190	196
13	5,5	4,8	63	22,7	21,3	215	68,6	67,6	680	192	199
14	5,9	5,2	64	23,1	21,6	220	70,1	69,0	690	195	201
15	6,3	5,5	65	23,4	21,9	225	71,3	70,5	700	197	204
16	6,7	5,9	66	23,7	22,2	230	72,6	71,9	710	200	207
17	7,0	6,2	67	24,0	22,5	235	73,8	73,5	720	202	210
18	7,4	6,6	68	24,4	22,9	240	75,2	74,8	730	205	212
19	7,8	6,9	69	24,7	23,2	245	76,9	76,4	740	207	215
20	8,2	7,3	70	25,1	23,5	250	79	78	750	210	218
21	8,5	7,6	71	25,4	23,8	260	82	81	760	212	220
22	8,9	8,0	72	25,8	24,1	270	84	83	770	215	223
23	9,2	8,3	73	26,0	24,4	280	87	86	780	217	226
24	9,6	8,6	74	26,3	24,7	290	89	89	790	220	229
25	10,0	8,9	75	26,6	25,0	300	92	92	800	222	231
26	10,3	9,3	76	26,9	25,4	310	95	95	820	228	237
27	10,7	9,6	77	27,2	25,7	320	97	98	840	232	242
28	11,0	9,9	78	27,6	25,9	330	100	101	860	237	247
29	11,4	10,3	79	27,9	26,2	340	103	104	880	242	253
30	11,7	10,6	80	28,3	26,4	350	106	107	900	247	258
31	12,0	10,9	82	28,6	27,4	360	109	109	920	252	264
32	12,4	11,3	84	29,4	28,1	370	111	112	940	257	269
33	12,8	11,6	86	30,0	28,7	380	114	115	960	262	274
34	13,1	11,9	88	30,6	29,2	390	117	118	980	267	280
35	13,5	12,2	90	31,3	29,8	400	119	121	1000	272	285
36	13,8	12,6	92	31,9	30,5	410	122	124			
37	14,1	12,9	94	32,0	31,1	420	125	127			
38	14,5	13,3	96	33,0	31,7	430	127	129			
39	14,8	13,6	98	33,7	32,4	440	130	132			
40	15,1	13,9	100	34,3	33,0	450	133	135			
41	15,4	14,2	105	36,0	34,5	460	136	138			
42	15,8	14,5	110	37,2	36,1	470	138	141			
43	16,1	14,8	115	39,0	37,6	480	141	143			
44	16,4	15,2	120	40,4	39,1	490	143	146			
45	16,8	15,5	125	41,8	40,6	500	146	149			
46	17,1	15,8	130	42,9	42,2	510	149	152			
47	17,4	16,1	135	44,8	43,7	520	151	155			
48	17,7	16,4	140	46,3	45,2	530	154	157			
49	18,1	16,7	145	47,4	46,7	540	156	160			
50	18,4	17,1	150	49,1	48,2	550	159	163			