



Viviana Torralba

**Influência do método de compactação na permeabilidade
de uma mistura colúvio-composto orgânico**

Dissertação de Mestrado

Dissertação apresentada como requisito parcial para
obtenção do título de Mestre pelo Programa de Pós-
Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio.

Orientadores: Tácio Mauro Pereira de Campos
Franklin dos Santos Antunes

Rio de Janeiro, janeiro de 2007



Viviana Torralba

Influência do método de compactação na permeabilidade de uma mistura colúvio-composto orgânico

Dissertação apresentada como requisito parcial para obtenção do título de Mestre pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da PUC-Rio. Aprovada pela Comissão Examinadora abaixo assinada.

Tácio Mauro Pereira de Campos

Orientador
PUC - Rio

Franklin dos Santos Antunes

Co-orientador
PUC - Rio

Sérgio Tibana

UENF

Eurípedes do Amaral Vargas Júnior

PUC - Rio

José Eugênio Leal

Coordenador(a) Setorial do Centro Técnico Científico - PUC-Rio

Rio de Janeiro, 17 de janeiro de 2007

Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial do trabalho sem autorização da universidade, da autora e do orientador.

Viviana Torralba

Graduou-se em Engenharia Civil pela Universidade Latina de Costa Rica em 2003. As principais áreas de interesse e linhas de pesquisa são: mecânica dos solos, geotecnia experimental e geotecnia ambiental.

Ficha Catalográfica

Torralba, Viviana

Influência do método de compactação na permeabilidade de uma mistura colúvio-composto orgânico/Viviana Torralba; orientador: Tácio Mauro Pereira de Campos; co-orientador: Franklin dos Santos Antunes. - Rio de Janeiro: PUC, Departamento de Engenharia Civil, 2007.

168 f.; 30 cm

Dissertação (Mestrado) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil.

Inclui referências bibliográficas.

1. Engenharia Civil - Teses. 2. Compactação 3. Permeabilidade 4. Colúvio 5. Composto Orgânico I. Tácio Mauro Pereira de Campos. II. Franklin dos Santos Antunes. III. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Departamento de Engenharia Civil. IV. Título

CDD: 624

Aos meus pais e irmã.

Agradecimentos

Ao Professor Tácio de Campos pela orientação, conhecimentos transmitidos, atenção, apoio e paciência.

Ao Professor Franklin dos Santos Antunes pela sua disposição incondicional, tempo e amizade. Sua ajuda foi um grande aporte neste trabalho.

A todos os professores que, ao longo do meu mestrado, transmitiram seu conhecimento e apoio, especialmente aos professores Sérgio Fontoura e Alberto Sayão.

A Ana Roxo e Rita, por serem sempre tão amáveis e prestativas.

À PUC-Rio por ter me aceitado no programa de pós-graduação e à CAPES pelo apoio financeiro.

Ao Engenheiro William Braga, pela paciente ajuda na execução dos ensaios de permeabilidade e a Amaury, Josué e “Seu” José por estarem disponíveis sempre que precisei.

A todos os brasileiros que me acolheram e aos amigos que me acompanharam durante esse processo e fizeram com que o Brasil se tornasse meu lar, pois nunca me deixaram sentir saudade nem tristeza. Muito pelo contrário, foi graças a vocês que me senti sempre em casa. Sua cultura, seus costumes, seu jeitinho hospitaleiro e carinhoso fizeram com que me apaixonasse pelo seu país e sua gente. Sempre guardarei esta experiência como uma das mais valiosas na minha vida.

Por seu tempo sacrificado para me explicar e ajudar quando tive alguma dificuldade, pelo esforço para me ensinar português e mostrar as coisas lindas da sua cultura, por estar perto de mim em momentos bons e ruins, por serem amigos e amigas de verdade, que me aceitaram do jeito que sou e me fizeram parte dos seus. Álvaro, Ana Lúcia, Carol, Bê, Fer-velhinho, Gui, Lica, Luciana, Saré, Taíse, Tânia, Thaís, Tricia, Vini e Ygor, sempre estarei agradecida com vocês.

A todos os que estudaram comigo ou se sentiram incomodados com minha voz baixinha na favelinha: Leo, Johan, Julito, Fabio, Tonho, Mariana, Taludes e Jackie. Ao apartamento Paraná (Thais, Pedro, João e Marcelo), porque cada um de vocês me deu ajuda e opinião valiosa. A Amanda pelas maravilhosas receitas e agradável companhia. A todos os amigos das horas de descontração...

Às meninas futura, Bê, Lorraine, Carlinha, Dani e Tricia, pelos ótimos momentos de convivência, por serem minhas irmãzinhas e por me agüentarem! Agradeço especialmente à Lore pelo seu apoio moral e pela “força tecnológica” para concluir o meu trabalho e à Bê, por sua amizade única e incondicional, incapaz de falhar, sempre de primeira para me ajudar com tudo.

A Tri, Ana Lucia, Taíse e Bê por me dar forças e muitas horas de diversão e alegrias.

A Mônica pela sua paciência extrema e sua ajuda incondicional. Sem você, este trabalho não teria sido possível mesmo.

A Denise pela sua excelente disposição e ajuda.

A Julito Macias e Wagner, por todas as conversas, conselhos e valiosa amizade.

Ao velhinho e a Ygor por serem grandes e queridíssimos amigos.

A Renán Espinoza, Sergio Saenz e Fernando Alvarado pelo apoio e ajuda.

Ao Gui, por acreditar em mim mais do que eu mesma, por facilitar as coisas e me fazer sentir sempre tão leve. Por me fazer rir nos momentos difíceis e me levantar nos momentos de fraqueza. Graças ao teu carinho e apoio esta dissertação foi concluída.

A minha família, por todo o amor, apoio e por abrir mão de mim para que pudesse realizar meu sonho. Obrigada por todos os sacrifícios que minha educação significou para vocês.

Resumo

Torralba, Viviana; de Campos, Tácio Mauro Pereira; Antunes, Franklin dos Santos. **Influência do método de compactação na permeabilidade de uma mistura colúvio-composto orgânico**. Rio de Janeiro, 2007. 168 p. Dissertação de Mestrado - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

O *liner* é um elemento de extrema importância no processo construtivo de um aterro sanitário, pois funciona como uma barreira capaz de impedir a percolação de agentes contaminantes através do subsolo. Os *liners* ou camadas impermeabilizantes são geralmente construídos a partir de materiais que possuem baixa permeabilidade. A escolha de um material adequado, assim como o controle dos processos construtivos são indispensáveis para garantir um bom desempenho da camada impermeabilizante. O processo de compactação é de extrema importância neste tipo de obra geotécnica. Os ensaios de compactação realizados em laboratório têm como objetivo reproduzir as condições de campo, no entanto, em numerosos casos há diferenças importantes entre os mecanismos de compactação utilizados, na preparação do material antes do processo de densificação e nas características das amostras, o que gera como consequência discrepâncias nos valores de permeabilidade de campo com os de laboratório. O objetivo principal do presente estudo é avaliar experimentalmente a influência de dois mecanismos diferentes de compactação (dinâmico, com o Proctor Normal e estático, com o método de compactação por pisoteamento) nos valores de permeabilidade de um solo coluvionar e de um composto orgânico para seu eventual uso em um *liner*. Os ensaios foram realizados em corpos de prova com diferentes teores de umidade, preparados com solo coletado no campo Experimental II da PUC-Rio, com composto orgânico produzido a partir do processo de compostagem da grama do Aeroporto Internacional Galeão (RJ), e com misturas em diferentes proporções de ambos os materiais.

Palavras-chave

Compactação; Permeabilidade; Colúvio; Composto Orgânico; Pisoteamento; Compactador Pneumático; Liner.

Abstract

Torralba, Viviana; de Campos, Tácio Mauro Pereira (Advisor); Antunes, Franklin dos Santos (Co-advisor). **Effect of the compaction method on the permeability of an organic compound-colluvionar soil mixture.** Rio de Janeiro, 2006. 168 p. Msc. Thesis - Civil Engineering Department, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

The liner is one of the most important elements in a sanitary landfill project, since it works as a barrier capable to impede seepage of pollutant substances through the subsurface. This element is usually built with materials that have low permeability. The choice of the right material as well as the control and supervision of the constructive processes are fundamental to achieve a good liner performance. The compaction process is extremely important in this type of geotechnical impoundment. Laboratory compaction intends to reproduce the field conditions; however, in some cases, there happen to be important differences between the compaction mechanisms used, the preparation of the material before the densification process and the specimens characteristics, which cause discrepancies between the permeability values obtained in the field and the ones obtained in the laboratory. The main objective of this study is to evaluate experimentally the effect of two different compaction mechanisms (dynamic, with standard Proctor and static, with the kneading compaction method) in the hydraulic conductivity of a colluvionar soil and an organic compound for their eventual use in a *liner*. The tests were executed using specimens with different water contents, prepared with colluvionar soil extracted from the Experimental Field II at the PUC-Rio, with the organic compound, and with mixtures of both materials in different proportions.

Key Words

Compaction, permeability; colluvionar soil; organic compound; kneading; kneading compactor; liner.

Lista de símbolos e abreviações

= diâmetro da abertura da malha da peneira;

a= massa da amostra seca em estufa, à temperatura de 110 °C;

A = área transversal do corpo de prova;

AH= ácido húmicos;

AH= ácido fúlvicos;

ABNT = Associação Brasileira de Normas Técnicas;

b = massa da amostra queimada em mufla à temperaturas de 500 °C ou 400 °C;

B = parâmetro de Skempton;

CH = Argila inorgânica de alta plasticidade, de acordo com a classificação de solos do SUCS;

Ct = caulinita;

CO=composto orgânico;

CP= corpo de prova;

CTC = capacidade de troca catiônica;

DCMM = Departamento de Ciências dos Materiais e Metalurgia da PUC-Rio;

DRX = difração por raios-X;

e = índice de vazios;

EHT = extrato húmico total;

EPA = U.S. Environmental Protection Agency;

G_s = densidade relativa dos grãos;

H_{CP} = altura do corpo de prova;

i = gradiente hidráulico;

I_a = índice de atividade das argilas;

EMBRAPA= Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária;

IP = índice de plasticidade;

k = coeficiente de permeabilidade; condutividade hidráulica;

LL = limite de liquidez;

LP = limite de plasticidade;

MO= matéria orgânica;

MO1= ensaio de queima de matéria orgânica a 500°C durante 4 horas;

MO2= ensaio de queima de matéria orgânica a 400 °C durante 6 horas;

M1= mistura 1, conformada por 75% de solo coluvionar e 25% de composto orgânico;

M2= mistura 2, conformada por 50% de solo coluvionar e 50% de composto orgânico;

M3= mistura 3, conformada por 25% de solo coluvionar e 75% de composto orgânico;

n = porosidade;

PUC-Rio = Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro;

PN= Proctor Normal;

Qt = quartzo;

Q = vazão;

R^2 = coeficiente de correlação;

S_o = grau de saturação inicial;

S = grau de saturação;

SUCS = Sistema Unificado de Classificação de Solo;

t = tempo;

UFRJ = Universidade Federal do Rio de Janeiro;

UNAM = Universidade Nacional Autônoma de México;

w_o = teor de umidade de compactação;

w_f = teor de umidade final;

w_{ot} = umidade ótima;

$w_{ot+3\%}$ = três pontos percentuais acima da umidade ótima; umidade ótima mais três por cento;

$w_{ot-3\%}$ = três pontos percentuais abaixo da umidade ótima; umidade ótima menos três por cento;

x, y = parâmetros de ajuste das linhas de tendência;

ρ_d = massa específica seca;

σ' = tensão efetiva utilizada no ensaio de permeabilidade;

$\Delta\sigma_c$ = acréscimo de tensão confinante aplicado;

Δt = variação de tempo;

Δu = excesso de poropressão gerado;

ΔV = variação de volume.

Sumário

1	Introdução	22
2	Revisão Bibliográfica	25
2.1	Camadas impermeabilizantes ou <i>liners</i>	25
2.1.1	Liners de Argila Compactada	27
2.2	Compactação	29
2.2.1	Tipo de Solo	31
2.2.2	Umidade de Compactação	32
2.2.3	Métodos e Energia de Compactação	32
2.2.4	Estrutura do Solo	34
2.2.5	Importância do processo de compactação na construção de um <i>liner</i>	37
2.2.6	Ensaio de laboratório <i>versus</i> compactação de campo	39
2.3	Permeabilidade	41
2.3.1	Geometria de Estrutura Porosa	43
2.3.1.1	Textura do Solo	43
2.3.1.2	Deposição Natural e Processos de Compactação	44
2.3.2	Propriedades do Fluido Percolante	49
2.3.3	A interação superficial entre o fluido e o meio poroso.	50
2.3.4	Ensaio em laboratório	52
2.3.5	Ensaio de campo <i>versus</i> ensaio de laboratório: determinação da permeabilidade dos <i>liners</i>	53
3	Descrição dos Materiais Utilizados	56
3.1	Introdução	56
3.2	Solo	56
3.2.1	Localização	57
3.2.2	Geologia e Geomorfologia	58
3.2.3	Aspectos climáticos	60
3.2.4	Amostragem do Solo	60
3.3	Composto Orgânico	62
3.3.1	Processo de Obtenção do Composto Orgânico	63
3.3.2	Características da Matéria Orgânica	65

3.3.3	Preparação do material antes da execução de ensaios	66
3.4	Misturas	66
4	Equipamento e Metodologia de Ensaio	68
4.1	Introdução	68
4.2	Ensaio de Caracterização	69
4.2.1	Caracterização Física	70
4.2.2	Caracterização Mineralógica	70
4.2.3	Caracterização Química	71
4.3	Ensaio de Compactação	72
4.3.1	Proctor Normal	73
4.3.1.1	Descrição do Equipamento	73
4.3.1.2	Metodologia do Ensaio	74
4.3.2	Pisoteamento	76
4.3.2.1	Descrição do Equipamento	76
4.3.2.2	Metodologia do Ensaio	77
4.3.3	Relação Entre o Ensaio Proctor Normal e Pisoteamento	81
4.4	Ensaio de Permeabilidade	83
4.4.1	Descrição do Equipamento	84
4.4.2	Metodologia do Ensaio	87
4.4.2.1	Moldagem dos Corpos de Prova	87
4.4.2.2	Montagem	88
4.4.2.3	Saturação	91
4.4.2.4	Percolação	92
5	Apresentação e Discussão dos Resultados	95
5.1	Introdução	95
5.2	Caracterização Física	95
5.2.1	Granulometria	95
5.2.2	Densidade dos Grãos	96
5.2.3	Limites de Consistência	97
5.2.4	Classificação	99
5.3	Caracterização Mineralógica	99
5.4	Caracterização Química	103
5.4.1	Solo	103
5.4.2	Composto Orgânico	103
5.5	Ensaio de Compactação	106

5.5.1	Proctor Normal	106
5.5.2	Pisoteamento	112
5.6	Ensaio de Permeabilidade	119
5.6.1	Solo	119
5.6.2	Mistura 1	125
5.6.3	Mistura 2	130
5.6.4	Mistura 3	135
5.6.5	Comparação conjunta dos resultados dos ensaios de permeabilidade dos materiais em estudo	142
6	Conclusões e Sugestões	146
6.1	Conclusões	146
6.1.1	Materiais	146
6.1.2	Permeabilidade	147
6.1.3	Escolha do material para utilizar no <i>liner</i>	150
6.2	Sugestões	150
	Referências Bibliográficas	152
	Anexo I Micromorfologia de Amostras Compactadas com Proctor Normal e Pisoteamento	160
	Apêndice A Detalhes da Composição Química do Composto Orgânico	164
	Apêndice B Detalhes dos permeômetros flexíveis ligados a frascos de Mariotte para a execução de ensaios de permeabilidade	166

Lista de figuras

Figura 2.1-Curva de compactação.	30
Figura 2.2-Influência da energia de compactação no comportamento do solo (Adaptado de Holtz e Kovacs, 1981).	34
Figura 2.3-Efeitos da compactação na estrutura do solo (Adaptado de Lambe, 1958).	35
Figura 2.4-Influência do método de compactação no comportamento do solo (Adaptado de Mitchell <i>et al.</i> , 1965).	36
Figura 2.5-Condutividade hidráulica versus grau de saturação (Adaptado de Olson e Daniel, 1981).	42
Figura 2.6-Coefficiente de permeabilidade de três argilas com diferentes tamanhos de grãos (Adaptado de Mesri e Olson, 1971).	44
Figura 2.7-Estruturas dispersa e floculada respectivamente (Lambe, 1958).	45
Figura 2.8-Fluxo de água através de poros relativamente grandes entre os grumos (Olsen, 1962).	46
Figura 2.9-Influência dos grumos na condutividade hidráulica para ensaios realizados em permeômetros com parede rígida e flexível em amostras compactadas com Proctor Normal e Modificado.	48
Figura 2.10-Variação da condutividade hidráulica da esmectita com fluidos percolantes de diferente composição química (Adaptado de Mesri e Olson, 1971).	51
Figura 2.11-Permeômetro de parede flexível usado em laboratório (Adaptado de Daniel <i>et al.</i> , 1984).	52
Figura 3.1-Localização do Campo Experimental II, PUC-Rio (Soares, 2005).	58
Figura 3.2-Perfil morfológico do local de estudo (Daylac, 1994).	59
Figura 3.3-Retirada da amostra deformada no Campo Experimental II da PUC-Rio.	61
Figura 3.4-Profundidade da escavação para extrair a amostra deformada.	62
Figura 3.5-Visão geral do ensaio de compostagem no primeiro dia (esquerda) e trinta dias depois (direita) (Benites <i>et al.</i> 2004).	65

Figura 4.1-Instrumentos do ensaio Proctor Normal.	74
Figura 4.2-Molde tripartido, base de alumínio e anéis médio e superior de confinamento; amostra de solo obtida a partir do pisoteamento; outros acessórios.	76
Figura 4.3-Compactador Pneumático.	77
Figura 4.4-Molde cilíndrico tripartido e anéis de confinamento.	78
Figura 4.5-Rotina do ensaio de pisoteamento.	79
Figura 4.6-Sequência de pressão aplicada no solo por meio do equipamento de pisoteamento.	80
Figura 4.7-Relação entre a curva de compactação do Proctor Normal e a curva de massa específica seca vs pressão aplicada (curva de pisoteamento, regressão exponencial) para a determinação da pressão equivalente.	82
Figura 4.8-Sistema de aquisição de dados.	84
Figura 4.9-Esquema dos permeâmetros (Adaptada de Carvalho, 2006).	85
Figura 4.10-Detalhe permeâmetro de 4 ½ “.	86
Figura 4.11-Montagem do corpo de prova para ensaio de permeabilidade.	89
Figura 4.12-Colocação da membrana de látex no corpo de prova com ajuda do encamisador.	89
Figura 4.13-Montagem completa do corpo de prova no pedestal.	90
Figura 4.14-Preenchimento da câmara com água.	90
Figura 5.1-Curvas granulométricas dos materiais em estudo.	96
Figura 5.2-Densidade dos grãos vs teor de composto orgânico no material.	97
Figura 5.3-Limites de consistência versus teor de composto orgânico.	98
Figura 5.4-Presença da matriz argilosa com grãos de quartzo e granada muito alterada (Soares, 2005).	100
Figura 5.5-Grãos de quartzo arestados e cristais grandes de quartzo (Soares, 2005).	100
Figura 5.6-Grande área da matriz argilosa englobando alguns grãos de agregados ferruginosos e quartzo (Soares, 2005).	101
Figura 5.7-Difratograma da amostra de solo passante na peneira #200 (Legenda: Ct=Caulinita, Qt=Quartzo).	102
Figura 5.8-Recipientes com composto orgânico seco em estufa a 110°C antes de ser colocado na mufla.	105
Figura 5.9-Recipientes com composto orgânico após ser submetido à queima na mufla.	105

Figura 5.10-Curva de compactação Proctor Normal, Solo.	107
Figura 5.11-Curva de compactação Proctor Normal, M1.	108
Figura 5.12-Curva de compactação Proctor Normal, M2.	109
Figura 5.13-Curva de compactação Proctor Normal, M3.	110
Figura 5.14-Curva de compactação Proctor Normal, Composto Orgânico.	111
Figura 5.15-Definição de pressão equivalente com pisoteamento para o solo.	112
Figura 5.16-Definição de pressão equivalente com pisoteamento para M1.	113
Figura 5.17-Definição de pressão equivalente com pisoteamento para M2.	113
Figura 5.18-Definição de pressão equivalente com pisoteamento para M3.	114
Figura 5.19-Corpo de prova deformado devido às elevadas pressões de pisoteamento.	115
Figura 5.20-Deformação do corpo de prova conseqüente da penetração do equipamento do compactador pneumático.	115
Figura 5.21-Vista superior do molde de pisoteamento com solo deformado devido às elevadas pressões de compactação.	116
Figura 5.22-Variação de volume <i>versus</i> tempo, ensaio de permeabilidade do solo com corpos de prova moldados por pisoteamento.	121
Figura 5.23-Coefficiente de permeabilidade <i>versus</i> tempo para corpos de prova de solo moldados com pisoteamento.	121
Figura 5.24-Variação de volume <i>versus</i> tempo, ensaio de permeabilidade do solo com corpos de prova moldados por Proctor Normal.	122
Figura 5.25-Coefficiente de permeabilidade <i>versus</i> tempo para corpos de prova de solo moldados com Proctor Normal.	122
Figura 5.26-Massa específica seca <i>versus</i> umidade de compactação, solo.	123
Figura 5.27-Índice de vazios <i>versus</i> umidade de compactação, solo.	123
Figura 5.28-Coefficiente de permeabilidade <i>versus</i> umidade de compactação, solo.	124
Figura 5.29-Variação de volume <i>versus</i> tempo, ensaio de permeabilidade da M1 com corpos de prova moldados por pisoteamento.	126
Figura 5.30-Coefficiente de permeabilidade <i>versus</i> tempo para corpos de prova da M1 moldados com pisoteamento.	127
Figura 5.31-Variação de volume <i>versus</i> tempo, ensaio de permeabilidade da M1 com corpos de prova moldados com Proctor Normal.	127
Figura 5.32-Coefficiente de permeabilidade <i>versus</i> tempo para corpos de prova da M1 moldados com Proctor Normal.	128

Figura 5.33-Massa específica seca <i>versus</i> umidade de compactação, M1.	128
Figura 5.34-Índice de vazios <i>versus</i> umidade de compactação, M1.	129
Figura 5.35-Coefficiente de permeabilidade <i>versus</i> umidade de compactação, M1.1	
Figura 5.36-Variação de volume <i>versus</i> tempo, ensaio de permeabilidade da M2 com corpos de prova moldados por pisoteamento.	131
Figura 5.37-Coefficiente de permeabilidade <i>versus</i> tempo para corpos de prova da M2 moldados com pisoteamento.	132
Figura 5.38-Variação de volume <i>versus</i> tempo, ensaio de permeabilidade da M2 com corpos de prova moldados por Proctor Normal.	132
Figura 5.39-Coefficiente de permeabilidade <i>versus</i> tempo para corpos de prova da M2 moldados com Proctor Normal.	133
Figura 5.40-Massa específica seca <i>versus</i> umidade de compactação, M2.	133
Figura 5.41-Índice de vazios <i>versus</i> umidade de compactação, M2.	134
Figura 5.42-Coefficiente de permeabilidade <i>versus</i> umidade de compactação, M2.1	
Figura 5.43-Variação de volume <i>versus</i> tempo, ensaio de permeabilidade da M3 com corpos de prova moldados por pisoteamento.	136
Figura 5.44-Coefficiente de permeabilidade <i>versus</i> tempo para corpos de prova da M3 moldados com pisoteamento.	137
Figura 5.45-Gráfico de variação de volume <i>versus</i> tempo mostrado a maior escala, ensaio de permeabilidade da M3 com corpos de prova moldados por pisoteamento.	137
Figura 5.46-Gráfico de coeficiente de permeabilidade <i>versus</i> tempo mostrado a maior escala para corpos de prova da M3 moldados com pisoteamento.	138
Figura 5.47-Variação de volume <i>versus</i> tempo, ensaio de permeabilidade da M3 com corpos de prova moldados por Proctor Normal.	138
Figura 5.48-Coefficiente de permeabilidade <i>versus</i> tempo para corpos de prova da M3 moldados com Proctor Normal.	139
Figura 5.49-Massa específica seca <i>versus</i> umidade de compactação, M3.	139
Figura 5.50-Índice de vazios <i>versus</i> umidade de compactação, M3.	140
Figura 5.51-Coefficiente de permeabilidade <i>versus</i> umidade de compactação, M3.1	
Figura 5.52-Massa específica seca <i>versus</i> umidade de compactação para o solo e as misturas M1, M2 e M3, compactadas nas umidades $w_{ot-3\%}$, w_{ot} e $w_{ot+3\%}$ com Proctor Normal e pisoteamento.	142
Figura 5.53-Índice de vazios <i>versus</i> umidade de compactação para o solo e as misturas M1, M2 e M3, compactadas nas umidades $w_{ot-3\%}$, w_{ot} e $w_{ot+3\%}$ com Proctor Normal e pisoteamento.	143

Figura 5.54-Coeficiente de permeabilidade *versus* umidade de compactação para o solo e as misturas M1, M2 e M3, compactadas nas umidades $w_{ot-3\%}$, w_{ot} e $w_{ot+3\%}$ com Proctor Normal e pisoteamento. 144

Figura I. 1 - Visão geral da estrutura da amostra de solo compactado por Proctor Normal na W_{ot} (Aumento:2,5x). 160

Figura I. 2 - Visão geral da estrutura da amostra da M3 compactada por Proctor Normal na W_{ot} (Aumento:2,0x). 161

Figura I. 3 - Visão geral da estrutura da amostra de solo compactada por pisoteamento na W_{ot} (Aumento:2,0x). 161

Figura I. 4 - Visão geral da estrutura da amostra da M3 compactada por pisoteamento na W_{ot} (Aumento: 2,0x). 162

Figura B.1-Permeômetros de parede flexível com carga constante aplicada por Mariottes. 167

Lista de tabelas

Tabela 2.1-Propriedades do solo para atingir uma condutividade hidráulica média menor ou igual que 1×10^{-7} cm/s.	28
Tabela 2.2-Influência do tamanho dos grumos na permeabilidade de argila compactada (Daniel, 1984).	47
Tabela 3.1-Proporção das misturas solo-composto orgânico.	67
Tabela 4.1-Resumo de ensaios de caracterização dos materiais em estudo.	69
Tabela 4.2 – Resumo do programa de ensaios, caracterização física.	70
Tabela 4.3-Altura dos corpos de prova (em centímetros) compactados por pisoteamento, utilizados nos ensaios de permeabilidade.	88
Tabela 4.4-Altura dos corpos de prova compactados por Proctor Normal, utilizados nos ensaios de permeabilidade.	88
Tabela 4.5-Ensaio de permeabilidade executados.	93
Tabela 4.6-Denominação dada aos diferentes ensaios de permeabilidade.	94
Tabela 5.1-Resumo das características granulométricas dos materiais.	96
Tabela 5.2-Valores de Gs obtidos experimentalmente	97
Tabela 5.3-Limites de consistência, índice de plasticidade e atividade.	98
Tabela 5.4-Análise mineralógica do solo (Sertã, 1986).	102
Tabela 5.5-Análises químicas de capacidade de troca catiônica (CTC) e de ataque sulfúrico (Duarte, 2004).	103
Tabela 5.6-Análise química total em porcentagem em peso (Sertã, 1986).	103
Tabela 5.7-Teor de matéria orgânica do composto utilizado nas misturas.	104
Tabela 5.8-Propriedades do solo quando compactado com Proctor Normal.	107
Tabela 5.9-Propriedades da M1 quando compactada com Proctor Normal.	108
Tabela 5.10-Propriedades da M2 quando compactada com Proctor Normal.	109
Tabela 5.11-Propriedades da M3 quando compactada com Proctor Normal.	110
Tabela 5.12-Propriedades do Composto Orgânico quando compactado com Proctor Normal.	111
Tabela 5.13-Pressão equivalente para as umidades $W_{ot-3\%}$, W_{ot} e $W_{ot+3\%}$ com as respectivas massas específicas secas.	114

Tabela 5.14-Características iniciais dos corpos de prova do solo para ensaios de permeabilidade.	120
Tabela 5.15-Condições e resultados dos ensaios de permeabilidade no solo.	126
Tabela 5.16-Características iniciais dos corpos de prova de M1 para ensaios de permeabilidade.	126
Tabela 5.17-Condições e resultados dos ensaios de permeabilidade, M1.	126
Tabela 5.18-Características iniciais dos corpos de prova de M2 para ensaios de permeabilidade.	130
Tabela 5.19-Condições e resultados dos ensaios de permeabilidade, M2.	131
Tabela 5.20-Características iniciais dos corpos de prova de M3 para ensaios de permeabilidade.	136
Tabela 5.21-Condições e resultados dos ensaios de permeabilidade, M3.	136
Tabela A. 1-Classificação e características dos insumos orgânicos analisados conforme metodologia adotada pelo Ministério da Agricultura (LANARV, 1988).	164
Tabela A. 2-Características químicas do composto orgânico obtido a partir de resíduos da manutenção de gramados em áreas urbanas.	165
Tabela A. 3-Teores de ácidos húmicos (AH), fúlvicos(AF) e extrato húmico total (EHT) do extrato de ácidos húmicos dos insumos orgânicos analisados.	165

1 Introdução

Os aterros sanitários têm se convertido em obras de engenharia de grande importância na nossa sociedade, pois o rápido crescimento da população mundial e da produção industrial têm trazido como consequência um aumento considerável na quantidade de resíduos gerados diariamente; os quais demandam um lugar apto para serem depositados sem representar um problema futuro para a saúde pública e o meio ambiente.

Uma massa de resíduos disposta em um aterro sofrerá uma série de processos de degradação ao longo do tempo, os quais gerarão gases e líquidos como produto das reações ocorrentes. Para conter os efluentes líquidos gerados pela decomposição do lixo, é necessária uma barreira que impeça o transporte deles através dos solos, e evite o seu eventual contato com as águas subterrâneas. Esta barreira é o elemento do aterro sanitário conhecido como *liner*. O *liner* separa os resíduos do subsolo.

Os materiais usualmente utilizados neste tipo de obra de contenção são solos argilosos, por eles terem baixa condutividade hidráulica. No entanto, a busca de novos materiais é de suma importância, pois muitas vezes, os solos que se encontram no local da obra não possuem as propriedades desejáveis para servir como barreira de efluentes contaminados. Além disso, dependendo do material utilizado, este pode reagir positiva ou negativamente ante algumas substâncias químicas presentes no fluido percolante, que podem conseqüentemente, influenciar no comportamento da barreira.

Devido aos motivos acima mencionados, é necessário analisar a fundo as características dos resíduos e do efluente que estarão em contato com o *liner*, as condições hidrológicas e geológicas do local; o conhecimento das propriedades do material que será utilizado como camada de impermeabilização, entre outros, para construir uma obra eficiente. Devem também, ser determinados os processos construtivos que serão adotados.

Para prever com uma boa precisão o comportamento do *liner*, é preciso realizar estudos de laboratório que simulem o melhor possível os processos construtivos que vão ser executados no campo.

No presente estudo, procurou-se avaliar a influência de dois mecanismos diferentes de compactação (dinâmico, com o Proctor Normal; e estático pelo método de pisoteamento) nos valores de permeabilidade de um solo coluvionar e de um composto orgânico para seu eventual uso em uma camada impermeabilizante. O interesse da pesquisa surge porque vários autores afirmam que os processos de preparação das amostras, bem como a energia e o método de compactação utilizados afetam significativamente a permeabilidade do material. No campo, o solo é usualmente compactado com métodos de compactação por pisoteamento, como por exemplo, o pé de carneiro; enquanto que no laboratório os ensaios mais comumente utilizados para simular as condições de compactação são o Proctor Normal e o Proctor Modificado, os quais transmitem energia dinâmica ao solo. Este fato pode fazer com que os valores de condutividade hidráulica obtidos para amostras compactadas por ambos os métodos difiram consideravelmente um do outro, ou bem que o valor em campo seja significativamente diferente do determinado em laboratório.

No trabalho também se visa avaliar o comportamento de um material alternativo misturado com solo. Este material é um composto orgânico produzido a partir do processo de compostagem das aparas de grama do aeroporto internacional Galeão (RJ). Pensou-se que, por ter um alto teor de matéria orgânica e elevada capacidade de troca catiônica, o composto pode apresentar vantagens quando submetido ao contato com soluções contaminantes, retardando ou adsorvendo algumas substâncias tóxicas e, portanto, ser aproveitável em uma obra de contenção hidráulica, caso suas propriedades mecânicas e hidráulicas sejam favoráveis deste ponto de vista. Aqui, será estudado o seu comportamento quando compactado e a sua permeabilidade quando misturado em diferentes proporções com o solo.

Os ensaios para avaliar os métodos de compactação e o seu efeito no comportamento hidráulico dos materiais foram realizados em corpos de prova com diferentes teores de umidade, preparados com solo coluvionar coletado no Campo Experimental II da PUC-Rio, com composto orgânico, e com misturas em diferentes proporções de ambos os materiais. A escolha do solo coluvionar baseou-se nas suas características, típicas de um material utilizado em camadas impermeabilizantes.

A apresentação deste trabalho foi feita em seis capítulos, um anexo e dois apêndices.

No segundo capítulo faz-se uma revisão bibliográfica que abrange conceitos gerais das camadas impermeabilizantes ou *liners*, da compactação e da permeabilidade.

No capítulo 3 descreve-se a procedência do solo e do composto orgânico utilizados no estudo, o processo de amostragem e de preparação dos materiais.

Dentro do capítulo 4, encontra-se a descrição dos equipamentos utilizados para a execução dos ensaios de compactação e de permeabilidade, bem como a metodologia de cada um deles. Os procedimentos seguidos para obter a caracterização física, química e mineralógica dos materiais utilizados também são mencionados.

O capítulo 5 compreende a apresentação e discussão dos resultados obtidos nos ensaios de caracterização, compactação e permeabilidade.

No último capítulo apresentam-se as conclusões obtidas do trabalho experimental como também sugestões para pesquisas futuras relacionadas ao tema.

Ainda encontram-se nesta dissertação um anexo e dois apêndices. No Anexo I apresenta-se a micromorfologia de amostras compactadas por Proctor Normal e pisoteamento, com o objetivo de visualizar a influência de ambos os métodos na estrutura resultante e na condutividade hidráulica.

Finalmente, nos apêndices A e B se encontram, respectivamente, características adicionais do composto orgânico utilizado neste estudo e detalhes dos permeômetros flexíveis ligados a frascos de Mariotte para a execução de ensaios de permeabilidade.

2 Revisão Bibliográfica

2.1 Camadas impermeabilizantes ou *liners*

Estruturas de contenção de terra têm sido objeto de estudo na engenharia por muitos anos para serem utilizadas como núcleos de barragens, reservatórios de água, entre outros.

Nas últimas décadas, o crescimento industrial e populacional, o aumento de geração de lixo e o surgimento de regulamentos quanto à disposição de resíduos, geraram a necessidade de um novo tipo de estrutura de contenção de terra compactada. Esta estrutura denomina-se *liner* e tem como função principal isolar os resíduos depositados em um aterro sanitário do solo e agir como barreira impermeabilizante para impedir a migração de efluentes contaminados até as águas subterrâneas (Oakley, 1987).

Os *liners* podem ser utilizados para diminuir a infiltração de água e a saída de gás dentro de uma camada de lixo (como sistema de cobertura) ou para controlar a saída de chorume¹ do aterro sanitário ao subsolo (barreira de fundo). Para que isto seja possível, o elemento deve possuir uma baixa condutividade hidráulica durante um longo período de tempo. Tipicamente, este valor deve ser menor ou igual a 1×10^{-7} cm/s para as barreiras utilizadas na contenção de resíduos perigosos, resíduos sólidos urbanos e resíduos industriais (Daniel e Benson, 1990; EPA, 1989). Espera-se que os *liners* possam atenuar o movimento do efluente contaminado e prolongar a liberação de químicos presentes nele, bem como cumprir outras funções específicas (Daniel, 1993).

Existem vários tipos de barreiras impermeabilizantes. ROWE, *et.al.* (1995) classificam elas da seguinte forma:

¹ Chorume: Líquido de alta demanda bioquímica de oxigênio (DBO) com odor desagradável e cor negra produzida pela decomposição de matéria orgânica em lixões e aterros sanitários (Alonso, 2006). Segundo Gandhi (2004), a definição da Comunidade Econômica Européia para chorume é “qualquer líquido que escoar através de resíduos depositados, seja emitido ou fique contido no aterro”.

- Depósitos naturais de solos argilosos;
- *Liners* de argila compactada;
- Paredes de *cut-off*;
- Camada natural de rocha;
- *Liners* argilosos com geossintéticos.

Os depósitos naturais de solos argilosos, como seu nome indica, são formações naturais de solo rico em argilominerais e com baixa permeabilidade. Não é recomendável utilizar este tipo como barreira única, pois para o funcionamento adequado de um *liner*, este deve estar livre de defeitos hidráulicos, tais como fraturas, juntas e furos; além de ser contínuo. No caso dos depósitos naturais, é extremamente difícil e custoso comprovar que ele, por si só, seja capaz de proteger as águas subterrâneas de uma eventual contaminação (Daniel, 1993). O mesmo acontece no caso das barreiras de camada natural de rocha.

As paredes de *cut-off* são raramente usadas como parte de um *liner* em um aterro sanitário novo, porém, podem servir para proteger o ambiente circundante aos aterros sanitários antigos que não possuem nenhum outro tipo de barreira.

Os *liners* argilosos com geossintéticos consistem de uma camada fina de argila colocada entre dois geotêxteis ou geomembranas. As geomembranas consistem em uma ou várias lâminas fabricadas com resinas tais como polietileno, polivinil, etc.

O tipo de barreira analisada nesta pesquisa, pertence à segunda categoria, para o caso de barreira de fundo.

Muitos aspectos devem ser considerados na hora de projetar o sistema de impermeabilização do aterro sanitário. Condições hidrogeológicas do local, materiais de empréstimo disponíveis e clima, são de relevância.

Hermann e Elsbury (1987), baseados na revisão bibliográfica de construção de *liners* e técnicas de compactação, mencionam os seguintes fatores como os mais influentes no comportamento da barreira:

- Tipo de solo (propriedades físicas, químicas e mecânicas, como granulometria, limites de consistência, atividade, expansividade, trabalhabilidade, capacidade de troca catiônica, entre outras);
- Energia e método de compactação utilizados no processo construtivo;

- Teor de umidade e densidade;
- Características do efluente;
- Saturação;
- Espessura das camadas e aderência entre elas.

O desempenho do *liner* dependerá do potencial de contração (associado ao teor de umidade), da resistência e da permeabilidade, que estão ligados direta ou indiretamente à compactação (Oweis e Khera, 1998).

Não obstante, segundo vários autores (Taha e Kabir, 2004; Daniel, 1984) a permeabilidade é o fator determinante na hora do projeto, pois o objetivo principal desta estrutura de contenção é impedir o passo de efluentes contaminados.

O projeto e construção bem sucedidos de uma camada impermeabilizante devem contemplar, entre outros, a determinação da metodologia construtiva, análise de estabilidade, e capacidade de suporte, avaliação de subsidência, consideração de fatores ambientais como secagem, e o desenvolvimento e execução de um plano de segurança construtiva (Oakley, 1987).

2.1.1 Liners de Argila Compactada

Chama-se assim ao sistema de impermeabilização que está usualmente composto por solos que possuem elevada quantidade de finos, por eles terem uma baixa condutividade hidráulica. Outros minerais não argilosos podem estar presentes em maiores quantidades, mas o termo “argila” é utilizado porque é ela a responsável pela baixa permeabilidade (Daniel, 1993).

Os *liners* de argila compactada são construídos a partir de solos naturais embora, podendo-se adicionar alguns materiais processados, como bentonita, materiais sintéticos (polímeros), entre outros para reduzir o valor de k .

Para realizar uma escolha preliminar do material a CETESB (1993) sugere que o solo esteja classificado segundo o Sistema de Classificação Unificada como CL, CH, SC ou OH; que possua um índice de plasticidade maior ou igual a 15, um limite plástico superior ou igual a 30%, uma percentagem passante da peneira #200 superior a 30% e um coeficiente de permeabilidade inferior a 1×10^{-7} cm/s.

The U.S. Bureau of Reclamation (1974), recomenda, para atingir uma condutividade hidráulica baixa, um material que possua índice de plasticidade

mínimo de 10 ou preferivelmente de 12 e máximo de 25, e um limite de liquidez inferior a 45 (pois dele depende o potencial de expansividade).

Benson *et al.* (1994) propõem que para atingir um k menor que 1×10^{-7} cm/s o material deve possuir as seguintes características:

Tabela 2.1-Propriedades do solo para atingir uma condutividade hidráulica média menor ou igual que 1×10^{-7} cm/s.

Propriedade	Mínimo para atingir k média $\leq 1 \times 10^{-7}$ cm/s
Limite de Liquidez	20
Índice de Plasticidade	7
% Finos	30
% Argila	15
Atividade	0,3

Os dados da tabela acima são produto da análise de uma base de dados de 67 *liners* construídos nos Estados Unidos, os quais foram construídos com argilas formadas naturalmente e são considerados, pelos autores, como bem compactados.

Deve-se levar em consideração que se o solo escolhido for muito plástico, seu desempenho quanto à permeabilidade no campo eventualmente seja bom, porém, quanto à resistência e contração pode-se comportar desfavoravelmente. Além disso, sua trabalhabilidade em campo diminui, pois se torna mais complicado de misturar, hidratar e homogeneizar, demandando um esforço maior na hora da compactação.

Na literatura, são muitos os critérios propostos para realizar a escolha adequada do tipo de material, como foi explicado anteriormente. Todos eles têm como objetivo a definição de características comuns nos solos, que ofereçam ao engenheiro projetista uma gama de possíveis materiais a utilizar e garantam o comportamento satisfatório do material compactado não só quanto à condutividade hidráulica, como também, à resistência e à compressibilidade.

Com base nas características do material escolhido, devem ser definidos os critérios de compactação, visando atender os requerimentos acima mencionados. Autores como Daniel e Benson (1990) e Othman e Luetlich (1994) apresentam propostas para definir o teor de umidade e a densidade de um material, para uma ampla faixa de energia de compactação, com a finalidade de relacioná-los com os requerimentos de condutividade hidráulica, resistência, à compressibilidade, expansão e contração. O trabalho de Alonso (2005) apresenta um resumo de outras metodologias para a definição da faixa aceitável

de compactação para cumprir com todas as propriedades mecânicas que a camada impermeabilizante deve possuir.

O desempenho do *liner*, como foi anteriormente explicado, é função de vários fatores; no entanto, é claro que o processo de compactação será o diferencial entre um sistema de contenção bom ou ruim. Deve se garantir a máxima redução de defeitos hidráulicos, procurando a eliminação de grumos de material, o bom entrosamento entre as partículas das diversas camadas, etc. Após o processo de densificação, o material possuirá maior resistência ao cisalhamento, será menos compressível e permeável, e os efeitos de expansão e contração serão controlados. Isto, quando compactado com o método e a energia de compactação apropriados para um determinado material, nas condições de umidade adequada.

2.2 Compactação

A compactação é uma técnica que permite melhorar as propriedades de um solo para propósitos de engenharia. Esta pode ser conseguida através da aplicação de cargas dinâmicas ou estáticas momentâneas no solo, que resulta na diminuição de vazios com a expulsão do ar e um aumento na densidade do material (Raghavan e Ohu, 1985).

Quando aumenta a densidade, significa que o contato entre grãos é maior, portanto, quando se compacta espera-se que ocorra um aumento na resistência ao cisalhamento do solo e uma redução de compressibilidade e permeabilidade.

O volume inicial da massa de solo está constituído por partículas sólidas, água e ar. Este volume diminui devido à aplicação momentânea de carga. Os vazios na massa se reduzem, pois grande parte do ar é expulso e a água então o substitui nesses vazios. As mudanças no volume de água são insignificantes. Por este motivo, durante a compactação, aumenta a saturação. O teor de umidade do material antes e depois de ser compactado é praticamente o mesmo (Hilf, 1975).

Se o processo de compactação fosse totalmente eficiente e o ar fosse 100% eliminado, a massa específica seca obtida então, seria a correspondente ao estado de "zero vazios de ar", onde a saturação é igual a 100%. Como atingir essa condição é praticamente impossível, qualquer curva de compactação sempre se encontrará abaixo da curva ideal correspondente a esse estado ($S=100\%$).

Antes dos anos 1930's, a compactação era um processo de tentativa e erro. Foi depois das publicações feitas por Proctor em 1933 que se começou a entender o princípio básico desta técnica tão importante do ponto de vista da engenharia. Ele, através dos seus testes pioneiros, determinou que moldando uma série de corpos de prova com um peso que é solto desde uma determinada altura e usando vários teores de umidade, poderia obter uma relação de massa específica seca-umidade, como mostra a seguinte figura:

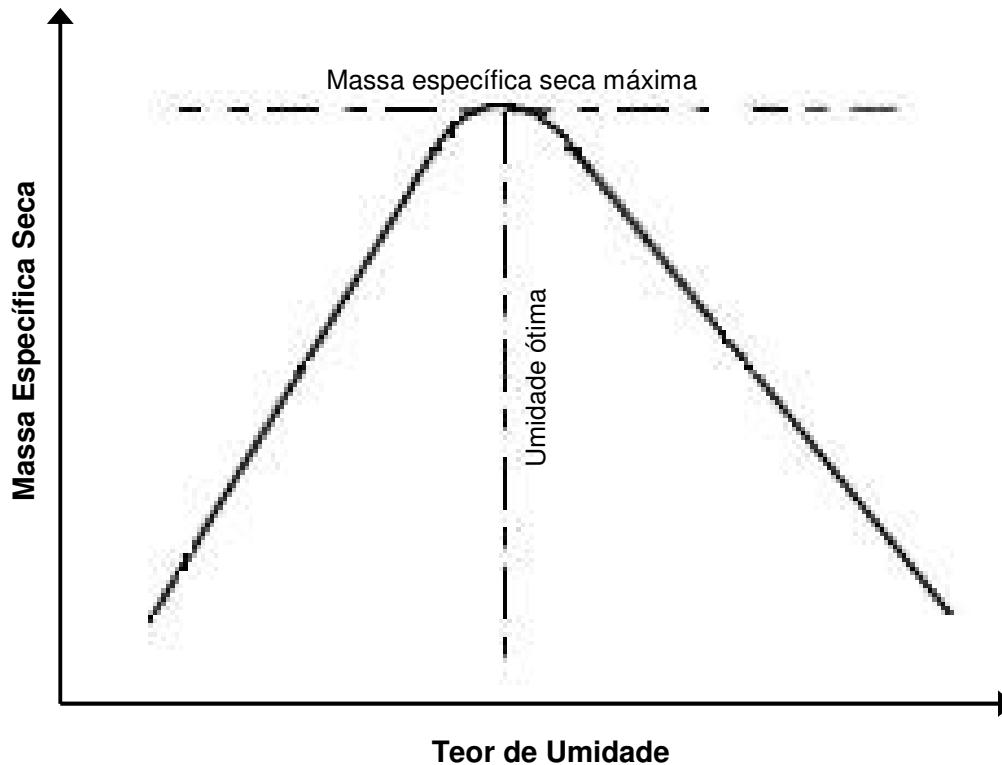


Figura 2.1-Curva de compactação.

Observa-se na figura acima que o valor da massa específica seca cresce com o aumento do teor de umidade quando compactado com uma energia determinada até chegar a um valor máximo, associado a um determinado valor de umidade, denominado umidade ótima. Se continuar acrescentando água, a massa específica seca começa diminuir. Os pontos que se encontram à direita da umidade ótima, se consideram compactados dentro do ramo úmido e os da esquerda no ramo seco.

O objetivo dos ensaios de compactação em laboratório é definir para um material específico a quantidade de água necessária a ser adicionada no campo para obter uma determinada densidade e conseguir conseqüentemente cumprir com outros objetivos como diminuição da permeabilidade, aumento de resistência e diminuição da compressibilidade.

Proctor estabeleceu que os fatores principais que afetam a densidade do solo compactado são: o tipo de solo, o teor de umidade de compactação e a energia empregada ao solo (Iowa Department of Transportation, 2004).

Mitchell *et al.* (1965) demonstrou que além dos fatores citados por Proctor, o tipo de compactação aplicado também influencia os resultados.

2.2.1 Tipo de Solo

Cada solo se comporta diferente quando compactado, devido às diferentes texturas e consistência ou compacidade; portanto, é indispensável conhecer estas propriedades para determinar o método de compactação mais adequado. Para estes fins, do ponto de vista de compactação, o solo pode ser classificado como orgânico, granular (não coesivo) e coesivo.

- Solos orgânicos: são aqueles que possuem uma quantidade significativa de matéria orgânica, o que faz deles um material indesejável para construção, pois têm baixa resistência, alta permeabilidade e alta compressibilidade (Ohu *et al.*, 1986; Pinto, 2002).

- Solos granulares: são materiais que permanecem permeáveis embora tenham sido bem compactados. Dentro deste grupo estão as areias e os pedregulhos. Os tipos de solo SW, SP, GW e GP (segundo o sistema de classificação SUCS) e grupos limites de qualquer deles representam este tipo de solos (Hilf, 1975). Em geral, suas propriedades não são afetadas pela adsorção de água.

- Solos coesivos: são materiais compostos por grãos finos, usualmente partículas de silte e argila, que quando compactadas corretamente, deixam a massa de solo virtualmente impermeável. Devido às suas propriedades de superfície, tendem a adsorver água, o que influencia seu comportamento. Os solos coesivos são plásticos e fáceis de moldar quando úmidos, porém duros quando secos (Hilf, 1975).

Encaixam-se neste tipo de solos todas as variedades de argilas, siltes e pedregulhos e areias siltosos (as) ou argilosos (as), os quais estão representados pelos seguintes grupos do Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS): CH, CL, MH, ML, SC, SM, GC, GM e grupos limite de qualquer de ambos (Bureau of Reclamation Earth Manual, 1968 *apud* Hilf, 1975).

A curva de compactação dos solos coesivos é característica para cada material, sempre que seja compactado com a mesma energia de compactação.

Porém, no caso dos solos residuais isto pode não acontecer, pois são solos sensíveis à umidade (Nascentes 2005). Isto significa que, devido à presença de alguns argilominerais (por exemplo: haloisita ou alófono) ocorre uma mudança irreversível nas suas propriedades (limites de consistência, resistência, compressibilidade e permeabilidade) quando o solo seca. Este aspecto não é um fator limitante, porém, deve ser considerado na hora de analisar o material no uso em uma obra de engenharia.

2.2.2 Umidade de Compactação

Proctor (1933) afirmou que a água adicionada em um solo relativamente seco cria efeitos capilares que mantém as partículas unidas, resultando em uma elevada resistência que se opõe às forças de compactação. Quando o solo se compacta com um teor de umidade maior, ocorre uma redistribuição das partículas devido à lubrificação fornecida pela água acrescentada, reduzindo por sua vez a energia necessária para elas se manterem juntas.

Subseqüente ao trabalho de Proctor (1933), diversos autores têm estudado a teoria da compactação dos solos coesivos, indicando que o processo é mais complexo, pois envolve, além dos efeitos da lubrificação, pressão capilar, histerese, poropressão de ar, permeabilidade, fenômenos de superfície e pressões osmóticas. Hilf (1975) apresenta um resumo de algumas destas propostas, as quais tentam explicar a natureza da curva de compactação e os efeitos da umidade neste processo. Entre elas se encontram as teorias de Hogentogler (1936); Hilf (1956); Lambe (1960); Olson (1963) e Barden e Sides (1970).

Apesar das diferentes explicações existentes para entender a relação do processo com a umidade, os autores supracitados concordam que, o arranjo das partículas (ou a estrutura resultante) no solo compactado será função da umidade de compactação.

2.2.3 Métodos e Energia de Compactação

Existem quatro métodos de compactação: vibratório, de impacto, estático e de pisoteamento. Os primeiros dois métodos aplicam energia dinâmica ao solo, e os dois últimos, energia estática.

A compactação vibratória é a mais eficiente em solos granulares, pois a vibração faz com que as partículas se movimentem e se aproximem umas das outras de forma que a maior densidade seja atingida. Os outros métodos seriam menos adequados, pois a densidade dos solos granulares não depende significativamente do teor de umidade, como é o caso dos solos coesivos devido aos efeitos desprezíveis de lubrificação nos grãos, que têm uma superfície de contato menor que a dos solos mais finos.

Já no caso dos solos coesivos, dependendo dos propósitos que o material tenha em uma determinada obra, qualquer um dos últimos três métodos de compactação supracitados, pode cumprir satisfatoriamente com o propósito desejado.

Com respeito à energia de compactação, quando esta aumenta ocorre uma diminuição no valor da umidade ótima e um acréscimo na massa específica seca. Segundo (Das, 1998), isto se deve a que uma energia alta de compactação faz com que ocorra uma orientação mais paralela das partículas de argila, as quais se aproximam mais umas das outras, resultando em uma maior densidade.

Observa-se na Figura 2.2 o deslocamento à esquerda e para cima que ocorre na curva de compactação para um mesmo solo, quando a energia é aumentada, do Proctor Normal para o Proctor Modificado.

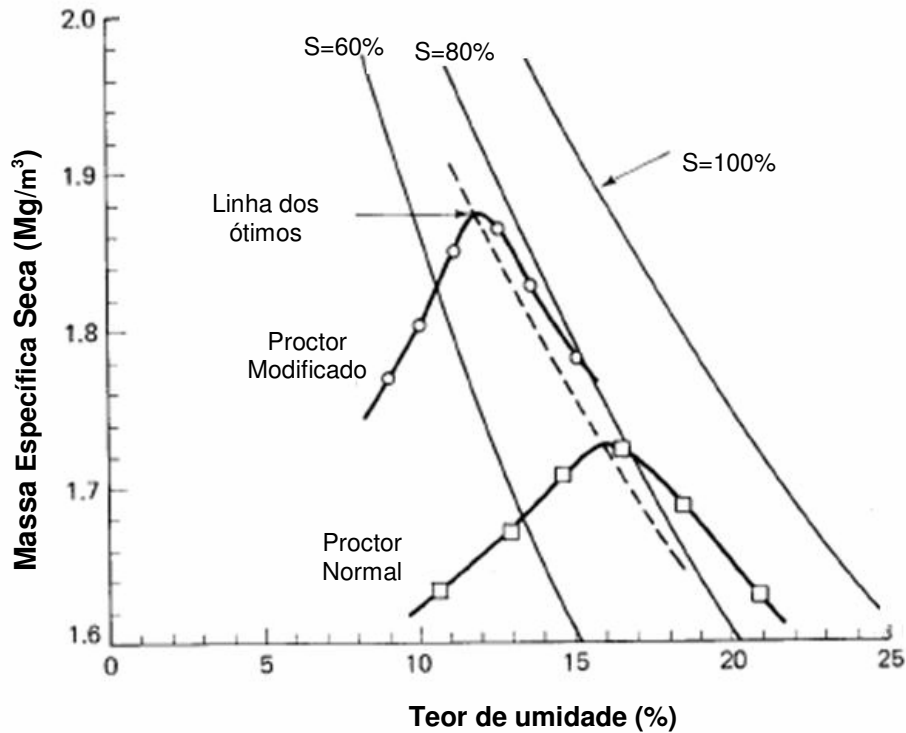


Figura 2.2-Influência da energia de compactação no comportamento do solo (Adaptado de Holtz e Kovacs, 1981).

2.2.4 Estrutura do Solo

Quando um solo é compactado, o arranjo inicial das partículas muda. Dependendo do tipo de solo, do método e da energia de compactação aplicada, e da umidade de compactação, diferentes arranjos são obtidos (Garcia-Bengochea *et al.*, 1979; Acar e Oliveri, 1990; Benson e Daniel, 1990). Estes novos arranjos ou estruturas conferem ao solo compactado propriedades que serão determinantes quanto ao seu comportamento no que respeita à resistência, à compressibilidade, e a permeabilidade.

Assim, materiais que possuem uma mesma densidade podem apresentar comportamentos mecânicos diferentes quando compactados com diferentes métodos e/ou energias de compactação em diferentes umidades (Bell, 1977).

A teoria proposta em 1958 por Lambe, fundamentada nos conceitos de camada dupla, associa o comportamento da estrutura no solo com a umidade de compactação da seguinte forma:

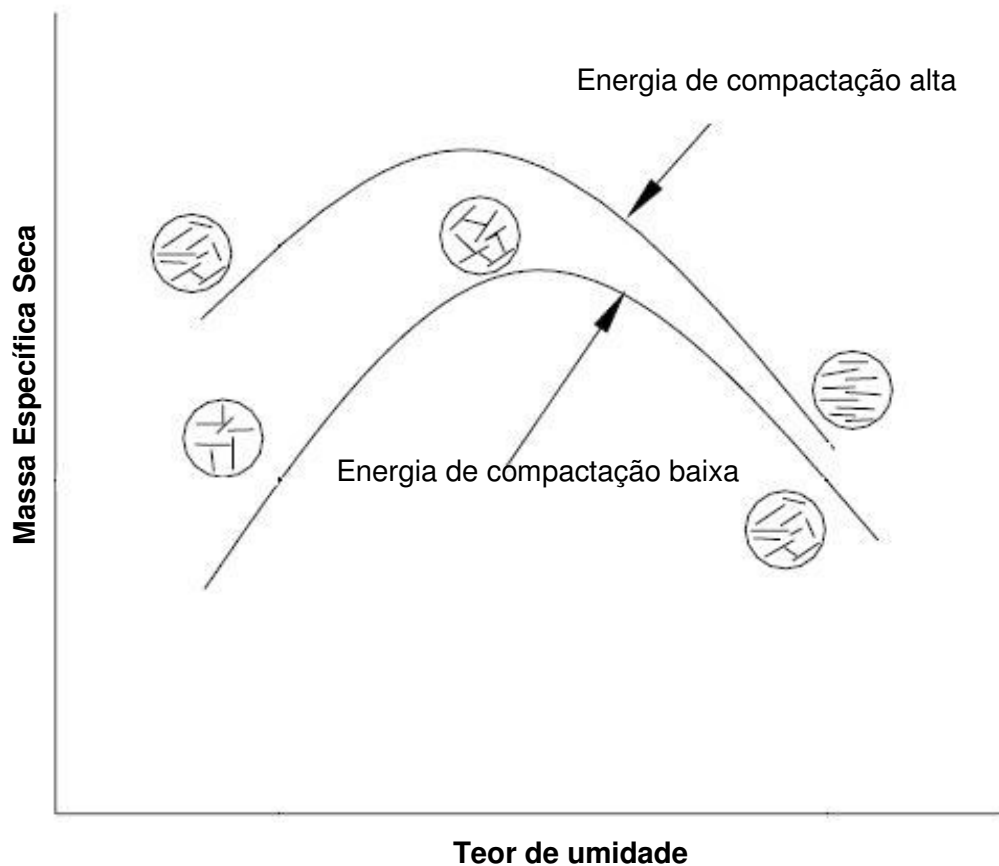


Figura 2.3-Efeitos da compactação na estrutura do solo (Adaptado de Lambe, 1958).

Quando o solo se compacta no ramo seco, este apresenta uma estrutura floculada, e quando compactado no ramo úmido, uma estrutura dispersa, onde as partículas finas de solo se orientam lamelmente. Também se observa na figura acima o efeito do aumento da energia de compactação no arranjo das partículas, onde a floculação é menor e a dispersão maior no caso de uma energia elevada de compactação.

Estudos realizados por Lambe (1958), Mitchell *et al.* (1965) e Seed e Chan (1959) explicam a forma em que as diferentes estruturas são obtidas e os efeitos que elas provocam na permeabilidade, na resistência, na propressão, no inchamento, etc.

Mitchell *et al.* (1965) demonstraram, a partir de uma série de ensaios de permeabilidade executados com corpos de prova moldados com diferentes métodos de compactação (pisoteamento e estático), que a estrutura do solo obtida após o processo está diretamente relacionada com o equipamento utilizado para este fim. Distintos métodos de compactação induzem diferentes

quantidades de deformação por cisalhamento. Quanto maior esta deformação, maior o grau de dispersão produzido (Seed e Chan, 1959).

O pisoteamento, por ser o método que provoca maior deformação por cisalhamento no solo, induz uma estrutura mais dispersa e, portanto, uma menor permeabilidade no solo. O aumento na dispersão, resulta na redução do número de canais maiores de fluxo e em poros de menor tamanho, fazendo com que o valor de k diminua (Mitchell *et al.*, 1965).

Como se mostra na Figura 2.4, quando compactados por pisoteamento, os corpos de prova apresentaram menores coeficientes de permeabilidade que quando compactados com o método estático, sendo esta influência mais marcante acima da umidade ótima.

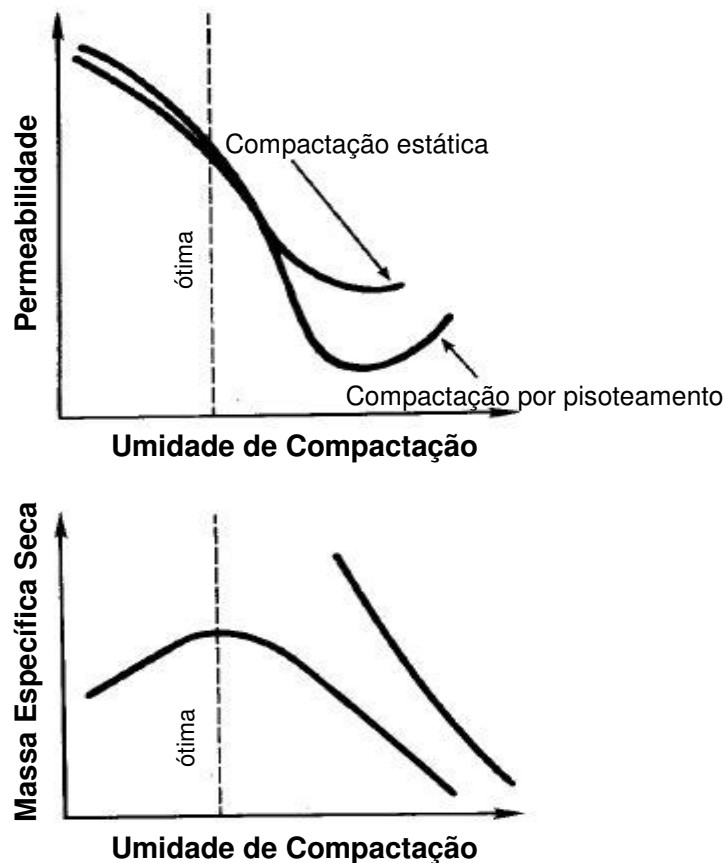


Figura 2.4-Influência do método de compactação no comportamento do solo (Adaptado de Mitchell *et al.*, 1965).

O efeito é mais significativo quando o material se compacta no ramo úmido, pois a resistência às deformações por cisalhamento diminui com o aumento de umidade. No caso das amostras compactadas no ramo seco, a influência do método tem um efeito mínimo na estrutura resultante, pois os

grumos presentes na massa de solo são mais resistentes a se deformar (Seed e Chan, 1959).

A influência do método de compactação quanto à resistência, expansividade e compressibilidade foi estudado por Seed e Chan (1965). Estes autores concluíram a partir de ensaios feitos com diferentes tipos de energia de compactação que a deformação devida ao cisalhamento, e, por conseguinte o grau de dispersão aumenta na seguinte ordem: compactação estática, vibratória de impacto e por pisoteamento.

No caso do solo ser compactado com um mesmo método, mas com uma energia de compactação superior, os efeitos são diferentes aos explicados acima. Com o aumento da energia é possível aumentar o grau de dispersão das partículas do solo. Quando compactado no ramo seco, o aumento de energia resulta em uma densidade maior, porém, no ramo úmido, não ocorre esse aumento na densidade, pois a energia adicional que se aplica no solo é consumida remoldando o solo a volume constante (Bell, 1977). Esta remoldagem é a responsável pela origem das diferentes estruturas nos solos coesivos (Lambe, 1958).

Como foi confirmado por Lambe (1958); Seed e Chan (1959); Mitchell *et al.* (1965); Garcia-Bengochea *et al.* (1979); Acar e Oliveri (1990) e Benson e Daniel (1990), entre outros, a estrutura resultante de uma massa de solo está intimamente relacionada com o processo de compactação e a umidade de compactação. Por este motivo, é relevante se questionar se realmente os ensaios de Proctor são os mais adequados para representar as condições de campo, que usualmente se assemelham mais com a compactação por pisoteamento.

2.2.5

Importância do processo de compactação na construção de um *liner*

Como foi explicado nos itens anteriores, uma série de fatores influencia a estrutura resultante de um solo após o mesmo ter sido submetido a um processo de compactação, e conseqüentemente, seu comportamento mecânico e hidráulico se vê afetado.

No caso do presente trabalho, o efeito mais relevante a ser analisado é referente à permeabilidade do solo, pois dela depende o desempenho do *liner*. Outros fatores, como resistência ao cisalhamento, compressibilidade e

expansividade, devem ser considerados também na hora de projetar este tipo de obra, mas estão além dos objetivos do presente estudo.

Um dos aspectos mais importantes a ser considerado na construção de uma camada impermeabilizante é a escolha do equipamento, pois uma adequada compactação garante o desempenho satisfatório da obra geotécnica (Daniel, 1993).

No entanto, como o fator econômico nas obras de engenharia, muitas vezes predomina diante as necessidades do projeto, a escolha do equipamento se dá em função deste aspecto, deixando de lado a importância de garantir a qualidade final da obra. Além disso, a maquinaria varia regionalmente, e conseqüentemente, é muitas vezes selecionada pela sua disponibilidade e não pelo desempenho que esta possa ter durante a compactação no campo.

Hermann e Elsbury (1987) consultaram uma pesquisa realizada por Pierce *et al.* (1986) onde foram estudados 23 *liners*. Em todos eles foram utilizados os mais variados equipamentos para compactar o solo; inclusive, em alguns casos foram usados diversos tipos de mecanismos na mesma obra. Compactadores tipo pé de carneiro, *bulldozer*, tratores de agricultura, rolo compactador e equipamentos desconhecidos ou não especificados são alguns deles. O autor supracitado associa o pobre desempenho dos *liners* (com respeito à permeabilidade) com o fato anterior.

Os regulamentos para a construção de camadas impermeabilizantes, sugerem a compactação por pisoteamento como a mais adequada, pois esta produz uma remodelagem e mistura profunda no material, portanto, tem um ótimo desempenho quanto à destruição de grumos ou torrões e faz com que se dê uma boa aderência entre camadas (Hermann e Elsbury, 1987).

Segundo vários autores (Day e Daniel, 1985; Benson e Daniel, 1990; Houston e Randeni, 1992; Rowe *et al.*, 1995; Benson *et al.*, 1999), por meio da destruição dos grumos ou estruturas floculadas no solo, formadas quando este é misturado com água e compactado, é possível conseguir uma permeabilidade baixa, pois se eliminam macroporos formados entre os grumos que facilitam o fluxo. Para lograr o mencionado é necessário que a compactação seja feita no ramo úmido usando um equipamento que transmita uma energia de compactação elevada e que seja capaz de produzir grandes deformações, como é o caso dos compactadores do tipo pé de carneiro (Mitchell, 1993; Benson e Boutwell, 2000), que provocam uma compactação por pisoteamento.

2.2.6

Ensaio de laboratório *versus* compactação de campo

De acordo com Mundell e Bailey (1985), uma das principais razões das variações nos resultados de ensaios em laboratório com respeito aos obtidos em campo, quanto à permeabilidade de solos compactados, é a diferença entre as técnicas de compactação empregadas.

Como foi explicado anteriormente, o método de compactação por pisoteamento é o mais adequado para a construção de *liners*. Porém, por muitos anos, os ensaios em laboratório de Proctor Normal têm sido os mais utilizados para determinar as condições de projeto não só deste tipo de empreendimento, se não também de numerosas obras. Os ensaios de pisoteamento, não têm sido tão amplamente difundidos e executados quanto os do Proctor.

O número de golpes e de camadas, dimensões do molde e pesos do soquete a serem utilizados nos ensaios Proctor, estão padronizados na norma brasileira NBR 6457/86 e em normas internacionais. No entanto, no caso do pisoteamento, são encontrados poucos estudos e propostas na literatura quanto a estes aspectos.

No ano 1952, Mc Rae e Rutledge publicaram os resultados de um estudo cujo objetivo foi avaliar a eficiência dos ensaios de compactação de laboratório. Os autores compararam as curvas de compactação obtidas a partir deles com as curvas do campo para comprovar sua semelhança, utilizando o método dinâmico e o método de pisoteamento.

Os autores utilizaram para isto um equipamento projetado por J.O. Osterberg e desenvolvido na Universidade de Northwestern, Estados Unidos no ano 1947. Este permite executar ensaios tanto de impacto como de pisoteamento em um molde de 6" de diâmetro e 7" de altura. Os princípios adotados pelo projetista para simular por meio deste equipamento o pisoteamento do equipamento de pé de carneiro no campo foram os seguintes:

- A sapata que aplica a compactação não deve transmitir impacto ao solo;
- A sapata deve aplicar uma pressão controlada por um determinado período de tempo; cobrindo somente uma pequena área da amostra para induzir deformações cisalhantes;
- A operação do equipamento deve ser o mais automática possível.

Executando ensaios com o equipamento anterior em uma argila de baixa plasticidade, Mc Rae e Rutledge (1952) concluíram que o método de pisoteamento em laboratório simulou melhor as condições de campo do que o

método de impacto, argumentando que as curvas de compactação para o primeiro caso se assemelharam mais com as reais.

Os autores supracitados realizaram os ensaios de impacto variando o número de camadas e golpes nas seguintes combinações 25-3; 28-5 e 43-5, respectivamente. Para os ensaios de pisoteamento o número de camadas e apisoadas permaneceu constante (5 e 40 respectivamente), mas a pressão e o tempo de aplicação foram variados.

Bell (1977) menciona na sua revisão bibliográfica alguns estudos que visaram analisar o efeito do número de camadas e apisoadas, a pressão e o tempo de aplicação nos ensaios de pisoteamento, no entanto, os dados são escassos.

Algumas propostas de equipamento de laboratório para simular o efeito do pisoteamento que ocorre em campo são brevemente descritas no trabalho de Kouassi *et al.* (2000). Os autores mencionam o equipamento de compactação “Harvard Miniatura”, desenvolvido por Wilson (1950), onde o ensaio se realiza em um molde de 3,3cm de diâmetro e 7,16cm de altura, aplicando 10 apisoadas em cada uma das cinco camadas em que o ensaio se executa. Outro tipo de compactador, apresentado por Seed e Monismith (1954) é mencionado. Neste, são aplicadas 30 apisoadas por minuto em um molde de 15,24cm de diâmetro e 30,48cm de altura.

Kouassi *et al.* (2000) desenvolveram um equipamento de pisoteamento que funciona com três sapatas ao invés de uma só, utilizando um molde com as mesmas dimensões do utilizado na Universidade de Northwestern, portanto, os ensaios executados nele, são razoavelmente representativos, segundo os autores. Os ensaios foram realizados aplicando pressões de 1,0 a 1,5 MPa em 3 e 5 camadas, dando 8 apisoadas em cada uma delas.

Os trabalhos supracitados sugerem diferentes dimensões de molde, número de apisoadas e camadas, bem como diferentes pressões e tempos de aplicação. Os equipamentos utilizados também são diferentes, apesar de terem na sua maioria, os mesmos princípios. Porém, os estudos não têm sido suficientes para poder padronizar uma metodologia do ensaio, embora os autores anteriores tenham demonstrado, para os casos particulares estudados, que o ensaio de pisoteamento tem maior concordância com os resultados do campo que o método dinâmico, o qual é o ensaio mais utilizado em laboratório.

2.3 Permeabilidade

A permeabilidade ou condutividade hidráulica é uma constante de proporcionalidade relacionada com a facilidade com que um fluido atravessa uma massa de solo. Sua determinação seja em campo ou em laboratório, é fundamental para fins de engenharia, pois projetos de drenagem, de contenção ou qualquer outro tipo que envolva fluxo dependem desta propriedade do solo.

Para calcular o coeficiente de permeabilidade k é necessário fazer uso da Lei de Darcy (1856), que relaciona linearmente a velocidade de descarga de um fluido através de um meio poroso com um gradiente hidráulico da seguinte forma:

$$v = k \cdot i \quad (2.1)$$

Onde:

v = velocidade de descarga em cm/s;

k = coeficiente de permeabilidade do solo, em cm/s;

i = gradiente hidráulico, definido pela razão entre a perda de carga h ao longo de uma distância L de percolação.

Quando o fluxo passa através de uma secção transversal, é possível determinar a vazão Q (cm³/s) multiplicando-se a área A (cm²) pela velocidade de descarga v (cm/s):

$$Q = v \cdot A \quad (2.2)$$

Substituindo a velocidade de descarga da equação 2.1 na equação 2.2 tem-se que:

$$Q = k \cdot i \cdot A \quad (2.3)$$

e conseqüentemente,

$$k = \frac{Q}{i \cdot A} \quad (2.4)$$

A unidade mais utilizada para dar o valor de k é em cm/s.

Os fatores que influenciam o valor da permeabilidade têm sido amplamente estudados por numerosos autores (Lambe (1954); Lambe (1958); Mitchell *et al.* (1965); Barden e Sides (1970); Benson e Daniel (1990), entre outros).

De modo geral, pode se afirmar que os solos mais finos apresentam menor permeabilidade que os solos mais grossos. Solos com partículas esféricas ou arredondadas apresentam tendência para maiores valores de permeabilidade do que em solos com partículas angulares ou em forma de placas.

A atividade dos argilominerais e os limites de consistência - ambos ligados à fração fina presente em um solo - são também relacionáveis com o acréscimo ou decréscimo do valor da condutividade hidráulica, segundo o afirmado por Mesri e Olson (1971) e Benson *et al.* (1994).

Quanto à saturação, sabe-se que a presença de ar nos vazios dificulta a passagem de água, portanto maiores permeabilidades são obtidas à medida que aumenta o grau de saturação no solo. A seguir, mostra-se graficamente a relação da condutividade hidráulica versus o grau de compactação de uma argila compactada obtida por Olson e Daniel (1981).

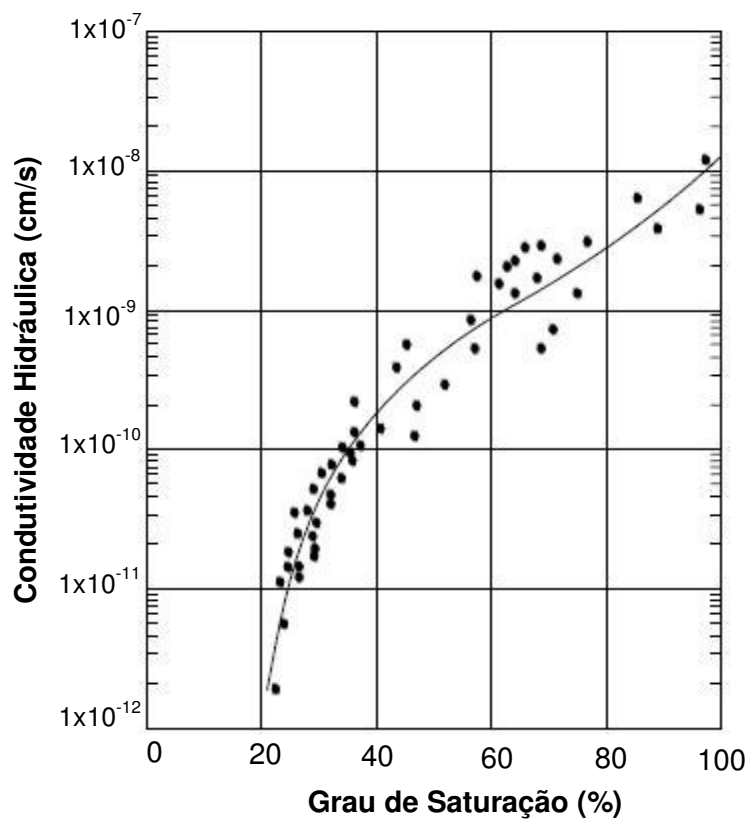


Figura 2.5-Condutividade hidráulica versus grau de saturação (Adaptado de Olson e Daniel, 1981).

Convencionalmente, a condutividade hidráulica é avaliada a partir de ensaios de campo ou laboratório, embora, devido a dificuldades como custo e amostragem, alguns métodos para estimá-la têm sido propostos. Estes métodos têm tido comportamento relativamente satisfatórios quando usados com solos grossos, e insatisfatórios quando usados com solos finos.

Tais métodos relacionam a textura e as propriedades índice dos materiais com o coeficiente de permeabilidade. Exemplos na literatura estão dados por Hazen, Taylor, Kozeny, Carman, entre outros. O problema principal destas propostas reside em que a permeabilidade é extremamente sensível às mudanças na estrutura do solo; a qual não é considerada. Uma revisão completa destas propostas é apresentada por Garcia-Bengochea *et al.* (1979) e por Sridharan e Nagaraj (2003).

Garcia-Bengochea *et al.* (1979) afirmam que, em termos gerais, três fatores controlam a condutividade hidráulica em um meio poroso:

- A geometria da estrutura porosa;
- As propriedades do fluido percolante;
- A interação superficial entre o fluido e o meio poroso.

2.3.1 Geometria de Estrutura Porosa

A distribuição dos tamanhos dos vazios e a tortuosidade dos canais de fluxo em um meio poroso dependem da geometria da estrutura porosa. Esta é função da textura do solo, da deposição natural do material ou de um processo de compactação. Porém também pode ser afetada por variáveis físico-químicas.

2.3.1.1 Textura do Solo

Quanto menores forem as partículas do solo, menor será o tamanho dos canais de fluxo. A geometria dos canais de fluxo é função da forma e da orientação das partículas de argila. Mesri e Olson (1971) fazem a anterior afirmação com base nos resultados obtidos em ensaios feitos com três argilas com composição de argilominerais diferentes: caulinita, illita e esmectita, onde o fluido percolante foi água. A primeira argila apresenta o maior tamanho de partículas e a última o menor tamanho, portanto, os canais de fluxo presentes na estrutura provocam, conseqüentemente, diferenças importantes nos valores de k . Na Figura 2.6, pode-se observar que para um índice de vazios constante, o

decréscimo no valor da permeabilidade da caulinita para a esmectita é resultado da redução do tamanho dos canais de fluxo individuais e do aumento na tortuosidade dos caminhos de fluxo. A illita é 200 vezes mais permeável que a esmectita, e a caulinita é 200.000 vezes mais permeável.

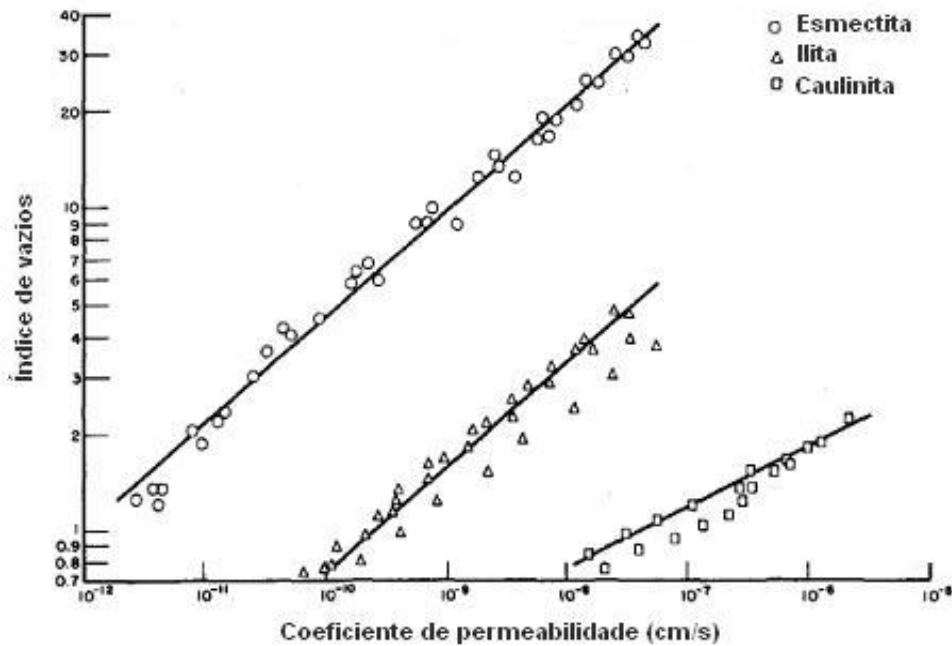


Figura 2.6-Coeficiente de permeabilidade de três argilas com diferentes tamanhos de grãos (Adaptado de Mesri e Olson, 1971).

2.3.1.2

Deposição Natural e Processos de Compactação

Solos que apresentam uma série de camadas, em geral horizontais e formadas por deposição natural, como é o caso dos solos sedimentares, apresentam maior permeabilidade na direção das camadas do que na direção perpendicular à estratificação. Isto devido ao caminho, que o fluido tem que percorrer para se trasladar de um ponto de maior carga para um de menor carga, ser mais tortuoso.

No caso em estudo, o arranjo das partículas de solo será produto de um processo de compactação, portanto, a permeabilidade será influenciada pelas condições de compactação, tais como umidade, energia e tipo de compactação.

Duas teorias, descritas por Hermann e Elsbury (1987) e Benson e Daniel (1990), têm sido propostas para explicar esta influência.

A primeira teoria, denominada a teoria de orientação das partículas, foi proposta por Lambe (1958) e relaciona a permeabilidade de um solo compactado com a orientação das partículas, a qual é função da umidade de compactação. Quando compactado no ramo seco, o solo apresenta uma estrutura floculada, e quando compactado no ramo úmido, o arranjo das partículas é disperso.

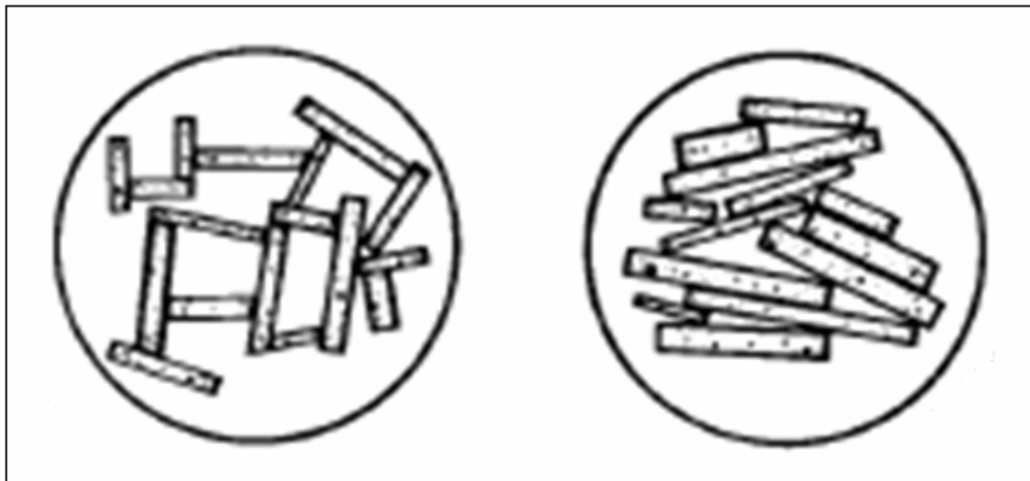


Figura 2.7-Estruturas dispersa e floculada respectivamente (Lambe, 1958).

Comparando as estruturas acima mostradas, se observa claramente que a estrutura floculada apresenta vazios maiores que a dispersa, portanto permite com maior facilidade o passo de fluxo através dos canais formados entre os poros. Já no caso da estrutura dispersa esse caminho na direção perpendicular à orientação das partículas é muito mais tortuoso. A velocidade necessária para chegar até um mesmo ponto em ambos os exemplos será maior no caso da primeira, e como conseqüência, o coeficiente de permeabilidade será maior.

Concluindo, a teoria afirma que a condutividade hidráulica é dominada pelo arranjo individual das partículas, que pela sua vez é influenciado pela umidade de compactação (Figura 2.3).

Um estudo extenso desenvolvido por Mitchell *et al.* (1965) confirma a proposta de Lambe (1958). Os autores afirmam que a estrutura obtida com o processo de compactação é a variável mais importante quanto à permeabilidade da argila compactada. Seus resultados não só mostram a influência da umidade de compactação, como também a influência da deformação cisalhante no arranjo das partículas e, por conseguinte na permeabilidade, como conseqüência do método e da energia de compactação utilizados. Eles também afirmam que o método estático, por induzir menores deformações que o pisoteamento quando o

solo é compactado, gera uma estrutura com um menor grau de dispersão, o que se reflete em coeficientes de permeabilidade maiores, como observado na Figura 2.4.

A segunda teoria que relaciona os aspectos da estrutura resultante da compactação com permeabilidade é a dos grumos, e foi proposta inicialmente por Olsen (1962). O autor sugere que a maior parte do fluxo de água em argila compactada ocorre através dos macroporos formados entre os grumos de argila, e não através dos microporos existentes entre as partículas de argila que conformam os grumos (Figura 2.8). A influência da umidade de compactação é de grande relevância, pois quando compactados no ramo úmido, os grumos no solo são mais suaves, úmidos e fáceis de moldar que quando compactados no ramo seco, onde os grumos são duros e difíceis de destruir. Portanto, a compactação com umidade superior à ótima resulta em vazios internos entre grumos menores e conseqüentemente em uma menor permeabilidade.

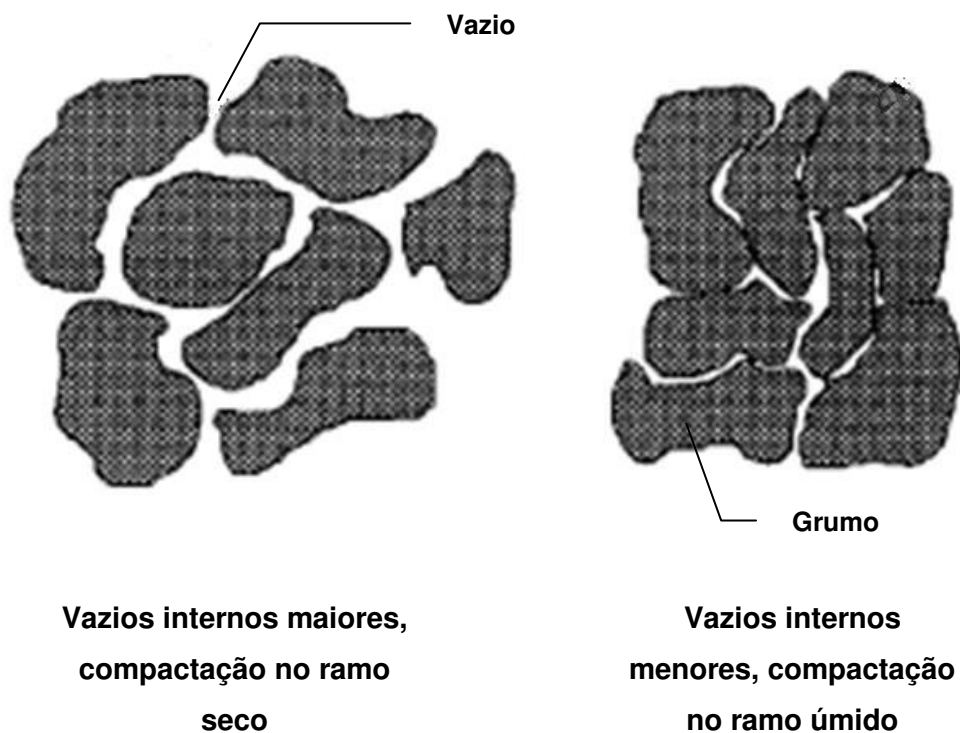


Figura 2.8-Fluxo de água através de poros relativamente grandes entre os grumos (Olsen, 1962).

A teoria de Olsen tem sido avaliada por vários pesquisadores. Daniel (1984) realizou ensaios de permeabilidade em solos argilosos (LL=39%, IP=20%), onde o solo foi compactado com diferentes tamanhos de grumos para estudar a sua influência na condutividade hidráulica. Os seguintes dados foram obtidos pelo autor:

Tabela 2.2-Influência do tamanho dos grumos na permeabilidade de argila compactada (Daniel, 1984).

Diâmetro do grumo (cm)	Permeabilidade (cm/s)
1	3×10^{-7}
0,5	2×10^{-8}
0,2	9×10^{-9}

Benson e Daniel (1990) executaram o mesmo procedimento acima descrito em uma argila de alta plasticidade para estudar também a influência dos grumos no comportamento do solo e obtiveram os resultados mostrados na figura a seguir:

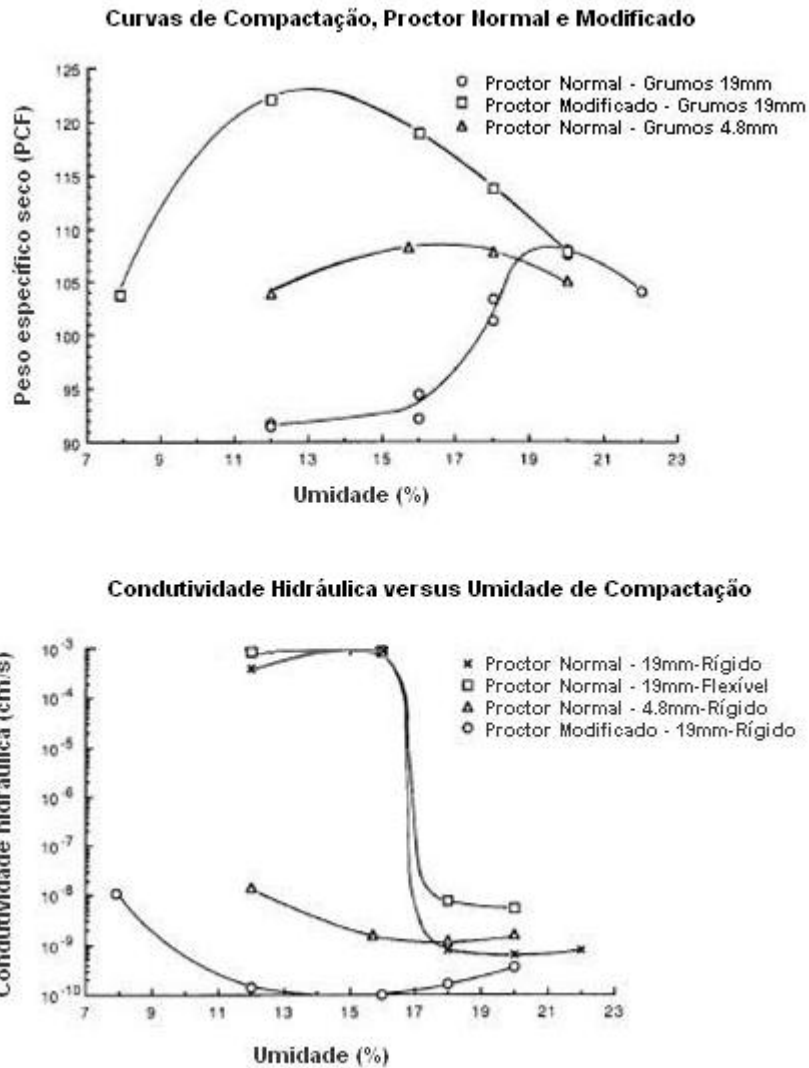


Figura 2.9-Influência dos grumos na condutividade hidráulica para ensaios realizados em permeâmetros com parede rígida e flexível em amostras compactadas com Proctor Normal e Modificado.

Os autores supracitados concluíram dos gráficos mostrados na Figura 2.9 que o solo preparado com os grumos de menor tamanho, quando compactado no ramo seco, apresentou valores de condutividade até seis ordens de magnitude menor que nas amostras compactadas do solo preparado com grumos de maior tamanho. No entanto, no ramo úmido foi demonstrado que a permeabilidade independe do tamanho dos grumos com que o corpo de prova é moldado.

Quanto à curva de compactação, esta apresentou um pico bem menor para o material moldado com os grumos menores, indicando uma menor sensibilidade deste à umidade de compactação.

É possível concluir a partir do trabalho de Benson e Daniel (1990) que, para atingir uma permeabilidade baixa, em um material propenso a se aglutinar, é indispensável compactar o solo em uma umidade o suficientemente alta e com um equipamento apropriado que permitam suavizar e eventualmente destruir grandes grumos no momento da compactação. Um rigoroso controle durante a construção, pode garantir um excelente desempenho da camada impermeabilizante (Daniel, 1990).

Estudos recentes (Houston e Randeni (1992); Rowe *et al.* (1995) e Benson *et al.* (1999)) mostram-se concordantes com o critério dos grumos e com as conclusões de Daniel (1984) e Benson e Daniel (1990), afirmando que em campo, a dificuldade de conseguir permeabilidades baixas está ligada à incapacidade de desintegrar os grumos quando o solo está no ramo seco ou quando a compactação é inadequada e insuficiente.

Seja para gerar um arranjo disperso de partículas ou para desintegrar grumos, a umidade, a energia e o tipo de compactação utilizados, conforme foi explicado por Seed e Chan (1959), Mitchell *et al.*(1965) e Benson e Daniel (1990), são fatores determinantes para gerar uma estrutura no meio poroso que impeça o melhor possível o passo de fluxo atingir uma permeabilidade baixa.

A estrutura que o solo apresenta não só depende dos fatores supracitados, porém também pode ser afetada por variáveis físico-químicas, como explicado no item 2.3.3.

2.3.2 Propriedades do Fluido Percolante

Quanto às propriedades do fluido percolante que afetam a permeabilidade, podem ser mencionadas sua densidade, sua viscosidade (que por sua vez dependem da temperatura) e suas propriedades químicas.

Quanto maior a densidade, maior será o movimento do fluido através do solo devido à ação da gravidade. Quanto maior a viscosidade, menor será a condutividade hidráulica, pois a dificuldade para o fluido percolar através do meio poroso é maior.

Com respeito às características químicas do fluido, espera-se que possam ocorrer vários efeitos quando em contato com um solo, por exemplo, floculação da argila e dissolução de argilominerais e/ou outros minerais, entre outros, o que pode fazer com que a permeabilidade aumente (Shackelford, 1994). A exposição

prolongada a ácidos fortes, solventes orgânicos ou químicos cáusticos usualmente geram altas taxas de infiltração através do *liner* (Daniel, 1984).

2.3.3

A interação superficial entre o fluido e o meio poroso.

O ultimo fator que deve ser avaliado é a interação entre o material escolhido como *liner* (meio poroso) e o fluido permeante. A determinação dos aspectos físico-químicos de ambos, como superfície específica, capacidade de troca catiônica entre outros, são de utilidade para entender a influência dessa interação com respeito à condutividade hidráulica. Dependendo das características químicas do fluido, pode haver uma mudança no arranjo das partículas (estrutura) e na composição química inicial do solo, como foi anteriormente mencionado.

Mesri e Olson (1971) argumentam que as variáveis físico-químicas, por controlar a tendência da argila se floccular ou se dispersar alteram significativamente a permeabilidade. Os autores realizaram ensaios com três solos com diferentes argilominerais predominantes e percolaram fluidos com propriedades químicas distintas. Os resultados obtidos para estes materiais mostram que k é maior quando o fluido percolante é não polar, menor para fluidos polares de constante dielétrica baixa, e o mínimo para quando o fluido é água, o qual é polar e possui uma alta constante dielétrica.

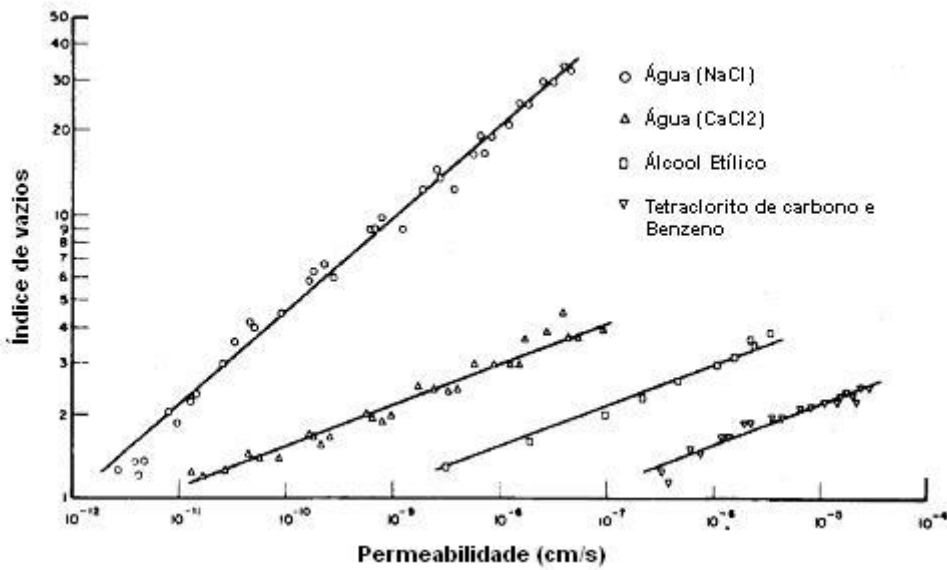


Figura 2.10-Variação da condutividade hidráulica da esmectita com fluidos percolantes de diferente composição química (Adaptado de Mesri e Olson, 1971).

Um estudo realizado por Brandl (1992) descreve reações envolvidas entre vários tipos de efluentes e solos argilosos e a influência destas na condutividade hidráulica, dando prioridade a troca catiônica, adsorção e dissolução. Porém, segundo o autor, é praticamente impossível generalizar e estimar a partir de parâmetros como argilominerais e capacidade de troca catiônica, as mudanças nas propriedades do solo quando submetido a efeitos químicos. A maioria dos efeitos químicos no solo não segue um padrão geral. Os parâmetros do solo podem aumentar ou diminuir, dependendo da concentração do poluente, tempo, temperatura, etc.

No caso de um *liner*, por exemplo, as propriedades do efluente ao longo do tempo operacional do aterro sanitário podem variar devido às mudanças nos resíduos, e como consequência disto, o comportamento do *liner* pode ser afetado.

Por estes motivos, Brandl (1992) sugere construir um sistema de impermeabilização com camadas de vários tipos de argilominerais que possuam propriedades diferentes e garantam a retenção ou retardamento do avanço dos contaminantes. O projeto destes sistemas deve ser baseado na composição química dos materiais que estão sendo contidos.

Nenhum *liner* conhecido é impermeável, durante toda a sua vida útil, a todas as substâncias químicas (Daniel, 1993).

2.3.4 Ensaio em laboratório

A percolação de um fluido através de um meio poroso para obter o valor da condutividade hidráulica pode ser representada no laboratório utilizando carga constante ou carga variável. Os equipamentos mais freqüentemente utilizados para esta finalidade são os permeômetros de parede rígida e os de parede flexível.

É de particular interesse, para o presente trabalho, conhecer mais a fundo o permeômetro de parede flexível. Um exemplo deste tipo de equipamento é mostrado na Figura 2.11, adaptada de Daniel *et al.* (1984).

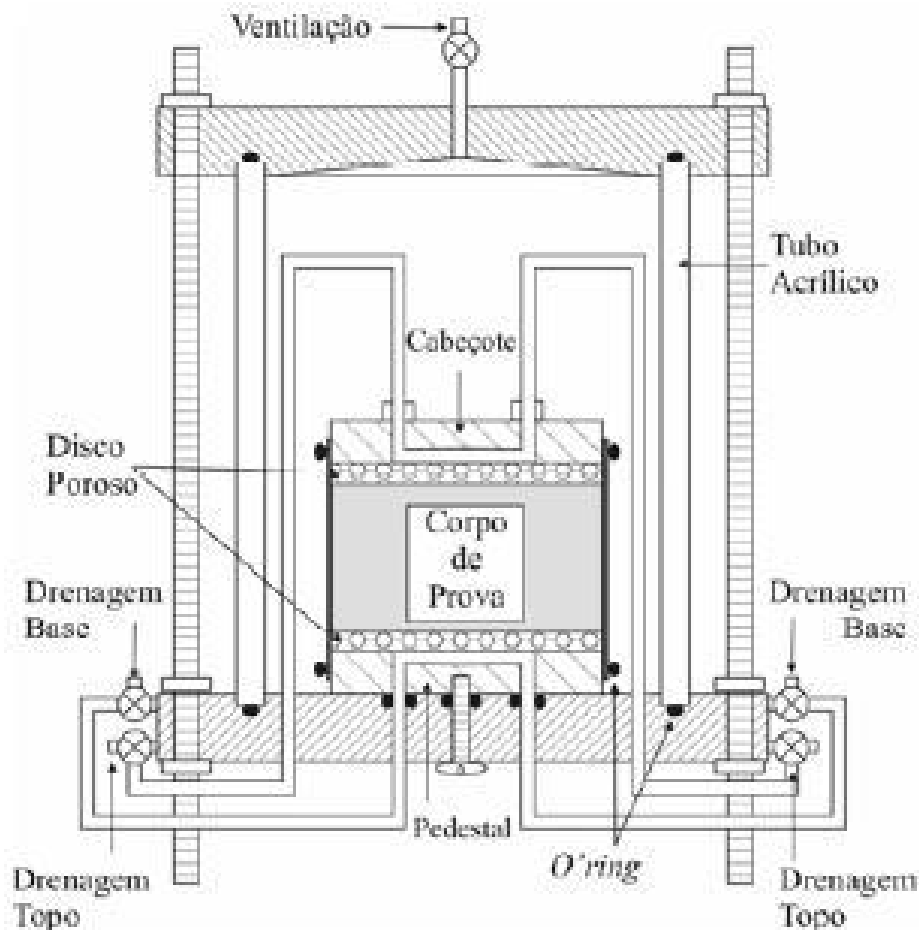


Figura 2.11-Permeômetro de parede flexível usado em laboratório (Adaptado de Daniel *et al.*, 1984).

O uso do equipamento acima mostrado é vantajoso, pois representa uma forma rápida e econômica de obter os parâmetros necessários para calcular a condutividade hidráulica de um material. Entre as vantagens de realizar este tipo de procedimento podem se citar as seguintes: o sistema permite submeter o corpo de prova ao estado de tensões do campo; a possibilidade da ocorrência de fluxo preferencial entre a membrana flexível e o corpo de prova é descartada e, além disso, a saturação do corpo de prova se atinge em um tempo relativamente curto. Quando os ensaios de permeabilidade são feitos com o CP saturado, o valor de k mais crítico, do ponto de vista de um *liner*, é obtido; pois sabe-se que quanto maior o grau de saturação, maior o valor de k .

Como este equipamento tem sido desenvolvido na maioria dos casos para ensaiar corpos de prova de pequenas dimensões, o problema do efeito escala é uma desvantagem. Outra limitação é que durante o ensaio, podem-se cometer alguns erros durante a execução, tais como a introdução de ar na amostra saturada, o adensamento do corpo de prova, entre outros (Alonso, 2006).

2.3.5

Ensaio de campo versus ensaio de laboratório: determinação da permeabilidade dos *liners*

Os ensaios de campo têm um custo e um tempo de execução elevado e usualmente são difíceis de interpretar, devido às complicadas condições de contorno envolvidas. Os resultados fornecidos por este tipo de ensaios são usualmente mais conservadores.

Os ensaios de laboratório representam uma solução mais viável do ponto de vista econômico e alguns deles têm a vantagem de permitir controlar as condições de contorno (gradiente e direção do fluxo, tensão efetiva, saturação) e obter resultados em um tempo menor. No entanto, o principal problema deste tipo de ensaios é a representatividade dos corpos de prova, pois a maioria dos equipamentos de laboratório são desenvolvidos para ensaiar amostras de tamanho pequeno. Além disso, não podem ser retiradas amostras muito grandes do campo devido ao dano que este processo de amostragem causará no *liner*. Quando ensaios de laboratório são feitos, é indispensável estar consciente de que o tipo de equipamento, sua geometria, e a preparação dos corpos de prova podem ser fontes importantes de inconsistência (Cazaux e Didier, 2002).

No caso das camadas impermeabilizantes, a obtenção da permeabilidade tem sido um verdadeiro desafio devido aos motivos antes mencionados. Autores como Daniel (1984); Day e Daniel (1985); Elsbury *et al.* (1990); Rogowski (1990)

e Benson e Boutwell (1992); têm demonstrado que os valores de permeabilidade achados no campo diferem significativamente dos achados em laboratório.

A discrepância associa-se ao efeito de escala, pois pequenas amostras, eventualmente, não são representativas das condições de campo. Os fatores predominantes do comportamento hidráulico (defeitos hidráulicos) como trincas e fissuras, produto de uma pobre compactação ou à secagem após o processo construtivo, usualmente não se refletem nas amostras utilizadas nos ensaios de laboratório.

Ensaio executados em permeômetros de parede flexível têm demonstrado que a permeabilidade de uma amostra de solo depende do tamanho do espécime testado. Quando amostras são retiradas do *liner* para avaliar a sua permeabilidade, achou-se que k cai substancialmente com a diminuição da altura do corpo de prova (Korfiatis *et al.*, 1987).

Daniel (1984) afirma que a diferença entre os valores de campo e laboratório da condutividade hidráulica pode-se atribuir também à diferença do tamanho entre os grumos existentes no solo compactado em ambos os casos. Benson e Daniel (1990) concordam com este fato. A presença dos macroporos presentes entre os grumos, é um dos fatores principais do aumento do valor da permeabilidade, que também, não é bem representado nas amostras ensaiadas. Daniel (1984) afirma que no campo podem ser achados grumos de até 30 cm, o que não é encontrado em amostras de laboratório.

O autor também comenta a diferença da preparação no solo quando compactado. No campo, o solo é distribuído, umedecido e compactado. Após a fase de umedecimento, um grumo pode ficar com sua superfície molhada e estar relativamente seco no seu interior, sendo que, quando este é compactado, encontra-se no ramo seco. Lambe (1958) e Mitchell *et al.* (1965) têm demonstrado que quando compactado no ramo seco, a condutividade hidráulica pode ser de 10 a 1000 vezes maior que quando compactado no ramo úmido.

Assim, entende-se que os procedimentos padronizados para preparar e compactar o solo no laboratório diferem dos executados em campo, conseqüentemente, os ensaios de permeabilidade realizados em amostras preparadas com os métodos convencionais (compactadas com Proctor Normal ou Modificado, com pequenos grumos) geram resultados que se desviam significativamente do valor da condutividade obtida em campo.

Elsbury *et al.* (1990) sugere que se a preparação do material em laboratório fosse feita se assemelhando mais à do campo (com grumos maiores,

sem secagem previa do material), poderiam se obter resultados mais realistas para estimar a permeabilidade no campo.

O efeito de escala deve ser investigado e quantificado para avaliar a utilidade dos dados obtidos a partir de ensaios de laboratório e de campo para estimar o comportamento hidráulico dos *liners*.

Para *liners* construídos sob condições de pobre controle, a condutividade hidráulica de pequenos corpos de prova pode ser várias ordens de grandeza menor do que a medida em ensaios de maior escala no campo. No entanto, quando um *liner* é compactado adequadamente em campo, os grandes grumos são eliminados e a permeabilidade então passa a ser controlada por microporos, os quais são adequadamente representados nas pequenas amostras usadas nos ensaios de laboratório (Day e Daniel, 1985).

Segundo Benson *et al.* (1994), os ensaios de campo deveriam ser considerados como mais realistas, devido a que em laboratório podem ser obtidos erros de mais de 1000 vezes na condutividade hidráulica.

3

Descrição dos Materiais Utilizados

3.1

Introdução

Dois materiais com propriedades físicas e químicas diferentes foram utilizados no presente estudo: solo e composto orgânico. Ambos foram analisados separadamente e misturados em diferentes proporções para poder avaliar a influência da presença do composto nas propriedades do *liner*.

O tipo de solo escolhido para desenvolver a pesquisa é um solo maduro, coluvionar, argilo-arenoso (Soares, 2005) e foi coletado no campo Experimental II da PUC-Rio, no mesmo local onde foram retiradas as amostras indeformadas do autor acima mencionado.

Segundo Beneveli (2002) e Soares (2005), o solo é classificado como CH (argila de alta plasticidade), material tipicamente utilizado na construção dos sistemas de impermeabilização de aterro sanitário (Oweis e Khera, 1998, CETESB, 1993). O solo do local é bastante homogêneo, e tem sido amplamente analisado por vários autores no desenvolvimento de diferentes pesquisas da PUC-Rio, fator muito importante para a escolha, pois existe uma importante quantidade de informação quanto à caracterização física, química e mineralógica do material.

O composto orgânico utilizado neste trabalho é um material obtido a partir do processo de compostagem das aparas de grama retiradas do Aeroporto Internacional Antônio Carlos Jobim no Rio de Janeiro. O composto possui um elevado teor de matéria orgânica, o que faz com que seja um material ativo.

A seguir se apresenta uma descrição completa da origem e das características de ambos os materiais.

3.2

Solo

Como foi mencionado anteriormente, diversos estudos têm sido desenvolvidos no local de amostragem. Entre os mais relevantes podem ser citados os de Brito (1981), Sertã (1986) e Daylac (1994). Outros trabalhos que

servem como referência são os de Moreira (1998), de Mello (1998), Beneveli (2002), Duarte (2004) e Soares (2005).

Devido à extensa informação na literatura com respeito ao solo coletado no Campo Experimental II, aspectos fisiográficos como geomorfologia, clima, entre outros; assim como análises químicas e mineralógicas foram adquiridas das referências anteriores.

Os ensaios típicos para obter a caracterização física do material (análise granulométrica conjunta, peso específico dos grãos e limites de Atterberg) foram executados no Laboratório de Geotecnia da PUC-Rio segundo os procedimentos indicados nas normas da ABNT. A análise de difração de Raios-X do material passante na peneira #200 também foi realizada para conferir dados já existentes quanto à mineralogia.

3.2.1 Localização

O campo experimental II da PUC-Rio situa-se no interior do Campus da Universidade, na encosta localizada ao lado da estrada Lagoa-Barra. A Figura 3.1 apresenta o esquema do local:

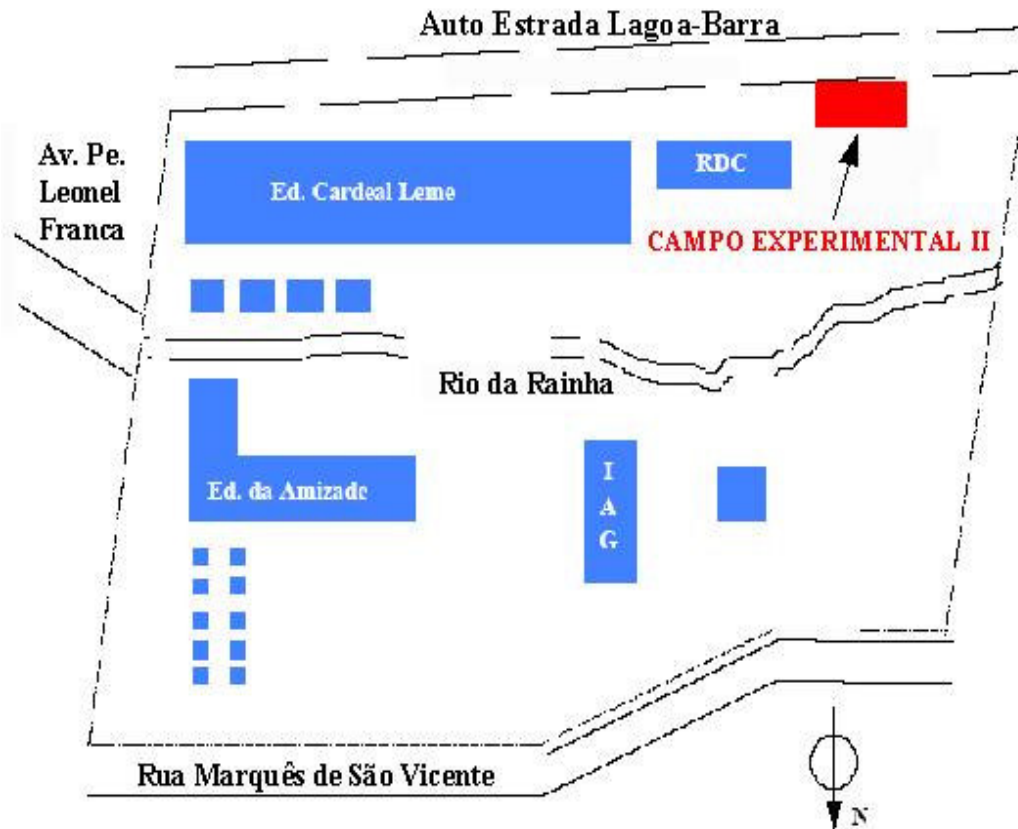


Figura 3.1-Localização do Campo Experimental II, PUC-Rio (Soares, 2005).

3.2.2 Geologia e Geomorfologia

O embasamento do campo experimental é uma granada-biotita-plagioclásio gnaiss e está constituído por quartzo, feldspato e biotita, além de muscovita e granada como minerais acessórios (Sertã, 1986). O local está inserido no maciço da Tijuca e se caracteriza por biotita-plagioclásio gnaiss, microlina gnaiss, leptinito/granito e granodiorito, de idade Proterozóica Inferior (Brito, 1981).

Daylac (1994) obteve a partir da inspeção de um poço aberto o seguinte perfil morfológico do local de estudo:

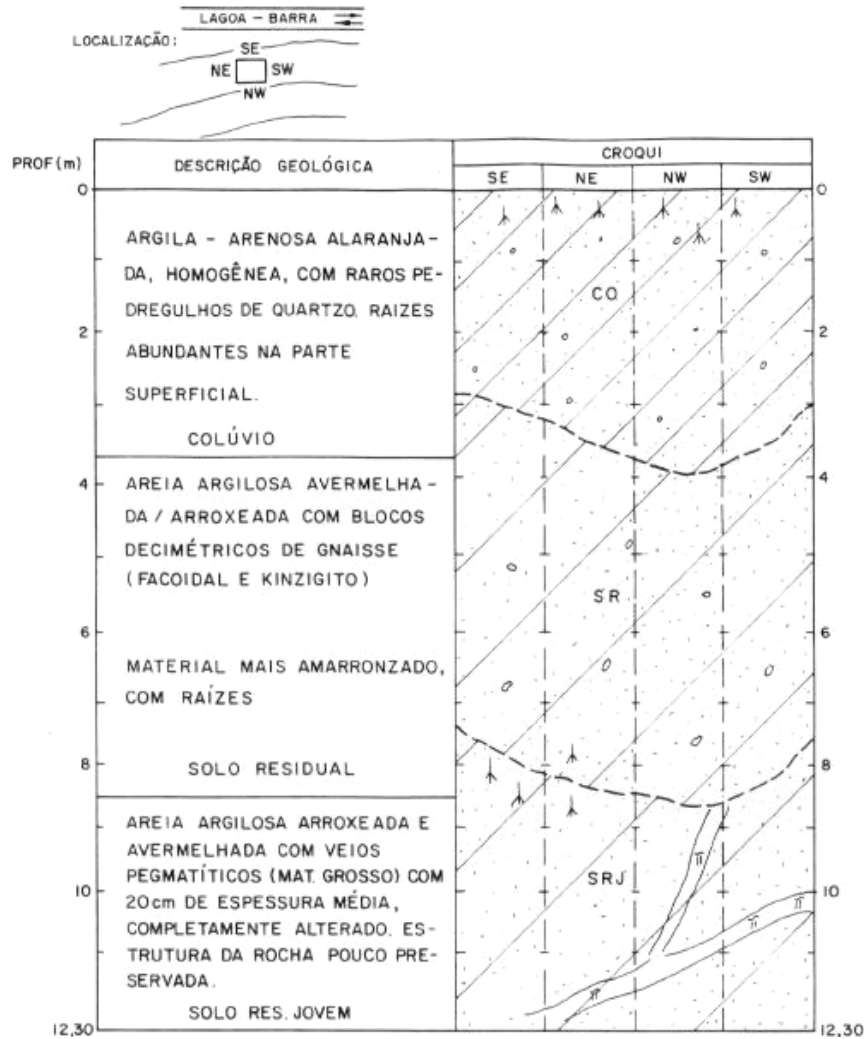


Figura 3.2-Perfil morfológico do local de estudo (Daylac, 1994).

Pode-se observar que a parte superior é um colúvio. Os solos coluvionares se formam por processos geodinâmicos externos. Suas características mineralógicas e texturais dependem das litologias das áreas fontes, bem como do grau de maturidade destes detritos (De Mello, 1998).

O solo residual do sitio provém do processo de intemperização de um gnaiss cataclástico composto principalmente por biotita, quartzo e feldspato. (Sertã, 1986). A camada de solo residual maduro pode ser descrita como uma matriz argilosa vermelho-amarela com grãos de quartzo fraturado e grãos de produto de alteração de granada (Beneveli, 2002).

O solo em estudo é um solo coluvionar maduro argilo-arenoso possivelmente originado por processos erosivos (Moreira, 1998). Sua tonalidade é vermelha amarelada, possui um aspecto bastante homogêneo e constitui-se basicamente por argilominerais (caulinita principalmente), quartzo e óxidos de

ferro e alumínio, como produtos do intemperismo dos minerais primários do biotita gnaisse (Soares, 2005). Como a atividade do solo depende dos argilominerais que o compõem e a caulinita é o predominante, espera-se que sua atividade seja baixa.

Do ponto de vista pedológico, pode ser classificado como um solo com horizonte B latossólico, ou seja, um solo bastante lixiviado. A fração argila deste horizonte apresenta na maioria dos casos permeabilidade baixa a moderada, expansividade nula a moderada, compressibilidade baixa e erodibilidade moderada a alta (De Mello, 1998).

3.2.3

Aspectos climáticos

A região do Campus situa-se em uma zona Megatérmica, sob a variedade de clima úmido (De Mello, 1998). Segundo Brito (1981), no mês mais frio, a temperatura mínima é de 18°C. No mês mais seco a precipitação mínima é de 60 mm. O excesso hídrico (diferença entre precipitação e evapotranspiração) é de 617 mm durante o ano todo.

A análise climática da região dada por Brito (1981) indica condições para o desenvolvimento de um solo profundo, com acentuada tendência para acidez (Sertã, 1986).

3.2.4

Amostragem do Solo

Foram retirados pouco mais de 150 kg de material deformado, a partir de um metro de profundidade aproximadamente (Figura 3.3).

O solo extraído foi distribuído em bandejas metálicas para ser secado ao ar ou em uma estufa, que funciona com uma temperatura constante de 35°C, até atingir um grau de umidade suficientemente baixo para conseguir ser destorroado e homogeneizado. Posteriormente, uma parte do material foi separada para executar os ensaios de caracterização e o resto foi passado pela peneira de 4,8 mm (segundo norma NBR 6457/86) para ser utilizado nos ensaios de compactação. Todo o material foi armazenado em um recipiente plástico vedado com plástico para evitar mudanças na umidade.

Cabe mencionar que o processo de preparação foi bastante demorado devido à grande quantidade de material.



Figura 3.3-Retirada da amostra deformada no Campo Experimental II da PUC-Rio.



Figura 3.4-Profundidade da escavação para extrair a amostra deformada.

3.3 Composto Orgânico

O composto orgânico utilizado neste trabalho foi obtido a partir do processo de compostagem das aparas de grama do Aeroporto Internacional Antônio Carlos Jobim no Rio de Janeiro.

A manutenção das áreas gramadas da pista de pouso e adjacências do Aeroporto gera, diariamente, cerca de duas toneladas por dia do material, significando um potencial para a produção mensal de cerca de 60 toneladas de composto (Benites *et al.*, 2004). A Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA) atualmente realiza estudos com o material para determinar sua qualidade como fertilizante e como adubo orgânico após ser submetido à compostagem.

A compostagem permite transformar um resíduo orgânico em um produto aproveitável e por sua vez, gerar lucro.

Atualmente, as aparas são depositadas nos aterros sanitários ou áreas marginais dentro do próprio aeroporto.

Por meio deste estudo pretende-se, como já foi antes mencionado, avaliar a interação deste material com o solo, e analisar seu comportamento conjunto quanto à compactação e à permeabilidade, para concluir se é factível ou não o seu aproveitamento em obras de engenharia; em particular para este caso, em um *liner* de aterro sanitário.

Um dos objetivos iniciais deste trabalho era estudar a interação do composto com uma solução contaminante. Devido ao alto teor de matéria orgânica que ele possui, espera-se que seja capaz de reter metais pesados e, portanto, seja capaz de atenuar uma eventual contaminação do sub-solo. Esta foi uma das razões pelas quais se decidiu estudar o material. Entretanto, devido a imprevistos na execução de alguns ensaios programados, não foi possível desenvolver essa parte da pesquisa.

3.3.1 Processo de Obtenção do Composto Orgânico

A compostagem é um processo biológico aeróbio² e controlado, no qual ocorre a transformação de resíduos orgânicos em resíduos estabilizados, com propriedades e características completamente diferentes do material que lhe deu origem (Bidone, 2001).

Conforme Neto (1989), a compostagem consta de duas fases. Na primeira ocorrem as reações bioquímicas de oxidação mais intensas, predominantemente termofílicas. Na segunda fase, conhecida como fase de maturação, se dá o processo de humificação.

Entre os fatores mais importantes que influenciam o processo da compostagem podem-se mencionar temperatura, taxa de oxigênio presente, umidade e relação carbono/nitrogênio (Mandelli *et al.* 1991).

Neste item, descreve-se o procedimento de compostagem explicado por Benites *et al.* (2004), para a obtenção do composto orgânico utilizado no presente estudo.

² Embora também se considere a digestão anaeróbia uma forma de compostagem, em ausência de oxigênio dissolvido.

O experimento foi conduzido por um período de oitenta dias em um galpão na área patrimonial da Infraero. O local estava protegido contra a chuva e o solo impermeabilizado para evitar perda de chorume durante o processo.

Inicialmente, preparou-se o material desintegrando as aparas de grama até atingirem tamanhos médios entre 5 e 10 cm³.

Conformaram-se pilhas de compostagem – formas de disposição do material em forma cônica (Bidone, 2001) – com aproximadamente 100 kg de material seco em cada uma delas.

Cabe mencionar que a grama, por ser hidrofóbica, dificultou o processo de umedecimento das pilhas, embora, após iniciar a transformação do material, que é detectado pelo escurecimento do composto e pelo aumento nos teores dos ácidos húmicos, a manutenção de umidade foi mais simples.

Durante o processo de compostagem, o material das pilhas foi revirado duas vezes por semana para garantir a aeração, indispensável no processo de decomposição. Temperatura, umidade, pH e condutividade elétrica, assim como teor de matéria orgânica, ácidos húmicos e fúlvicos também foram monitorados/determinados periodicamente.

O processo da decomposição do composto se assumiu completo quando o material ficou homogêneo, com cor escura e odor típico de material vegetal decomposto. Se houver presença de fibras ou granulometria grossa significa que o material não foi completamente degradado e deve ser submetido a uma nova fase de maturação ou a um processo complementar, como a vermicompostagem.

A seguinte figura mostra uma visão geral do processo de compostagem:

³ Benites *et al.* (2004) sugerem como conclusão do seu experimento que é mais adequado, para futuros trabalhos, tentar obter uma granulometria inferior ou igual a 5 cm, pois durante a fase experimental, as aparas cujo tamanho era maior do que 5 cm dificultavam o manuseio das pilhas e tinham problemas se degradando, já que se formavam bolsões de material não decomposto no meio da massa do composto.



Figura 3.5-Visão geral do ensaio de compostagem no primeiro dia (esquerda) e trinta dias depois (direita) (Benites *et al.* 2004).

3.3.2 Características da Matéria Orgânica

Devido à composição da matéria orgânica ser extremamente variável e dependente do material original, torna-se necessário conhecer a sua origem. A produção de um composto orgânico de boa qualidade requer matéria orgânica que não esteja contaminada com substâncias tóxicas (Bidone, 2001). No caso do composto em estudo, Benites *et al.* (2003), *apud* Benites *et al.* (2004), afirma que o material de origem - aparas de grama - possui um alto conteúdo de matéria orgânica e baixos teores de metais pesados e outros contaminantes.

A matéria orgânica se caracteriza por ser muito porosa. Suas partículas são coloidais e possuem grande superfície específica, inclusive muito maior que da argila (Antunes, 2006). Ela retém umidade, além de íons e cátions, e as suas cargas são dependentes do meio. A sua capacidade de troca catiônica lhe permite agregar partículas e minerais em forma de grumos ou flocos, o que gera a ocorrência de poros maiores que propiciam a aeração, o aumento de atividade microbiana e o aumento na permeabilidade. Desta forma, pode-se afirmar que a presença de matéria orgânica no solo altera a estrutura deste.

De acordo com Antunes (2006), a matéria orgânica humificada possui uma atividade muito maior que da argila, portanto, é importante conhecer suas propriedades químicas e físicas, e também as do material que se encontra em contato com ela.

Outra característica importante da matéria orgânica é que possui água adsorvida e absorvida, e uma vez que ela se seca, sua rehidratação é

irreversível. Se as partículas não são rehidratáveis, serão carregadas no momento da percolação.

3.3.3

Preparação do material antes da execução de ensaios

Utilizaram-se aproximadamente 100 kg de composto orgânico que foram previamente separados em 4 sacos no local da compostagem, e conseqüentemente apresentavam uma umidade inicial muito alta e heterogênea. Todo o material foi seco ao ar ou em uma estufa com temperatura constante de 35 graus centígrados. Posteriormente, foi todo destorroado e para evitar problemas de heterogeneidade, foi misturado em uma betoneira com capacidade de 320 litros por um tempo de 40 minutos aproximadamente. Finalmente, separou-se uma pequena quantidade para ensaios de caracterização e o resto passou-se pela peneira #4 para cumprir com a norma de compactação.

A secagem deste material possivelmente alterou significativamente a sua natureza, pois uma vez seca, a matéria orgânica não consegue ser rehidratada.

É importante mencionar que o processo de secagem, destorroamento e peneiramento foram muito demorados, devido à grande quantidade de material e ao elevado teor de umidade inicial do material.

Os ensaios para obter a caracterização física do composto assim como a determinação do teor de matéria orgânica foram realizados no Laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio. Análises químicas mais detalhadas foram realizadas pela EMBRAPA e se apresentam no Apêndice A.

3.4

Misturas

Os dois materiais descritos - solo e composto orgânico - foram misturados em diferentes proporções para avaliar a influência do último no comportamento das misturas. Após ter secado, destorroado e passado tanto o composto quanto o solo pela peneira #4, ambos os materiais foram pesados, dosados e misturados, nas proporções mostradas na Tabela 3.1, em uma betoneira com uma capacidade de 320 litros por um período de 40 minutos aproximadamente para homogeneizar o melhor possível cada mistura. Cada uma delas foi depois armazenada em um recipiente plástico vedado com plástico para evitar variação na umidade. A seguir são apresentadas as misturas utilizadas neste estudo:

Tabela 3.1-Proporção das misturas solo-composto orgânico.

Material	Solo (%)	Composto Orgânico (%)
Mistura 1, M1	75	25
Mistura 2, M2	50	50
Mistura 3, M3	25	75

Cada uma das misturas foi caracterizada fisicamente segundo as normas NBR 6457/1986, NBR 6508/1984, NBR 7181/1984, NBR 6459/1984 e NBR 7189/1984. Deve-se lembrar que todo o material que compõe as misturas é passante na peneira #4.

Como o solo e o composto orgânico são dois materiais ativos (no caso do solo, devido aos seus argilominerais e, no composto, devido aos ácidos fúlvicos e húmicos), cada mistura tem um tempo de equilíbrio. Se houver afinidade entre eles, a matéria orgânica do composto vai agregar-se com os minerais do solo puro formando grumos. Quando o limite dessa interação solo-composto é atingido, ficam livres partículas do composto, as quais representam um excesso de matéria orgânica na mistura, e portanto, serão carregadas assim que houver presença de fluxo (Antunes, 2006).

Nos próximos capítulos, as misturas obtidas serão referidas como M1, M2 e M3; e serão consideradas para fins de estudo como um solo.

4 Equipamento e Metodologia de Ensaios

4.1 Introdução

O bom desempenho de um *liner* depende do comportamento mecânico e hidráulico do solo compactado. Os métodos de compactação mais utilizados no laboratório para avaliar o comportamento do solo são os de Proctor Normal, Proctor Modificado e compactação estática. Os dois primeiros constituem um meio para controlar a compactação de campo e, o último, é usualmente utilizado para moldar corpos de prova ou reconstituir amostras com densidade e umidade conhecidas. Para solos argilosos utilizados em barragens, diques e barreiras, eles parecem representar pobremente a compactação em campo que, usualmente, é realizada com equipamentos que aplicam pisoteamento (Kouassi *et al.* 2000), como por exemplo, o pé de carneiro.

Por muitos anos os ensaios Proctor têm sido utilizados para definir as condições de projeto dos *liners* e da maioria das obras de engenharia geotécnica. No entanto, se extrai a partir do estudo de Mitchell *et al.* (1965), que a compactação por pisoteamento, devido aos efeitos que produz na estrutura do solo, contribui com a redução da permeabilidade. Não existe na literatura, entretanto, informação extensa quanto a este tipo de ensaios em laboratório.

O pé de carneiro é um dos equipamentos mais utilizados na construção de barreiras com materiais argilosos, pois ele proporciona uma remodelagem e mistura profunda do solo (Hermann e Elsbuy, 1987), permitindo conseguir uma melhor aderência entre as camadas da barreira e destruir torrões de solo, o que é indispensável para reduzir a condutividade hidráulica. O ensaio de compactação por pisoteamento tenta reproduzir o efeito deste equipamento de campo em laboratório.

Moldando corpos de prova compactados com os dois métodos acima descritos (Proctor Normal e pisoteamento), será possível comprovar se existe ou não uma influência importante deles no valor da condutividade hidráulica obtida nos ensaios de permeabilidade.

Neste capítulo apresentam-se os equipamentos utilizados e as metodologias seguidas para chegar ao objetivo acima explicado.

Primeiramente faz-se uma descrição dos procedimentos seguidos para caracterizar os materiais em estudo. Em seguida, detalham-se os aspectos tanto dos ensaios de Proctor Normal como de pisoteamento; e por último, dos ensaios de permeabilidade.

4.2 Ensaio de Caracterização

A resposta a um problema de engenharia geotécnica é normalmente obtida a partir da determinação das propriedades do solo em questão. Os ensaios de caracterização permitem obter as propriedades físicas, químicas e mineralógicas dos diferentes materiais, através de procedimentos padronizados em normas técnicas, sejam brasileiras ou internacionais. Neste estudo, foram utilizadas as normas recomendadas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

Os solos podem ser identificados pela textura, consistência, compacidade, estrutura, forma dos grãos, cor, cheiro, friabilidade, presença de outros materiais (conchas, matéria orgânica, etc.), minerais presentes, composição química, entre outros.

A seguir se apresenta um resumo dos ensaios de caracterização, assinalando em quais amostras foram executados:

Tabela 4.1-Resumo de ensaios de caracterização dos materiais em estudo.

Material	Caracterização Física	Caracterização Mineralógica	Caracterização Química
Solo	x	x	⊕
M1	x	-	-
M2	x	-	-
M3	x	-	-
Composto Orgânico	x	-	⊕

(x): ensaios executados

(⊕): resultados obtidos a partir da literatura

(-): ensaios não executados

Todos os dados e resultados obtidos dos ensaios apresentados na tabela anterior se apresentam no capítulo 5.

4.2.1 Caracterização Física

Os ensaios padrões para a caracterização física (análise granulométrica, peso específico dos grãos e limites de Atterberg) foram realizados em amostras deformadas de solo, assim como no composto e nas misturas M1, M2 e M3 no laboratório de Geotecnia e Meio Ambiente da PUC-Rio.

Adotaram-se os procedimentos indicados nas seguintes normas da ABNT:

- NBR 6457/1986: Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização;
- NBR 6508/1984: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica;
- NBR 7181/1984: Análise Granulométrica;
- NBR 6459/1984: Determinação do Limite de Liquidez;
- NBR 7189/1984: Determinação do Limite de Plasticidade;

A Tabela 4.2 mostra os ensaios de caracterização física realizados nos diferentes materiais em estudo:

Tabela 4.2 – Resumo do programa de ensaios, caracterização física.

Material	Teor de Umidade Natural	Peso Específico dos Grãos	Granulometria	Limites de Consistência
Solo	x	x	x	x
M1	x	x	x	x
M2	x	x	x	-
M3	x	x	x	-
Composto Orgânico	x	x	x	-

(x): ensaios executados

(-): ensaios não executados

4.2.2 Caracterização Mineralógica

A mineralogia é fundamental para o entendimento das propriedades geotécnicas, pois dela dependem a interação do solo com fases líquidas, o tamanho, forma e superfícies características das partículas sólidas. Todos estes fatores juntos justificam o comportamento do material quanto à plasticidade, expansibilidade, compressibilidade, resistência e condutividade hidráulica (Mitchell, 1993).

Segundo o autor supracitado a fase sólida de um solo pode conter várias quantidades de argilominerais e minerais não argilosos cristalizados,

argilominerais não cristalizados, matéria orgânica e sais precipitados. Usualmente, os minerais cristalizados conformam à maioria dos solos usados na prática da engenharia, porém a quantidade dos minerais não argilosos supera a de argilominerais. No entanto, os argilominerais e a matéria orgânica presentes no solo, usualmente dominam as suas propriedades, independentemente da sua abundância no material.

Para identificar a microestrutura do solo, análises de microscopia óptica e eletrônica de varredura foram realizadas por Soares (2005), a partir de lâminas de material indeformado extraído do mesmo local da amostragem deste estudo.

A composição qualitativa do material foi determinada no Laboratório de Difractometria de Raios-X do DCCM da PUC-Rio através do ensaio de difração de raios-X. Foi preparada uma lâmina de material pelo método de gotejamento com o material passante na peneira #200. Foi utilizado um difratômetro modelo D5000 de marca Siemens. O ensaio foi feito com uma velocidade de varredura de 0,02 graus/s.

4.2.3 Caracterização Química

O conhecimento das propriedades químicas dos materiais - solo e composto orgânico - em estudo é de grande importância, pois delas depende a interação entre ambos.

Análises referentes às propriedades químicas do solo têm sido realizadas por vários pesquisadores. A análise química total em percentagem em peso foi extraída do estudo desenvolvido por Sertã (1986). Dados da capacidade de troca catiônica e de ataque sulfúrico foram obtidos do trabalho de Duarte (2004).

Quanto ao composto orgânico, o teor de matéria orgânica foi determinado no laboratório da PUC-Rio com base na norma NBR 13600/1996 da ABNT. Cabe mencionar que foram executados dois ensaios, nos quais foram modificados aspectos da norma quanto à temperatura.

Segundo Antunes, 2006, a temperatura necessária para que ocorra queima de matéria orgânica é de 400 °C. A partir de 500 °C, dependendo dos minerais presentes no material, é muito provável que ocorra a perda de água não livre, alterando a estrutura do material. Por esta razão o autor supracitado sugeriu executar um ensaio com temperatura de 500 °C e outro a 400 °C, embora a norma exija que se faça a uma temperatura de 440 °C.

Três amostras do composto orgânico foram colocadas em cadinhos de porcelana e secadas na estufa de 110 °C por um período de 24 horas. Posteriormente, foram introduzidas na mufla, a uma temperatura de 500 °C por um período de quatro horas e em seguida retiradas, esfriadas e pesadas. Repetiu-se esse procedimento mantendo a mesma temperatura, porém com intervalos de tempo de duas horas até atingir massa constante. A diferença de massa no início e no final do ensaio representa o teor de matéria orgânica do composto.

O segundo ensaio consistiu em aplicar o mesmo procedimento com uma variação no tempo inicial e a temperatura. As cápsulas com o composto permaneceram dentro da mufla durante seis horas a uma temperatura de 400 °C. Repetiu-se esse procedimento mantendo a mesma temperatura e com intervalos de tempo de duas horas até atingir massa constante.

O teor de matéria orgânica (MO) é obtido com a seguinte equação:

$$MO = \left(1 - \frac{b}{a}\right) \cdot 100 \quad (4.1)$$

onde:

MO: teor de matéria orgânica em porcentagem;

a: massa da amostra seca em estufa, à temperatura de 110 °C, em gramas;

b: massa da amostra queimada em mufla (gramas), à temperatura de 500 °C para o primeiro ensaio ou a 400 °C para o segundo.

Análises mais complexas, como determinação da composição química, teores de ácidos húmicos (AH), fúlvicos (AF) e extrato húmico total (EHT), entre outros foram realizados pela EMBRAPA (dados apresentados no Apêndice A).

4.3 Ensaio de Compactação

A estrutura do solo obtida após o processo de compactação está diretamente relacionada com o equipamento utilizado para este fim (Mitchell *et al.*, 1965; Hermann e Elsbury, 1987).

Segundo vários autores (Day e Daniel, 1985; Benson e Daniel, 1990; Houston e Randeni, 1992; Rowe *et al.*, 1995; Benson *et al.*, 1999) é possível conseguir uma permeabilidade baixa com a eliminação das estruturas flocladas no solo (grumos) onde geralmente existem macroporos que facilitam o fluxo.

Para isto é necessário que a compactação seja feita no ramo úmido usando um equipamento que transmita uma energia de compactação elevada e que seja capaz de produzir grandes deformações, como é o caso dos compactadores do tipo pé de carneiro (Mitchell, 1993; Benson e Boutwell, 2000).

Em laboratório, o método mais utilizado para simular as condições de compactação em campo é o ensaio Proctor (Normal ou Modificado) que transmite uma energia dinâmica ao solo. No entanto, este pode não representar adequadamente o que acontece com o solo quando submetido a uma energia estática (pé de carneiro) que se acredita eliminar mais eficientemente os grumos no solo responsáveis pelo aumento da permeabilidade.

O compactador pneumático pretende simular o efeito produzido por tal equipamento no laboratório.

A reprodução adequada dos procedimentos de compactação realizados em campo é de extrema importância, pois resultados mais realistas podem ser obtidos a partir dos ensaios de laboratório.

O objetivo principal desta série de ensaios é simular a compactação do pé de carneiro por meio do ensaio de pisoteamento no laboratório, e por sua vez analisar se realmente ocorre uma mudança significativa na estrutura do material (com respeito à obtida com o ensaio Proctor Normal), que se veja refletida posteriormente nos ensaios de permeabilidade.

É importante ressaltar que neste trabalho não se pretende comparar energias de compactação diferentes, e sim, procurar uma equivalência entre ambas, para analisar o seu efeito na estrutura final do solo compactado.

4.3.1 Proctor Normal

4.3.1.1 Descrição do Equipamento

O equipamento básico consiste de um soquete de 2,5 kg, um molde cilíndrico metálico com diâmetro de 10 cm e altura de 12,73 cm e um anel complementar metálico que permite a compactação da terceira camada de material dentro do cilindro. São necessários alguns acessórios como régua de aço biselada, espátula de lâmina flexível, um extrator de amostra, etc.

A seguinte figura apresenta os acessórios básicos para executar o ensaio:



Figura 4.1-Instrumentos do ensaio Proctor Normal.

4.3.1.2 Metodologia do Ensaio

Após secar o material em uma estufa a 35 °C ou ao ar até se obter um teor o suficientemente baixo de umidade para destorroá-lo, passa-se pela peneira #4, segundo a norma NBR 6457/86 (preparação com secagem prévia até a umidade higroscópica).

Adiciona-se uma determinada quantidade de água destilada ao material, até que este fique com cerca de 5% de umidade abaixo da umidade ótima, que pode ser estimada *à priori* pelo conhecimento do limite de plasticidade, cujo valor é muito próximo à umidade ótima. Homogeneíza-se bem a mistura e uma porção dela coloca-se dentro do molde cilíndrico. Aplica-se 26 golpes com um soquete

de massa de 2,5 kg que se deixa cair a uma altura de 30,5 cm na camada de solo. A porção do solo compactado deve ocupar cerca de um terço da altura total do molde. O material é escarificado para conseguir uma melhor aderência entre as camadas. A segunda camada é colocada e o procedimento é repetido. Quando se completam três camadas, atinge-se uma altura maior do que a do molde. Isto é possível porque o molde, cuja altura é de 12,73 cm, possui um anel complementar, que é removido ao final do ensaio, e permite então, retirar o excesso e acertar o volume com respeito à altura do molde.

O cilindro é pesado junto com o solo. Assim, com o peso total do corpo de prova e o volume é possível calcular a sua massa específica. Tirando três amostras do seu interior (na parte média), determina-se sua umidade. Com estes dois valores, calcula-se a massa específica seca.

Para os ensaios de compactação com reuso, o corpo de prova obtido e pesado anteriormente, é destorroadado e é acrescentada uma maior quantidade de água (para aumentar a sua umidade em uns 2% aproximadamente). Uma nova compactação é feita e um novo par de valores umidade-massa específica seca é obtido. O procedimento se repete até que a densidade seca máxima obtida nos ensaios prévios reduza duas ou três vezes.

Com todos os pontos obtidos, plota-se um gráfico de massa específica seca versus umidade, e com eles, desenha-se a curva de compactação.

No caso dos ensaios sem reuso de material, o procedimento é idêntico, só que para cada ponto, utilizam-se amostras virgens.

Numerosos autores afirmam que este último tipo de ensaio oferece um resultado mais fiel, pois no caso de solos que possuem partículas muito quebradiças, a discrepância que poderia existir entre um ponto e outro na tendência da curva de compactação é eliminada. No entanto, é pouco realizado, pois precisa de uma quantidade muito maior de material (cerca de 3,0 kg) para cada ponto (NBR 6457/86).

O procedimento acima descrito segue a norma NBR 7182/86 da ABNT, a qual tem algumas diferenças com respeito às normas internacionais (por exemplo, o número de golpes e as dimensões do molde).

No presente trabalho foram realizados ensaios tanto sem reuso como com reuso. Verificou-se que não houve diferenças significativas entre eles, pois todos os pontos obtidos seguiram uma mesma tendência e definiram a curva satisfatoriamente.

4.3.2 Pisoteamento

4.3.2.1 Descrição do Equipamento

O equipamento que permite a compactação por pisoteamento, projetado e desenvolvido na PUC-Rio (de Campos, 1988) é aqui denominado de compactador pneumático (Figura 4.3). O compactador consta de um reservatório cilíndrico de ar comprimido (alimentado por um compressor) com manômetro, uma mangueira que transmite pressão de ar quando uma alavanca é acionada, uma haste de compactação com sapata trocável na extremidade inferior, mesa para apoio do cilindro e um dispositivo (lâmpada) indicador de pressão. A sapata utilizada em todos os ensaios deste trabalho possui um diâmetro de 1,9 centímetros.

Para conter o material que será compactado, tem-se um molde cilíndrico tripartido. Este se apoia em uma base de alumínio. O cilindro é fixado com parafusos na base e confinado no meio e no topo por meio de anéis.

Na Figura 4.2 são mostrados os acessórios utilizados para executar o ensaio por pisoteamento:



Figura 4.2-Molde tripartido, base de alumínio e anéis médio e superior de confinamento; amostra de solo obtida a partir do pisoteamento; outros acessórios.



Figura 4.3-Compactador Pneumático.

4.3.2.2 Metodologia do Ensaio

A preparação da amostra é a mesma que nos ensaios de Proctor Normal, mas no caso do pisoteamento, todos os ensaios foram feitos sem reuso de material. Para cada ensaio de compactação são precisos aproximadamente 250 gramas de material (dependendo do seu peso específico). A quantidade de água para atingir a umidade desejada é adicionada ao material, misturando-se até conseguir uma massa uniforme. Finalmente, se armazena em uma sacola

plástica fechada por um tempo mínimo de 24 horas para que a umidade se equalize.

Antes de executar o ensaio de compactação, a amostra é misturada novamente para garantir a homogeneidade.

O molde é limpo, secado e lubrificado com vaselina para evitar o atrito entre o material e o molde, e facilitar a retirada do corpo de prova. O cilindro tripartido é montado na base e parafusado. Um anel metálico no meio e um outro no topo confinam o molde (Figura 4.4). Ambos os anéis são fixados com parafusos.



Figura 4.4-Molde cilíndrico tripartido e anéis de confinamento.

Ajusta-se a pressão desejada no manômetro através de uma válvula reguladora (Figura 4.5A).

A primeira camada de material é colocada dentro do molde e nivelada com uma sapata de acrílico do mesmo diâmetro do cilindro (Figura 4.5B). Procede-se a compactar o material na pressão desejada, escarificar e colocar a seguinte camada de material.

A compactação é feita quando se aplica manualmente uma força por meio de uma alavanca que mobiliza uma haste. A pressão lida no manômetro é transmitida ao solo quando se dá o contato dele com a sapata da haste (Figura 4.5C). Uma luz acende no equipamento quando a pressão desejada é atingida (Figura 4.5D). Nesse momento, passa-se para a posição seguinte da seqüência de pisoteamento conforme a Figura 4.6.



Figura 4.5-Rotina do ensaio de pisoteamento.

As primeiras quatro apisoadas devem ser aplicadas em quadrantes opostos, assegurando-se de que a haste esteja sempre em contato com as paredes do cilindro. Uma quinta apisoada deve ser dada no centro da amostra, e o resto, seguindo a padrão dos quadrantes opostos, espaçados dos primeiros quatro pontos, e sempre seguidos de uma aplicação de pressão no centro.

A seguinte figura apresenta a seqüência de pisoteamento seguida durante todos os ensaios.

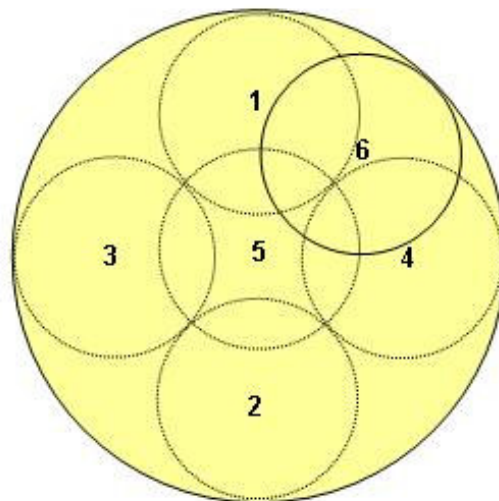


Figura 4.6-Seqüência de pressão aplicada no solo por meio do equipamento de pisoteamento.

Definiu-se executar o ensaio de pisoteamento em três camadas, dando 25 apisoadas em cada uma delas e escarificando o material para garantir a aderência da camada seguinte.

O número de camadas e o número de golpes por camada podem variar segundo critério pessoal. Para definir isto, é importante analisar a uniformidade da energia de compactação aplicada a todo o volume do corpo de prova, a distribuição uniforme da energia de compactação na superfície de cada camada e a viabilidade de execução. Montenegro (1983), por exemplo, utilizou um equipamento similar ao compactador pneumático, mas o ensaio foi feito em 10 camadas, aplicando 27 golpes por camada e transmitindo ao solo 10 kgf por golpe. Sua escolha se baseou nos padrões de compactação por pisoteamento utilizados no Instituto de Engenharia, UNAM, México, onde foi desenvolvido o equipamento utilizado pela autora. Equipamentos alternativos para realizar os ensaios de pisoteamento, bem como diferentes distribuições de camadas, tamanho de molde, entre outros são propostos por Bell (1977) e Kouassi *et al.* (2000) entre outros. Existem poucos exemplos na literatura que discutam aspectos quanto à compactação por pisoteamento. Cada um deles adota um padrão de ensaio, mas por enquanto não existe uma norma que unifique critérios quanto ao tamanho do corpo de prova, o número de camadas a utilizar, o número de golpes nem o diâmetro da sapata. O único critério que existe

atualmente para responder se os parâmetros definidos para a realização do ensaio foram ou não adequados, é a partir da análise dos resultados experimentais.

4.3.3 Relação Entre o Ensaio Proctor Normal e Pisoteamento

Para poder comparar os efeitos dos distintos métodos de compactação na permeabilidade dos materiais em estudo, foi necessário determinar uma equivalência entre o método de compactação de Proctor Normal (energia dinâmica) e o método de compactação por pisoteamento (energia estática).

Para conseguir isto, foi realizado um ensaio de Proctor Normal para obter a curva de compactação e, por conseguinte, obter a umidade ótima e a massa específica seca máxima correspondente a cada um dos materiais, bem como as massas específicas secas correspondentes às umidades $W_{ot+3\%}$ e $W_{ot-3\%}$, com o objetivo de analisar os efeitos do método de compactação na condição ótima, no ramo úmido e no ramo seco da curva. Os resultados dos ensaios Proctor Normal são apresentados no capítulo 5.

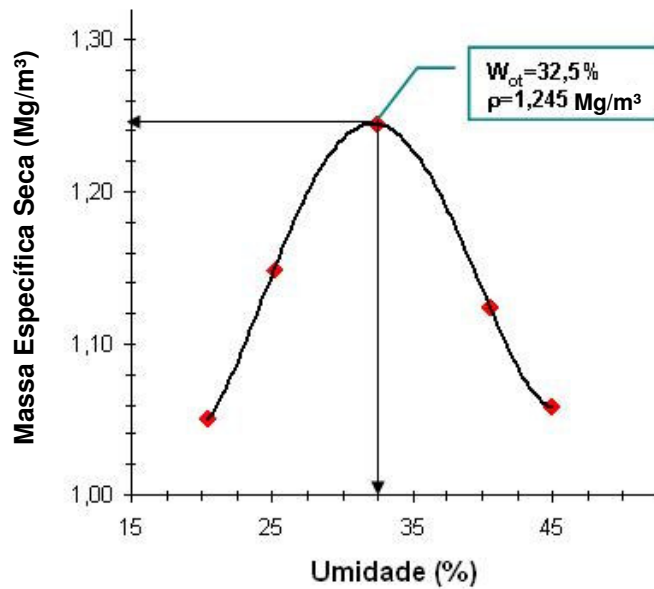
Posteriormente, foram feitos ensaios de pisoteamento para cada material, mantendo-se uma determinada umidade (W_{ot} , $W_{ot+3\%}$, ou $W_{ot-3\%}$) e variando-se as pressões. Com esses dados, construíram-se gráficos de massa específica seca versus pressão. Com o objetivo de achar uma pressão equivalente, associou-se o valor da massa específica seca obtida no ensaio de Proctor para cada umidade, com um valor de pressão no gráfico do pisoteamento. Assim, foi achado um valor de pressão em libras por polegada quadrada (psi) a ser utilizado no equipamento para cada tipo de material com cada uma das umidades em estudo (W_{ot} , $W_{ot+3\%}$, $W_{ot-3\%}$). Foram analisadas regressões lineares, exponenciais, potenciais e logarítmicas, sendo as últimas as que melhor se ajustaram ao comportamento dos materiais quando submetidos ao pisoteamento.

Com a pressão equivalente já determinada, foram moldados corpos de prova com o compactador pneumático para atingir o mesmo grau de compactação que o conseguido com o Proctor Normal. Assim, os dados obtidos a partir dos ensaios de permeabilidade para corpos de prova moldados com os dois diferentes métodos de compactação poderão ser comparados.

Detalhes do processo experimental para a definição da faixa de pressão utilizada no compactador pneumático são mostrados no capítulo 5.

A seguir, mostra-se um gráfico explicativo da definição de pressão equivalente:

Curva de Compactação, Proctor Normal



Curva de Massa Específica Seca versus Pressão Aplicada

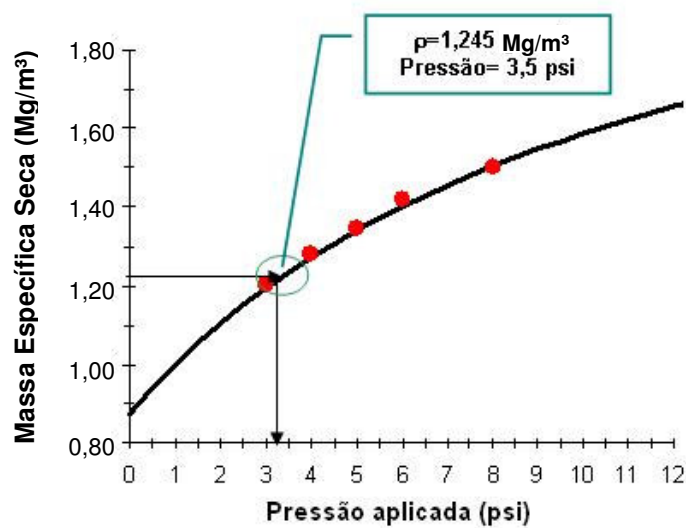


Figura 4.7-Relação entre a curva de compactação do Proctor Normal e a curva de massa específica seca *versus* pressão aplicada (curva de pisoteamento, regressão logarítmica) para a determinação da pressão equivalente.

4.4 Ensaio de Permeabilidade

A partir destes ensaios espera-se obter a permeabilidade saturada dos materiais em estudo quando compactados com dois métodos distintos (Proctor Normal e pisoteamento) em diferentes umidades.

Com esta finalidade foi desenvolvido um equipamento, que consta de quatro permeômetros de parede flexível, dois frascos de Mariotte para aplicar carga constante de água, uma coluna de água para aplicar tensão confinante nas câmaras e quatro balanças (cada uma localizada na saída de um permeômetro e ligada a um sistema de aquisição de dados). O objetivo de usar este equipamento era saturar as amostras por percolação para posteriormente determinar a permeabilidade saturada. Sua confecção demorou um mês aproximadamente. Um esquema detalhado, assim como o funcionamento dele é apresentado no apêndice B.

As primeiras duas amostras colocadas no equipamento foram compactadas na umidade ótima por pisoteamento; uma delas correspondente à M1 e a outra à M2. A altura inicial dos corpos de prova era de 7,86 cm aproximadamente. Foram aplicados um gradiente de 10 e uma carga constante durante uma semana. Como se observou que não saía nenhum efluente da amostra, os ensaios foram desmontados.

Novas amostras foram compactadas (todas pelo método de pisoteamento), moldadas e montadas nos quatro permeômetros disponíveis: duas da M1 (W_{ot} e W_{ot+3}) e duas da M2 (W_{ot} e W_{ot+3}). A altura usada desta vez foi de 4 cm para tentar saturar o solo mais rápido.

Em dois dos quatro ensaios, a percolação foi relativamente rápida; entretanto, nos outros dois não saiu água do sistema. Todas as amostras foram desmontadas para verificar se o equipamento apresentava algum problema, constatando-se que em todos os casos, funcionava corretamente. Com isto comprovado, montaram-se mais quatro amostras. Esperou-se uma semana e saiu uma quantidade insignificante de água. Os corpos de prova permaneceram por mais uns dias na câmara, observando-se que a vazão era insignificante e que com essa velocidade de ensaio não seria possível cumprir o programa planejado. Tentou-se saturar as amostras por vácuo, mas este processo se apresentou lento também. Só havia uma bomba de vácuo disponível para quatro câmaras e, além disso, existia a possibilidade de modificar as características iniciais dos corpos de prova com a aplicação de um vácuo elevado. Por estes

motivos e após várias semanas de tentativas sem êxito, tomou-se a decisão de trocar o equipamento.

A diferença entre o sistema anteriormente descrito e o equipamento utilizado para completar o programa de ensaios é a possibilidade de saturar as amostras por contrapressão neste último, fazendo-se com que o procedimento seja muito mais rápido. Todos os detalhes deste equipamento estão explicados nos itens seguintes.

4.4.1 Descrição do Equipamento

O equipamento utilizado consiste de cinco permeâmetros de parede flexível, sistemas de ar comprimido ou coluna de mercúrio para aplicar tensão confinante dentro das câmaras, painéis de válvulas reguladoras, interfaces ar-água, medidores de variação de volume e transdutores de pressão.

Cada transdutor de pressão e cada medidor de variação de volume estão conectados a um sistema eletrônico de aquisição de dados (Orion SI3531D, Data Acquisition System). O Orion permite registrar uma série de dados ao longo do tempo (Figura 4.8).

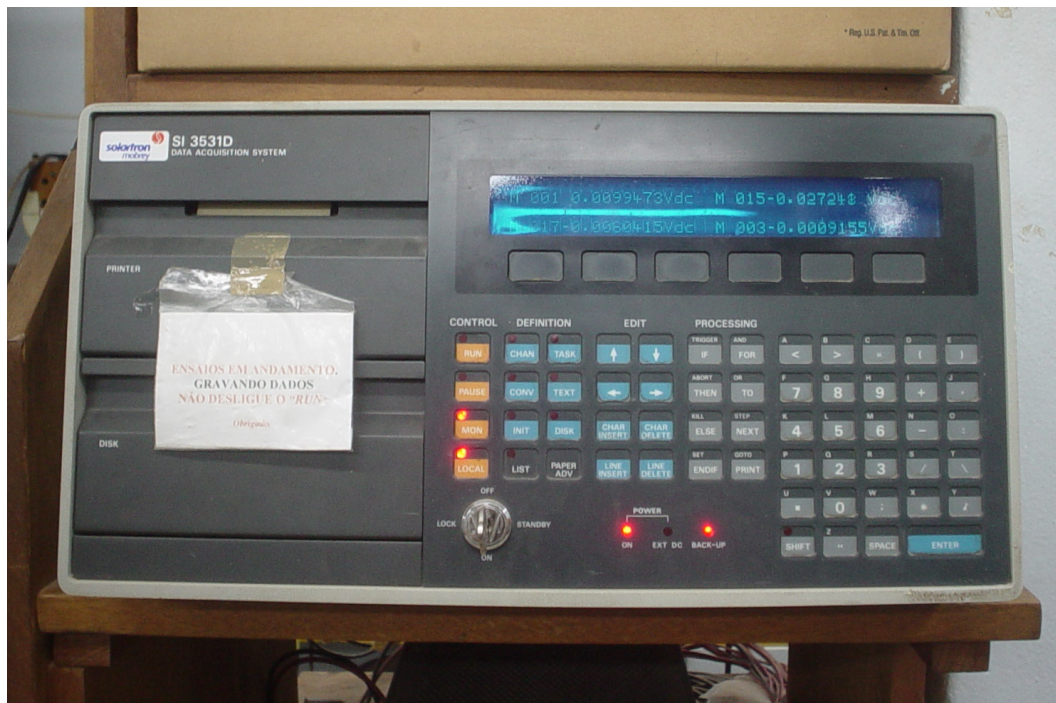


Figura 4.8-Sistema de aquisição de dados.

As câmaras do sistema são de acrílico e capazes de suportar uma tensão confinante máxima de 1000 kPa.

Os cinco permeâmetros têm algumas diferenças físicas, mas o funcionamento é basicamente o mesmo. Três das câmaras possuem um pedestal de alumínio e um cabeçote (ou “cap”) de acrílico, com diâmetro de 1 ½ polegadas, e são utilizadas quando o corpo de prova a ser colocado é moldado por pisoteamento. No caso dos dois permeâmetros restantes, o pedestal e o “cap” têm um diâmetro de 4 polegadas, portanto, podem ser colocadas as amostras moldadas a partir do Proctor Normal, cujo diâmetro é praticamente o mesmo. A tensão confinante em duas das câmaras com pedestal de 1 ½ polegadas é aplicada com pressão de ar, a qual está ligada ao interior da câmara. Nas outras, essa tensão é aplicada por meio de uma coluna de mercúrio.

Todas as válvulas reguladoras de pressão se encontram em painéis de controle ligadas ao sistema de aquisição de dados e à fonte de aplicação. Para aplicar a pressão no topo do corpo de prova, utiliza-se uma interface ar-água. A pressão de ar que sai do compressor chega à interface e pressiona o fluido que por sua vez transmite uma pressão de água para o corpo de prova. Para aplicar pressão na base, é utilizado um medidor de variação de volume automático tipo Imperial College (de Campos, 1985) que funciona da mesma forma que uma interface ar-água, com a diferença de que no meio existe um pistão que é empurrado com a pressão de ar aplicada, e a água que se encontra do outro lado do pistão é forçada a se movimentar.

Os detalhes do equipamento se apresentam no seguinte esquema:

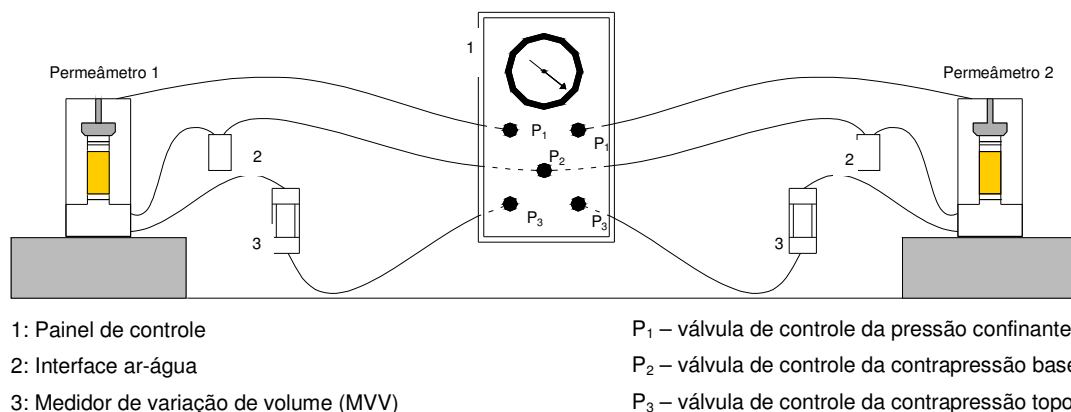


Figura 4.9-Esquema dos permeâmetros (Adaptada de Carvalho, 2006).

Na Figura 4.10 pode-se observar que todas as entradas de pressão se encontram na base da câmara. Nela, existem quatro válvulas: uma ligada ao interior da câmara por onde é aplicada a pressão confinante, outra ligada ao topo do corpo de prova, e duas outras, diametralmente opostas, ligadas à base da amostra. Estas válvulas devem se abrir para aplicar a pressão desejada no corpo de prova.

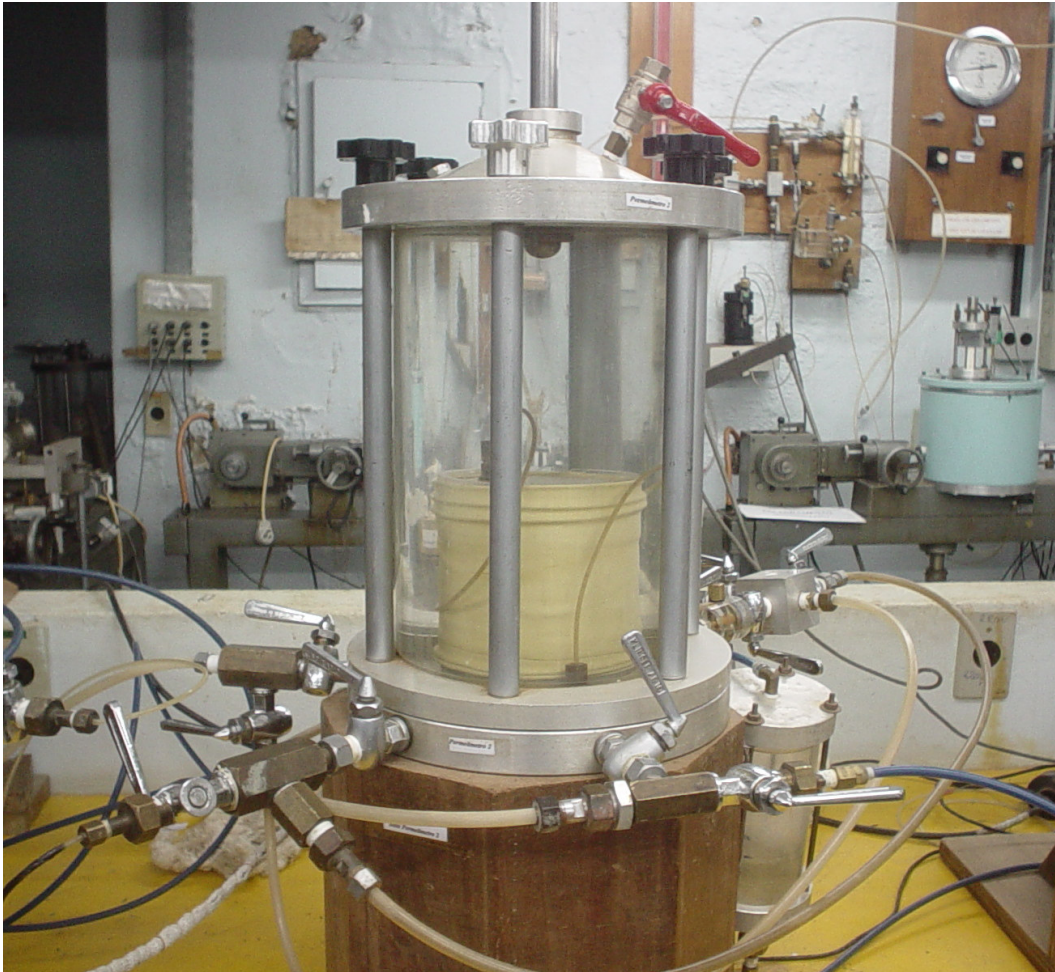


Figura 4.10-Detalhe permeâmetro de 4 ½ “.

4.4.2 Metodologia do Ensaio

4.4.2.1 Moldagem dos Corpos de Prova

Após ter compactado o material com uma determinada técnica (pisoteamento ou Proctor Normal) nas umidades W_{ot} , $W_{ot+3\%}$ e $W_{ot-3\%}$ para cada material, os corpos de prova são moldados, medidos, pesados e colocados em uma câmara de acrílico que permanece hermeticamente fechada durante o ensaio. O teor de umidade de cada um deles é previamente determinado.

Os corpos de prova compactados pelo método de pisoteamento foram colocados da mesma forma em que foram extraídos do molde de compactação. No caso das amostras compactadas com Proctor Normal, elas foram cortadas para ficar com uma altura de aproximadamente 7 cm.

É importante mencionar que os corpos de prova, tanto de pisoteamento como de Proctor Normal foram moldados no instante de serem montados nos permeâmetros. A preparação do material para a compactação foi a mesma para ambos: separou-se a quantidade de material necessária para cada ensaio e determinou-se após 24 horas a sua umidade. Com esse dado, calculou-se a quantidade de água necessária a adicionar para atingir a umidade desejada de compactação. A água e o solo foram misturados e homogeneizados. Finalmente, o material foi armazenado em uma sacola plástica por um tempo de cura mínimo de 24 horas e posteriormente, compactado. Antes de compactar, foi dado um revolvimento adicional da amostra (NBR 7182/1986).

A determinação da umidade de cada corpo de prova foi feita com uma porção da amostra remanescente na bandeja, retirada imediatamente após a compactação da segunda camada, e de acordo com a norma NBR 6457/86.

Cabe mencionar que a preparação dos materiais foi uma das etapas mais trabalhosas devido à dificuldade de atingir as umidades desejadas e ao problema do composto se rehidratar.

Nas Tabelas 4.3 e 4.4 se mostra a altura dos corpos de prova utilizados nos ensaios de permeabilidade. Os diferentes valores são produto da expansão no sentido longitudinal que eles experimentam quando desconfinados.

Diametralmente não ocorreu nenhuma mudança nas dimensões. Os diâmetros para os corpos de prova compactados por pisoteamento e para os compactados por Proctor Normal são, respectivamente de 3,81 cm e 9,985 cm.

Tabela 4.3-Altura dos corpos de prova (em centímetros) compactados por pisoteamento, utilizados nos ensaios de permeabilidade.

PISOTEAMENTO			
Material	Umidade de compactação		
	$W_{ot-3\%}$	W_{ot}	$W_{ot+3\%}$
Solo	7,83	7,86	7,76
M1	7,84	7,76	7,84
M2	8,00	8,00	8,00
M3	8,00	8,14	8,10

Tabela 4.4-Altura dos corpos de prova compactados por Proctor Normal, utilizados nos ensaios de permeabilidade.

PROCTOR NORMAL			
Material	Umidade de compactação		
	$W_{ot-3\%}$	W_{ot}	$W_{ot+3\%}$
Solo	7,00	6,97	7,00
M1	7,00	7,05	7,00
M2	7,25	7,10	7,20
M3	7,20	7,10	7,10

4.4.2.2 Montagem

Inicialmente, o corpo de prova é colocado no pedestal dentro da câmara com papel filtro saturado e com pedras porosas saturadas em seus dois extremos (Figura 4.11). Posteriormente, é colocada uma membrana de látex presa com anéis de vedação na base e no cabeçote com a finalidade de impedir o fluxo de água entre a membrana e a amostra de solo (Figura 4.12 e Figura 4.13).

Todas as linhas são previamente saturadas para garantir a saída do ar antes de começar o ensaio e para conferir se as válvulas e o equipamento estão funcionando corretamente. As pedras porosas são limpas no ultra-som e saturadas antes de cada ensaio também. Como as pedras porosas, o papel filtro (da marca Whatman nº 54) deve estar saturado antes da sua colocação.

A câmara é preenchida com água e fechada (Figura 4.14).

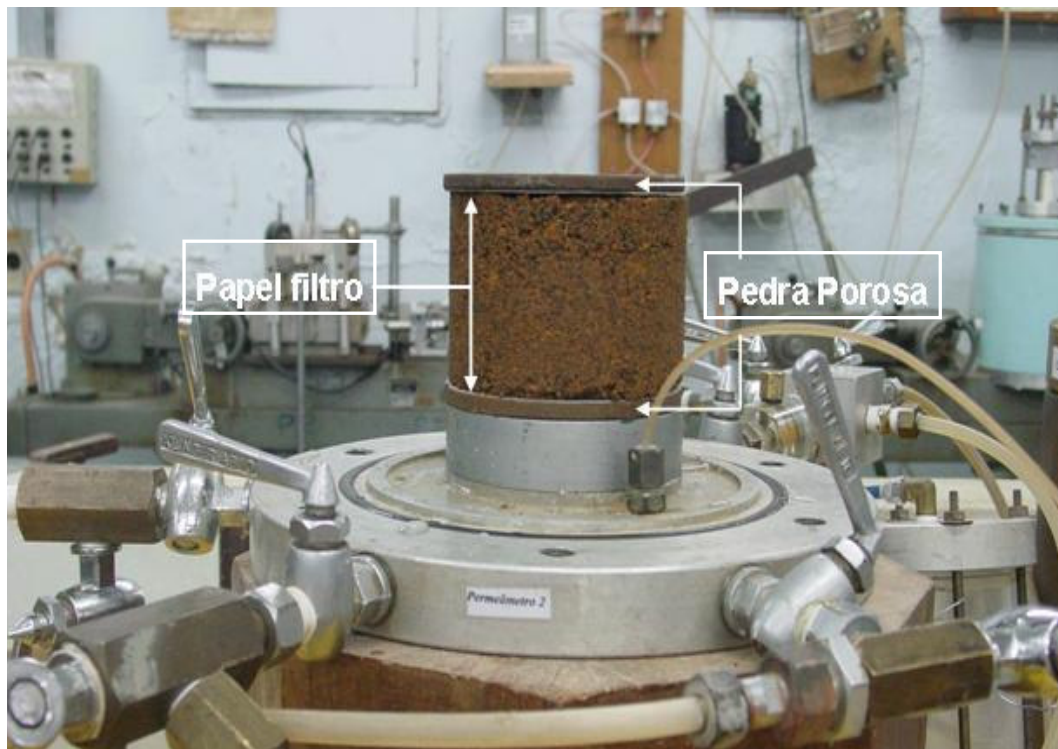


Figura 4.11-Montagem do corpo de prova para ensaio de permeabilidade.

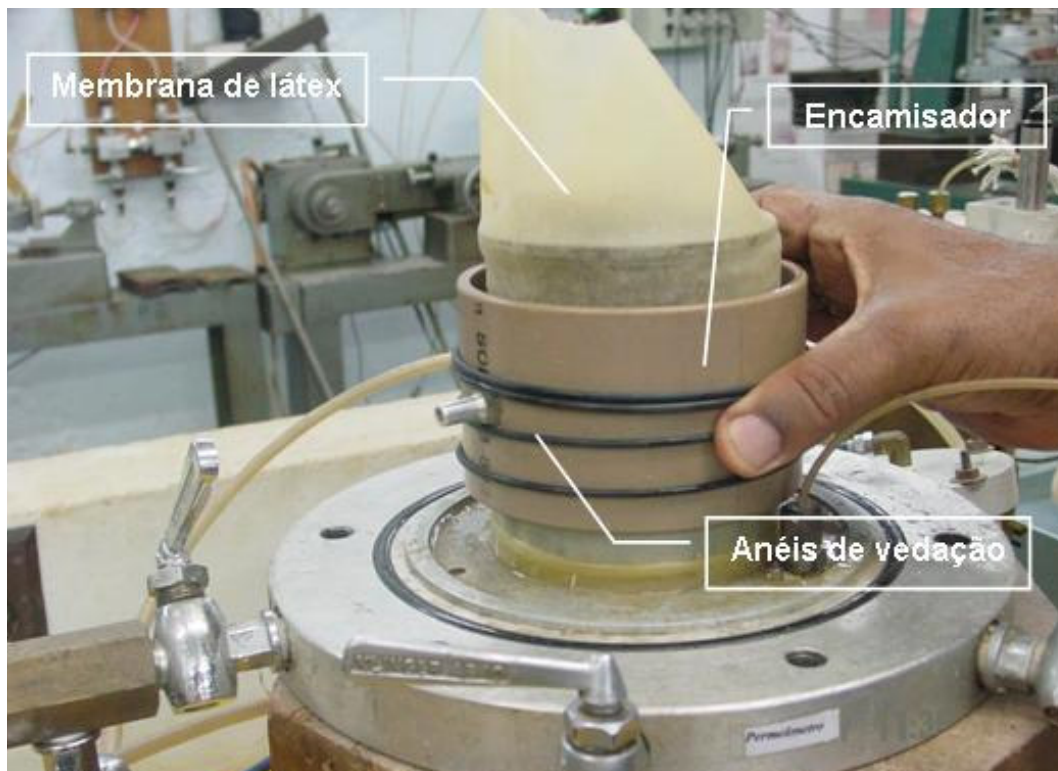


Figura 4.12-Colocação da membrana de látex no corpo de prova com ajuda do encamisador.

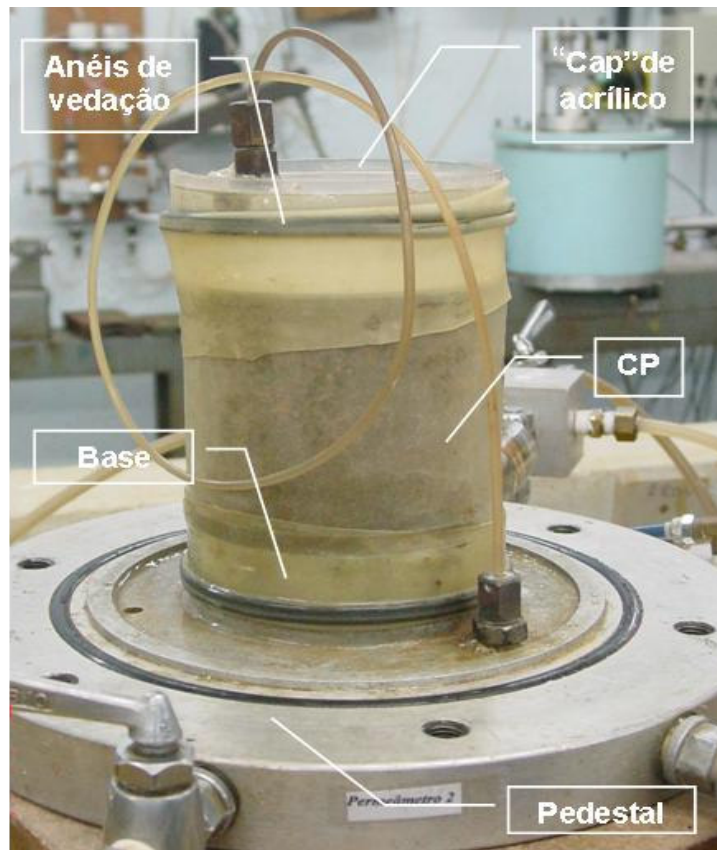


Figura 4.13-Montagem completa do corpo de prova no pedestal.



Figura 4.14-Preenchimento da câmara com água.

4.4.2.3 Saturação

O mecanismo de saturação adotado foi por contrapressão, o qual é vantajoso, pois permite atingir rapidamente a saturação do corpo de prova e dissolver bolhas de ar presentes.

Este consiste em aplicar uma tensão confinante e uma contrapressão (mesma pressão na base e no topo da amostra). Como o corpo de prova inicialmente não está saturado, o estado de tensão aplicado demora a se estabilizar dentro do solo. Quando isto ocorre, é aplicado um novo acréscimo em ambas as tensões, espera-se a resposta do solo e a estabilização da pressão. O procedimento se repete até que se cumpra com a condição de Skempton:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_c} \quad (4.2)$$

Onde:

Δu – excesso de poropressão gerado;

$\Delta \sigma_c$ – acréscimo de tensão confinante aplicado.

Quando se atinge o parâmetro B igual a 1, significa que a resposta do solo (poropressão gerada) ante o acréscimo de tensão aplicado é do mesmo valor, portanto o solo está saturado. No caso dos ensaios realizados, considerou-se o corpo de prova como saturado quando $B > 0,96$.

Para todos os ensaios o excesso da pressão confinante com respeito à contrapressão aplicado (tensão efetiva) foi o mesmo em cada estágio (10 kPa), portanto, se assume que não ocorre adensamento; ou seja, o índice de vazios inicial é considerado o mesmo que o final.

Foi decidido aplicar um valor de tensão efetiva baixo, pois o valor de permeabilidade a se obter será mais crítico, quando comparado com a situação de campo, onde uma massa considerável de lixo será colocada, provocando uma tensão efetiva maior no liner e, portanto, uma condutividade hidráulica provavelmente menor.

A saturação dos corpos de prova foi alcançada para tensões confinantes superiores a 350 kPa.

4.4.2.4 Percolação

A percolação foi realizada com carga constante. Foi imposto um fluxo ascendente para permitir expulsar bolhas de ar que possam ter ficado presas no solo após a fase de saturação. O fluxo ocorre quando uma pressão maior é aplicada na base e uma menor no topo, ou seja, quando existe um gradiente de pressão. O gradiente utilizado em todos os ensaios foi de 9 a 10 aproximadamente⁴.

Como foi assumido que o corpo de prova antes da percolação se encontra saturado, pode-se afirmar que a vazão de entrada é igual à vazão de saída.

Um medidor de variação de volume se encontra conectado à base do corpo de prova e mede o volume de água que entra na amostra. Assim, o sistema eletrônico de aquisição de dados faz um registro desse volume de entrada (assumido como igual ao volume de saída) ao longo do tempo. Os dados são lidos pelo Orion como impulsos elétricos que podem ser transformados em volume através das equações de calibração existentes para cada medidor.

Com os dados de variação de volume *versus* tempo, pode se construir uma curva cuja inclinação é igual à vazão. Assim,

$$Q = \frac{\Delta V}{\Delta t} \quad (4.3)$$

Cabe mencionar que é importante esperar a vazão ficar constante ao longo do tempo, pois quando a percolação inicia, as pressões aplicadas no material têm que ser equalizadas.

⁴ Não foi possível manter o mesmo gradiente durante os ensaios devido às pequenas variações de pressão provocadas pelo atrito do Bellofram do medidor de variação de volume, quando o pistão se desloca como consequência da saída de água do corpo de prova. Outra limitação é que as válvulas do sistema não permitem fazer ajustes finos. O último fator importante a ser mencionado é que a altura dos corpos de prova foi similar, mas não a mesma para todos, devido à expansão deles quando desconfinados. A expansibilidade dos corpos de prova varia segundo o material. Quanto mais composto orgânico o material possua, maior a sua expansão. Todas estas razões fizeram com que os ensaios fossem realizados com gradientes que variam de 8,5 a 10 aproximadamente.

Assim que a vazão fica constante, pode ser calculada a permeabilidade saturada a partir da fórmula de Darcy:

$$k = \frac{i \cdot A}{Q} \quad (4.4)$$

Onde:

i = gradiente hidráulico;

A = área transversal do corpo de prova (cm^2);

Q = vazão (cm^3/s).

Como não foi possível manter o mesmo gradiente ao longo dos ensaios, o coeficiente de condutividade hidráulica k foi calculado ponto a ponto, e o valor global, é uma média de todos os valores no trecho estável de cada curva.

O procedimento descrito foi seguido para cada material (solo, M1, M2 e M3) em amostras com diferentes umidades ($W_{\text{ot}-3\%}$, W_{ot} e $W_{\text{ot}+3\%}$) e compactadas tanto por pisoteamento como por Proctor Normal.

O programa de ensaios de permeabilidade executados e o nome que foi dado a cada um deles para efeitos de simplificação dos dados mostram-se na Tabela 4.5 e na Tabela 4.6 respectivamente.

Tabela 4.5-Ensaio de permeabilidade executados.

Material	CP moldados com pisoteamento			CP moldados com Proctor Normal		
	Solo	$W_{\text{ot}-3\%}$	W_{ot}	$W_{\text{ot}+3\%}$	$W_{\text{ot}-3\%}$	W_{ot}
M1	$W_{\text{ot}-3\%}$	W_{ot}	$W_{\text{ot}+3\%}$	$W_{\text{ot}-3\%}$	W_{ot}	$W_{\text{ot}+3\%}$
M2	$W_{\text{ot}-3\%}$	W_{ot}	$W_{\text{ot}+3\%}$	$W_{\text{ot}-3\%}$	W_{ot}	$W_{\text{ot}+3\%}$
M3	$W_{\text{ot}-3\%}$	W_{ot}	$W_{\text{ot}+3\%}$	$W_{\text{ot}-3\%}$	W_{ot}	$W_{\text{ot}+3\%}$

Os ensaios, como se observa na tabela acima foram realizados com amostras compactadas com métodos de compactação diferentes e com as mesmas umidades para cada um deles. Assim, denominar-se-ão com as três primeiras letras do abecedário, em ordem crescente com respeito ao teor de umidade, A, B e C. No caso dos corpos de prova moldados a partir do Proctor Normal, serão utilizadas, com a mesma finalidade, as letras D, E e F.

Tabela 4.6-Denominação dada aos diferentes ensaios de permeabilidade.

Método de Compactação		PISOTEAMENTO	PROCTOR NORMAL
Material	Umidade de Compactação	Nome ensaio	Nome ensaio
Solo	$W_{ot-3\%}$	SoloA	SoloD
	W_{ot}	SoloB	SoloE
	$W_{ot+3\%}$	SoloC	SoloF
M1	$W_{ot-3\%}$	M1A	M1D
	W_{ot}	M1B	M1E
	$W_{ot+3\%}$	M1C	M1F
M2	$W_{ot-3\%}$	M2A	M2D
	W_{ot}	M2B	M2E
	$W_{ot+3\%}$	M2C	M2F
M3	$W_{ot-3\%}$	M3A	M3D
	W_{ot}	M3B	M3E
	$W_{ot+3\%}$	M3C	M3F

5 Apresentação e Discussão dos Resultados

5.1 Introdução

Neste capítulo, são apresentadas as características físicas, químicas e mineralógicas dos materiais, obtidas a partir dos ensaios descritos no capítulo quatro ou através de ensaios realizados por outros autores.

Esta caracterização servirá como ponto de partida para explicar a resposta de cada material após executar os ensaios de compactação e permeabilidade, os quais também são aqui apresentados e discutidos.

5.2 Caracterização Física

5.2.1 Granulometria

Neste item, são apresentadas as curvas granulométricas obtidas para o solo, o composto orgânico e as misturas M1, M2 e M3; bem como as frações que compõem cada um dos materiais em estudo.

É importante mencionar que no caso do composto puro, a curva aqui plotada foi obtida a partir do método do peneiramento unicamente. Foram executados dois ensaios de granulometria conjunta (peneiramento e sedimentação) neste material, mas ambas as vezes, se verificou o afirmado por Antunes (2006): o defloculante utilizado (hexametáfosfato de sódio) não consegue separar os grumos de matéria orgânica, e ela, por ser um colóide, não precipita. Isto se viu confirmado experimentalmente pela espuma preta formada por partículas suspensas na água, no topo da bureta, dificultando as leituras com densímetro. Este problema ocorreu em maior escala nas misturas 3, 2 e 1 respectivamente, mas mesmo assim foi possível executar as leituras com o densímetro e plotar as curvas a partir da granulometria conjunta. A fonte de erro do método da granulometria conjunta aumenta proporcionalmente com o aumento do teor de composto orgânico contido na mistura.

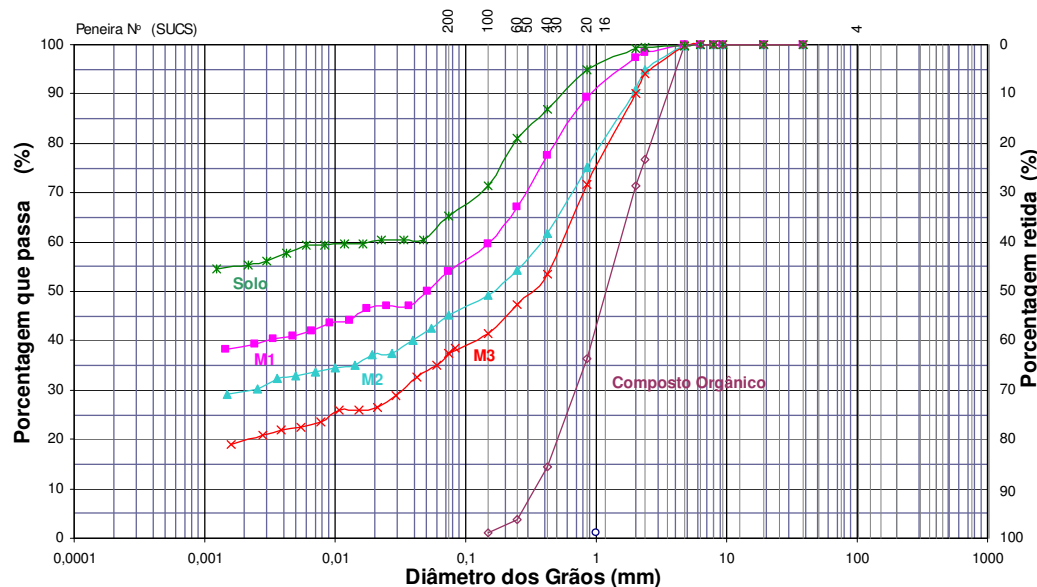


Figura 5.1-Curvas granulométricas dos materiais em estudo.

Nota-se que quanto maior a quantidade de composto orgânico na mistura, a fração fina é menos predominante. Isto pode ser explicado porque, como já foi dito anteriormente, as partículas de matéria orgânica ficam aglutinadas e não conseguem ser separadas com defloculante. Portanto, nos ensaios, estas agregações de partículas aparecem como grãos de maior diâmetro.

A seguir, apresenta-se um resumo das frações que compõem cada material.

Tabela 5.1-Resumo das características granulométricas dos materiais.

Amostra	Pedregulho	Areia Grossa	Areia Média	Areia Fina	Silte	Argila
Solo	0,84	8,82	14,07	15,5	5,52	55,25
M1	2,65	14,73	19,15	11,06	13,52	38,89
M2	9,14	23,46	15,72	7,92	14,06	29,7
M3	9,82	28,9	16,82	9,46	15,33	19,67

5.2.2 Densidade dos Grãos

A metodologia seguida para obter a densidade dos grãos foi a mesma para todos os materiais (NBR 6508/1984). A seguinte tabela apresenta os resultados obtidos:

Tabela 5.2-Valores de Gs obtidos experimentalmente

Solo	M1	M2	M3	Composto
2,688	2,495	2,377	2,22	1,938

Na Figura 5.2 pode-se visualizar graficamente que quanto maior a quantidade de composto adicionada, menor o peso específico dos grãos, de acordo com Ohu *et.al.* (1986):

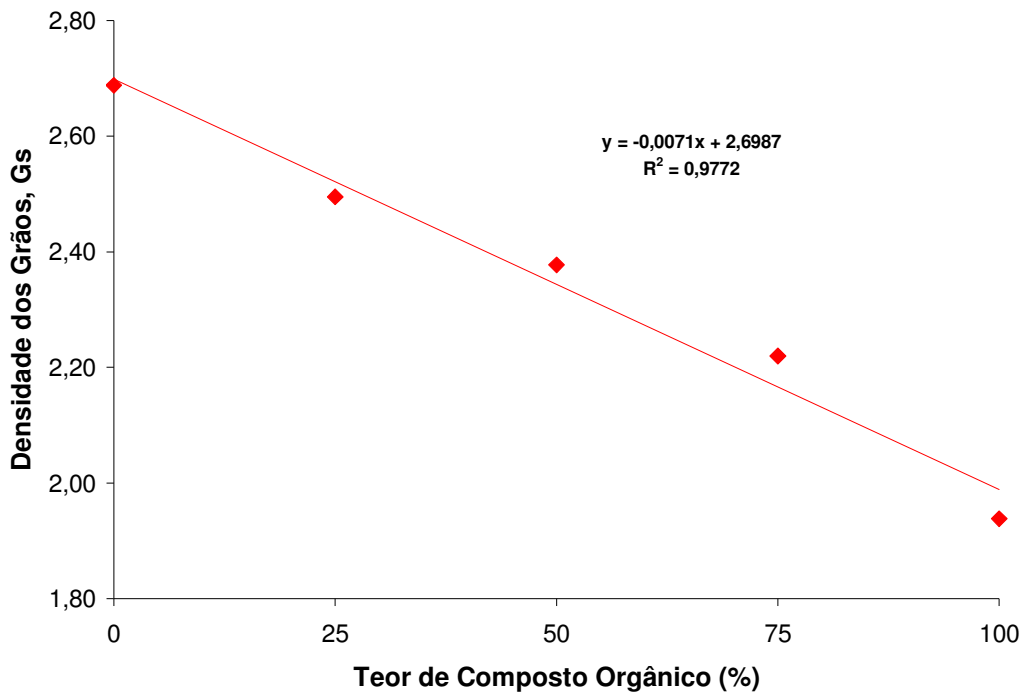


Figura 5.2-Densidade dos grãos vs teor de composto orgânico no material.

5.2.3 Limites de Consistência

Os limites de Atterberg (liquidez e plasticidade) foram obtidos a partir da execução dos ensaios especificados nas normas NBR 6459/1984 e NBR 7189/1984. Com estes dados foram calculados o índice de plasticidade (dado pela diferença de ambos os limites) e a atividade dos materiais segundo a proposta de Skempton (Equação 5.1):

$$I_a = \frac{IP}{\% < 2\mu\text{m}} \quad (5.1)$$

Tabela 5.3-Limites de consistência, índice de plasticidade e atividade.

	Solo	M1	M2	M3	Composto
Limite de Liquidez (LL)	58	60	66	-	-
Limite de Plasticidade (LP)	28	33	43	-	-
Índice de Plasticidade (IP)	30	27	23	-	-
Índice de Atividade (I_a)	0,54	0,69	0,76	-	-

O composto orgânico não apresentou plasticidade nenhuma, portanto, a execução dos ensaios para a obtenção dos limites de Atterberg tanto para ele como para a M3 (mistura com maior teor de matéria orgânica) não foi possível.

Pode-se observar na Figura 5.3 que quanto maior é o teor de solo, menor o limite de plasticidade e o limite de liquidez. Isto se deve à capacidade da matéria orgânica absorver uma maior quantidade de água. Contrariamente, o índice de plasticidade e a coesão aumentam com o acréscimo do solo nas misturas.

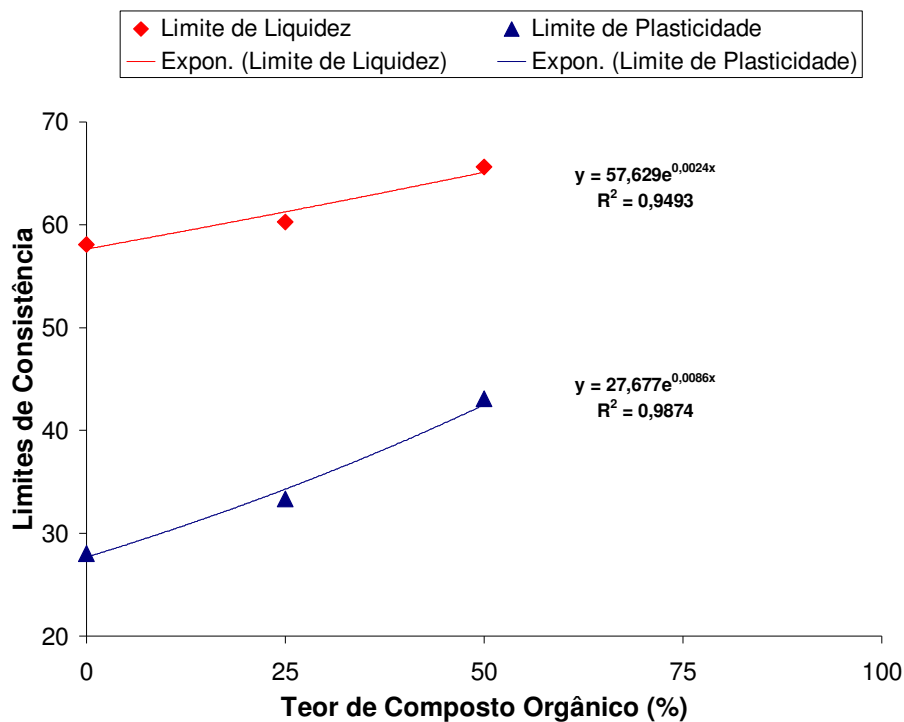


Figura 5.3-Limites de consistência versus teor de composto orgânico.

Quanto à atividade dos materiais em estudo, de acordo com a fração argila, um solo se classifica da seguinte forma:

- $I_a < 0,75$: inativo
- $1,25 > I_a > 0,75$: atividade normal
- $I_a > 1,25$: ativo

Utilizando o critério supracitado (Skempton), o solo apresentou uma atividade baixa, o que era de se esperar devido à predominância da caulinita; argilomineral de baixa capacidade de troca catiônica e cuja atividade é igual a 0,5; valor muito próximo do obtido para o solo. A M1 se enquadrou na mesma classificação do solo e a M2 entrou no intervalo de atividade normal (dados na Tabela 5.3). Aparentemente, quanto maior o teor de matéria orgânica, maior a atividade do material. Não foi possível utilizar a Equação 5.1 como critério de classificação para a M3 nem o composto puro, já que eles não apresentaram plasticidade. No entanto, segundo Antunes (2006) a matéria orgânica apresenta uma atividade maior que da argila, pois, as partículas possuem uma superfície específica maior e uma elevada capacidade de troca catiônica, ainda, a presença de ácidos húmicos e fúlvicos no composto orgânico, faz com que este seja altamente ativo.

5.2.4 Classificação

De acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), o solo puro utilizado neste estudo foi classificado como CH (argila de alta plasticidade). Apenas este material pode ser classificado, pois as misturas e o composto orgânico não se enquadram nos sistemas de classificação existentes.

5.3 Caracterização Mineralógica

Soares (2005) realizou análises de microscopia óptica a partir de lâminas do solo indeformado do Campo Experimental II (Figura 5.4, Figura 5.5 e Figura 5.6), identificando cristais de quartzo, agregados ferruginosos, granadas em alto grau de alteração e a predominância de uma matriz de argilominerais, compostos principalmente por caulinita.

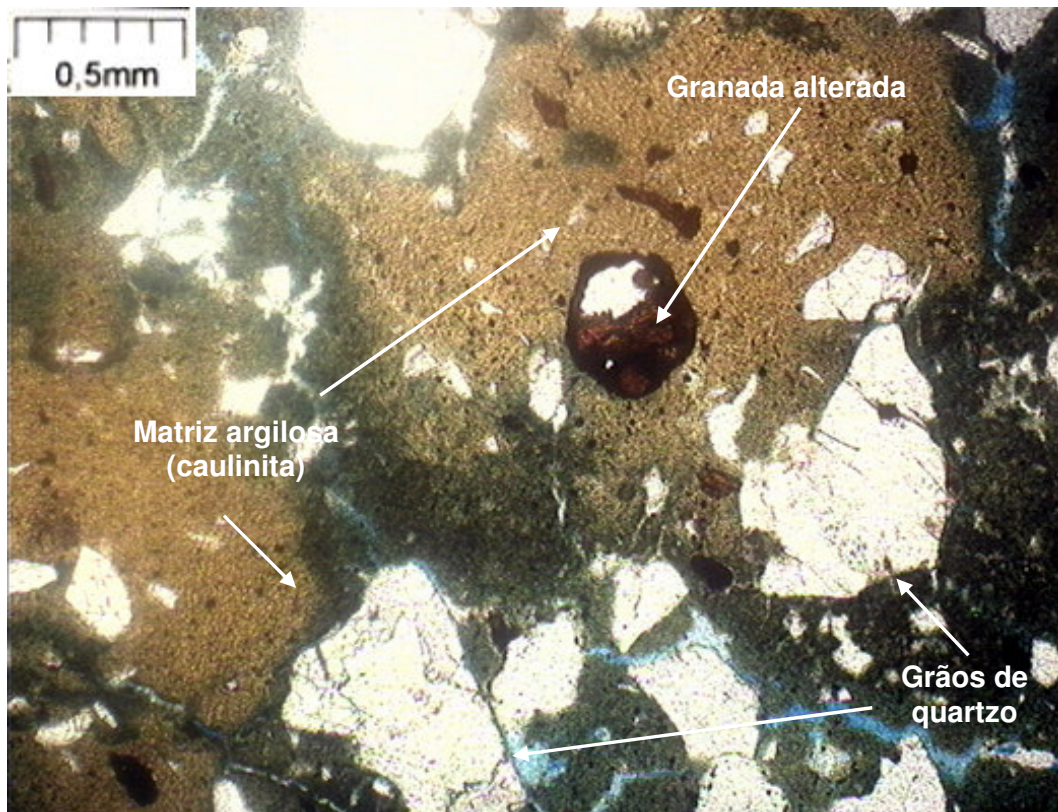


Figura 5.4- Presença da matriz argilosa com grãos de quartzo e granada muito alterada (Soares, 2005).

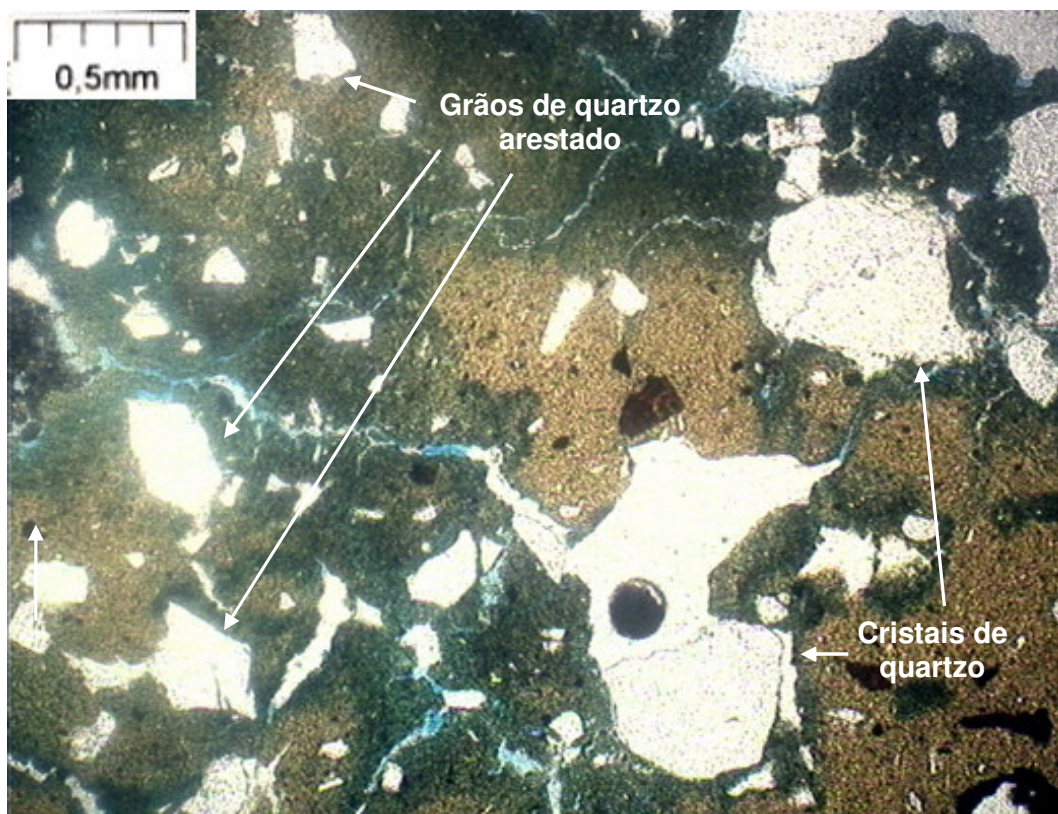


Figura 5.5- Grãos de quartzo arestados e cristais grandes de quartzo (Soares, 2005).

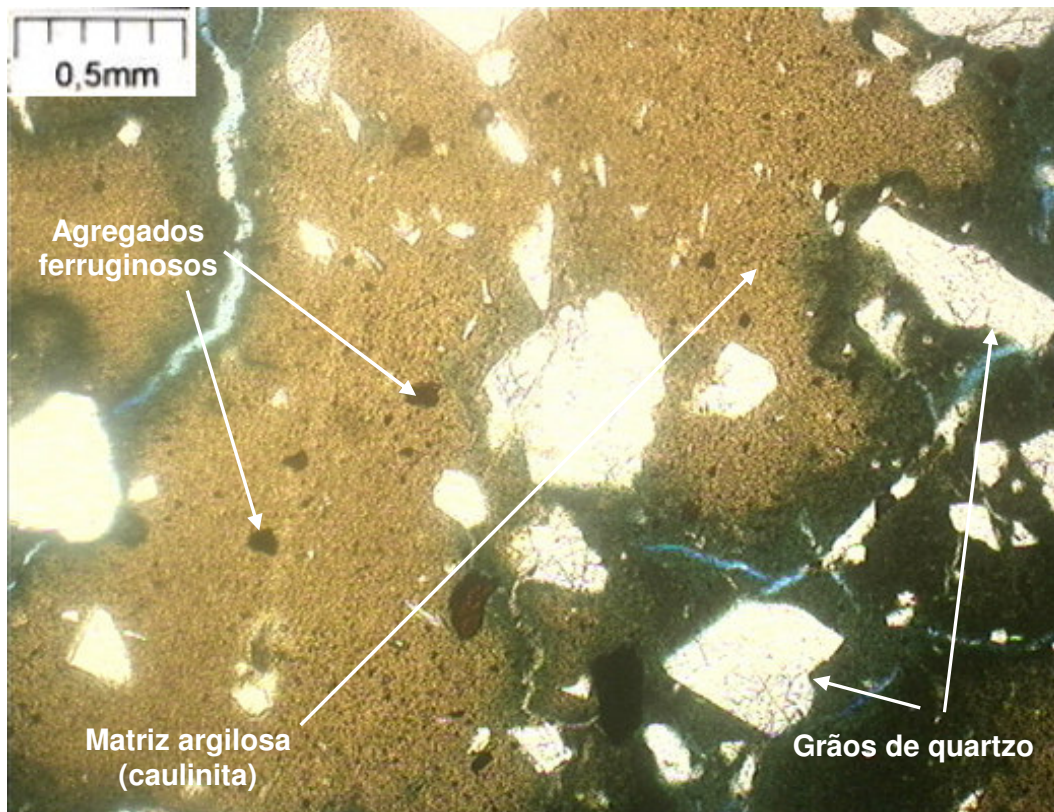


Figura 5.6-Grande área da matriz argilosa englobando alguns grãos de agregados ferruginosos e quartzo (Soares, 2005).

Para determinar a composição mineralógica do material, foi realizada uma difração de Raios-X em lâmina com o material passante na peneira #200, ou seja, com as frações silte e argila. Na figura a seguir, apresenta-se o difratograma obtido:

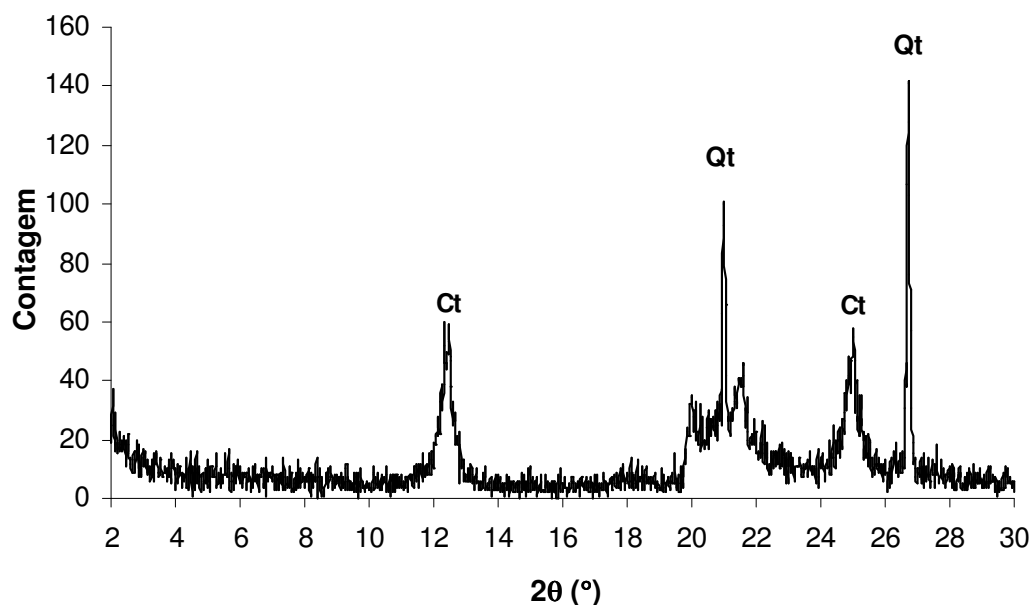


Figura 5.7-Difratograma da amostra de solo passante na peneira #200 (Legenda: Ct=Caulinita, Qt=Quartzo).

Na Figura 5.7 pode-se observar a predominância do argilomineral caulinita. Os resultados são congruentes com os obtidos por Moreira (1998), Beneveli (2002), Duarte (2004) e Soares (2005).

Como complemento das observações e análises realizadas por Soares (2005) e dos resultados obtidos a partir da difração de Raios-X, se apresenta a seguir uma tabela com os dados mineralógicos do solo do Campo Experimental II, extraídos do trabalho de Sertã (1986):

Tabela 5.4-Análise mineralógica do solo (Sertã, 1986).

Fração do solo	Mineral	Quantidade / observações
Pedregulho	Quartzo	Grãos arestados de coloração transparente a leitosa
	Granada alterada	Alguns fragmentos
Areia	Quartzo	Grãos arestados
	Granada muito alterada	Correspondem a aproximadamente 5% da amostra total
	Agregados Ferruginosos	
	Magnetita	Pequenos traços
Silte	Quartzo	Presença
	Caulinita	Presença
	Goetita	Presença
Argila	Caulinita	Presença marcante
	Goetita	Alguns traços

5.4 Caracterização Química

5.4.1 Solo

Os dados apresentados na Tabela 5.5 foram extraídos e adaptados por Soares (2005) do trabalho realizado por Duarte (2004). Mostram-se as análises químicas de capacidade de troca catiônica (CTC) e de ataque sulfúrico do solo.

Na Tabela 5.6, constam os dados da análise química total em porcentagem em peso obtidos por Sertã (1986).

Tabela 5.5-Análises químicas de capacidade de troca catiônica (CTC) e de ataque sulfúrico (Duarte, 2004).

Complexo Sortivo (meq/100g)							
Ca ²⁺	Mg ²⁺	K ⁺	Na ⁺	Al ³⁺	H ⁺	CTC	
0,00	0,4	0,11	0,15	1,3	3,3	5,3	
Ataque por H ₂ SO ₄ (1:1) - NaOH (0,8%)					g/Kg	pH (1:2,5)	
SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	TiO ₂	Ki	Kr	Água	KCL
179	204	103	11,1	1,49	1,13	4,3	4,0

Tabela 5.6-Análise química total em porcentagem em peso (Sertã, 1986).

SiO ₂	Al ₂ O ₃	CaO	MgO	Fe ₂ O ₃	TiO ₂	K ₂ O	Na ₂ O
55,4%	22,0%	< 0,05%	< 0,10%	11,0%	1,30%	0,11%	0,01%

A predominância de SiO₂(%), Al₂O₃(%) e Fe₂O₃(%) no material indica que o mesmo é laterítico. Em contrapartida, a pequena quantidade de CaO, MgO, K₂O e Na₂O mostradas na Tabela 5.6 indicam que o solo em estudo se encontra altamente intemperizado. O índice Kr confirma este fato.

A partir da relação molecular sílica-alumina (Ki), pode-se inferir que o material está conformado predominantemente por caulinita, (argilomineral de baixa atividade) coerente com o valor de CTC para este tipo de material (Duarte, 2004). O solo pode se classificar como ácido, devido ao valor de pH.

5.4.2 Composto Orgânico

A caracterização química do composto, realizada pela EMBRAPA, apresenta-se na seção de apêndices. Na PUC-Rio foram realizados unicamente os ensaios de queima de matéria orgânica, baseando-se na norma NBR 13600, com pequenas variações nas temperaturas e tempos de permanência na mufla.

O ensaio que consistiu em secar o material por um período de 24 horas na estufa de 110 °C, para posteriormente ser colocado na mufla a uma temperatura de 500 °C por um período mínimo de 4 horas até atingir massa constante foi identificado como MO1. O ensaio identificado como MO2 também consistiu em secar o material por 24 horas a 110 °C, mas diferenciou-se no período de permanência na mufla, que foi de um mínimo de 6 horas até atingir massa constante, e a uma temperatura de 400 °C. Os detalhes de MO1 e MO2 forma explicados detalhadamente no capítulo de metodologias e procedimentos. Os resultados obtidos de ambos os ensaios foram bastante próximos e mostram-se a seguir:

Tabela 5.7-Teor de matéria orgânica do composto utilizado nas misturas.

Ensaio	MO1	MO2
a: massa da amostra seca na estufa de 110 °C (gramas)	39,85	38,61
b: massa da amostra queimada na mufla (gramas)	23,74	23,31
MO: teor de matéria orgânica (%)	40,41	39,69

Nota: os resultados mostrados para MO1 e MO2 são a média dos valores obtidos em três determinações.

Nas Figuras 5.8 e 5.9 se mostra o composto orgânico antes e depois da queima de matéria orgânica. Pode-se observar que o material original era de cor preta e depois de concluído o processo, ficou com uma cor esbranquiçada.

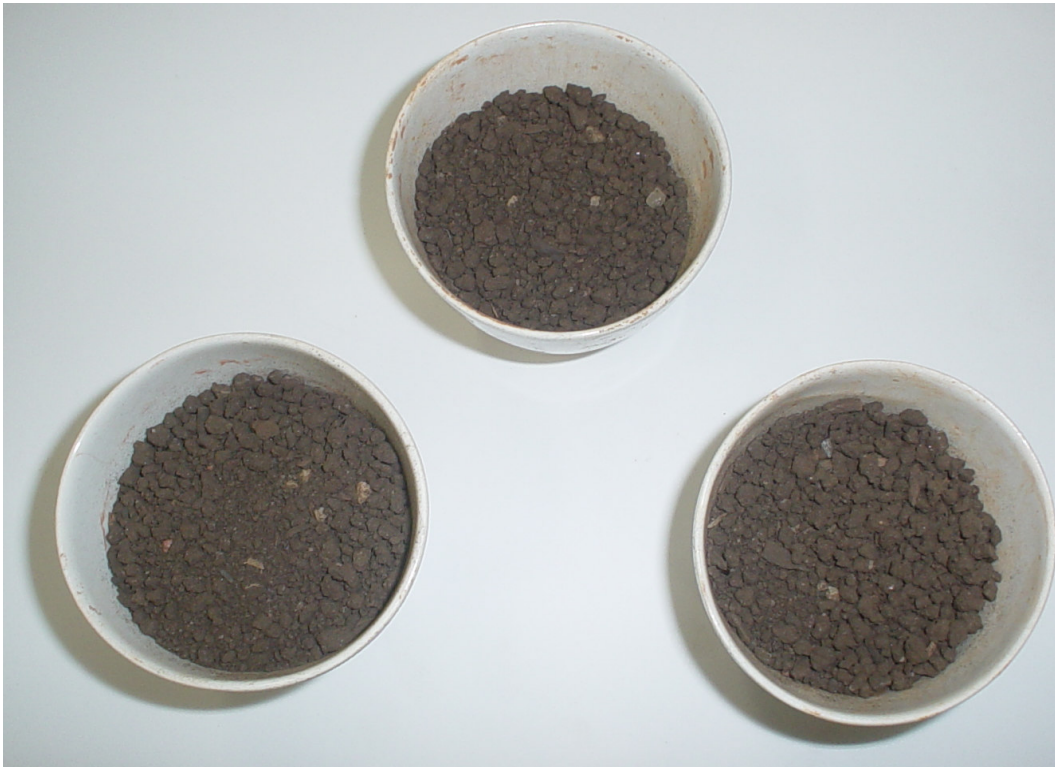


Figura 5.8-Recipientes com composto orgânico seco em estufa a 110°C antes de ser colocado na mufla.

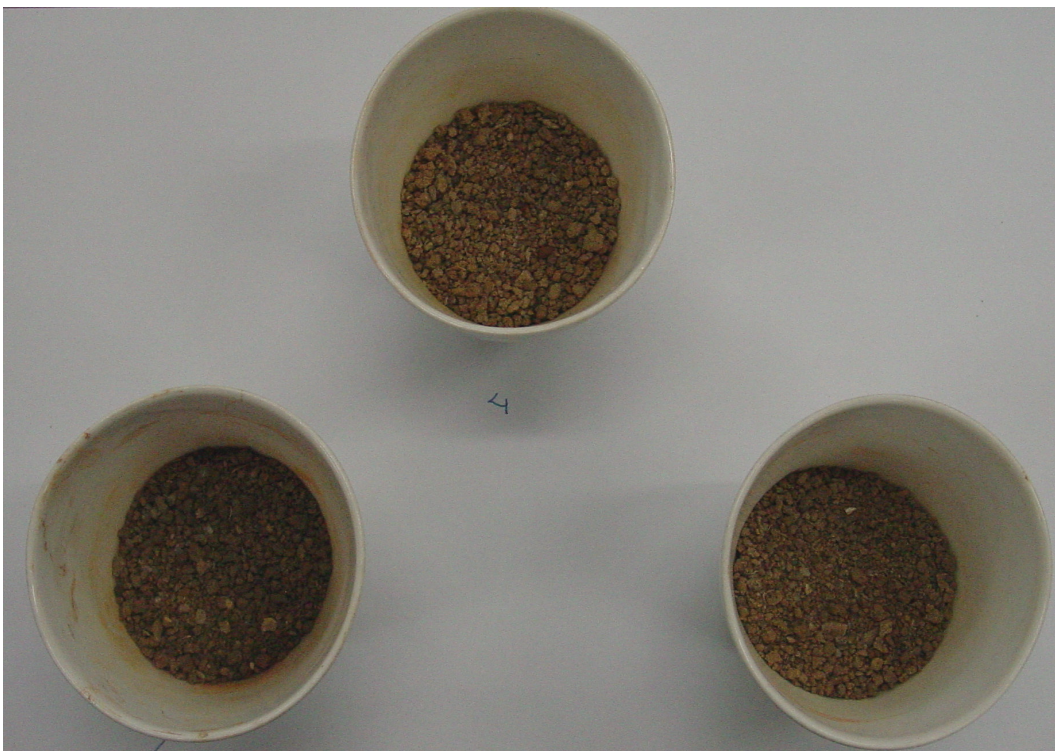


Figura 5.9-Recipientes com composto orgânico após ser submetido à queima na mufla.

5.5 Ensaio de Compactação

5.5.1 Proctor Normal

Nas Figuras 5.10, 5.11, 5.12, 5.13 e 5.14 mostram-se as curvas de compactação obtidas a partir de sessenta ensaios com e sem reuso de material.

O objetivo principal destes ensaios foi definir a massa específica seca correspondente a três teores de umidade de compactação diferentes: umidade ótima, três por cento abaixo e três por cento acima desta umidade (w_{ot} , $w_{ot-3\%}$ e w_{ot+3}) para cada um dos materiais utilizados. Isto, para poder correlacionar os resultados do Proctor Normal com a definição de pressão equivalente nos ensaios de pisoteamento e para moldar corpos de prova com ambos os métodos de compactação, que possuam uma massa específica seca muito próxima, quando compactados na mesma umidade, para serem utilizados nos ensaios de permeabilidade.

Após a apresentação de cada curva de compactação, fornece-se uma tabela com os valores de umidade e massa específica seca respectiva para cada material, quando compactado com energia de Proctor Normal.

Curva Compactação Proctor Normal Solo

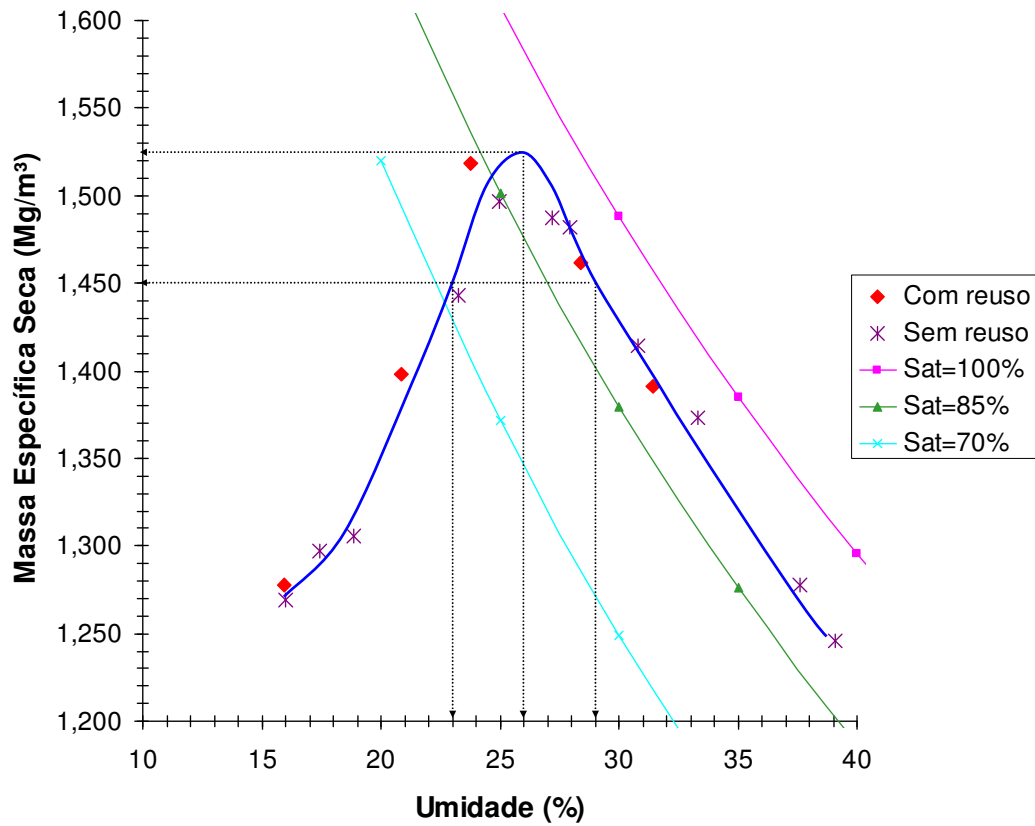


Figura 5.10-Curva de compactação Proctor Normal, Solo.

Tabela 5.8-Propriedades do solo quando compactado com Proctor Normal.

SOLO			
Umidade de compactação	$w_{ot-3\%}$	w_{ot}	$w_{ot+3\%}$
$w_o\%$	23	26	29
$\rho_d (Mg/m^3)$	1,45	1,525	1,45

Curva Compactação Proctor Normal M1

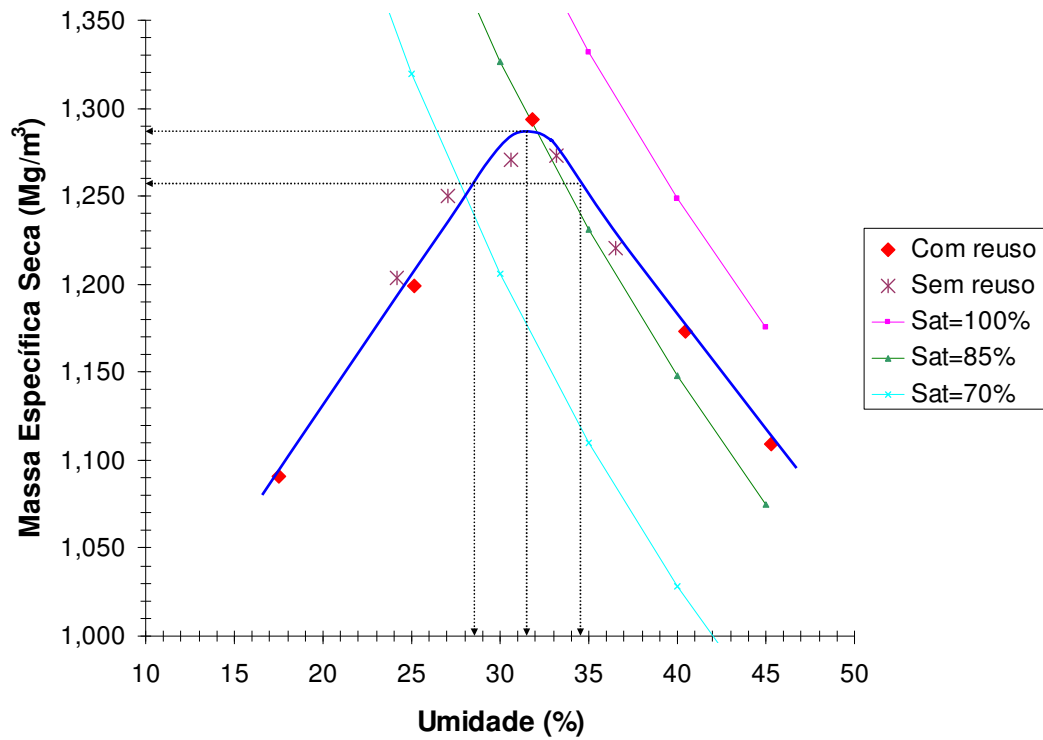


Figura 5.11-Curva de compactação Proctor Normal, M1.

Tabela 5.9-Propriedades da M1 quando compactada com Proctor Normal.

M1			
Umidade de compactação	$w_{ot-3\%}$	w_{ot}	$w_{ot+3\%}$
$w_o\%$	28,5	31,5	34,5
ρ_d (Mg/m ³)	1,254	1,286	1,254

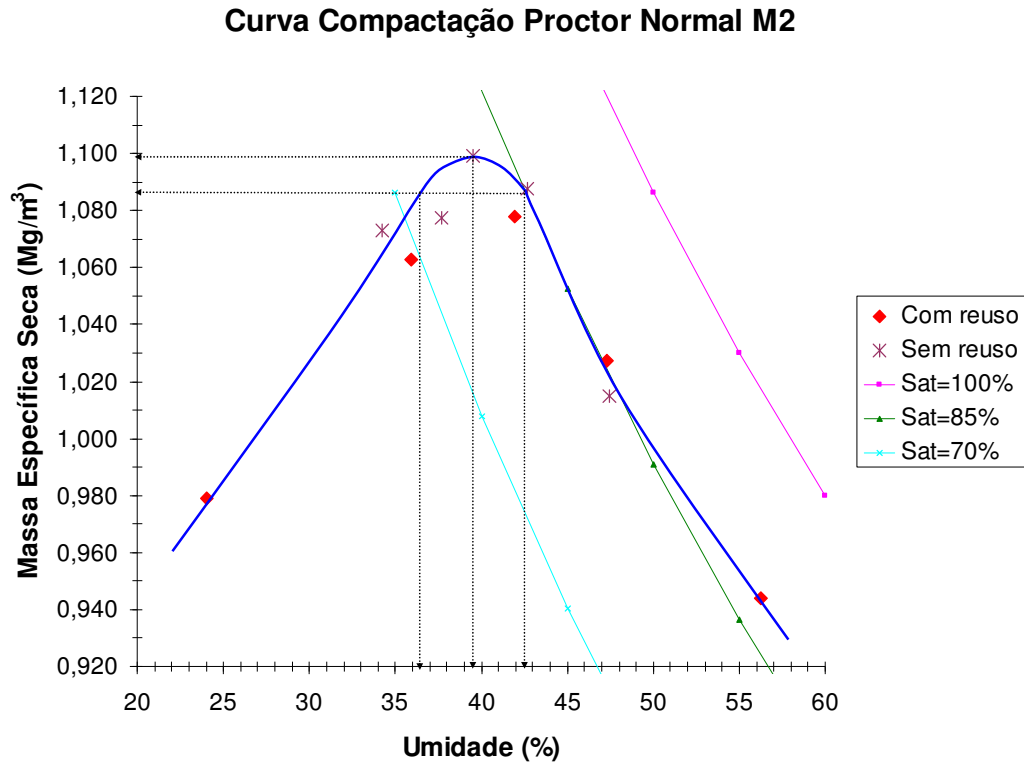


Figura 5.12-Curva de compactação Proctor Normal, M2.

Tabela 5.10-Propriedades da M2 quando compactada com Proctor Normal.

M2			
Umidade de compactação	$w_{ot-3\%}$	w_{ot}	$w_{ot+3\%}$
$w_o\%$	36,5	39,5	42,5
$\rho_d (Mg/m^3)$	1,086	1,098	1,086

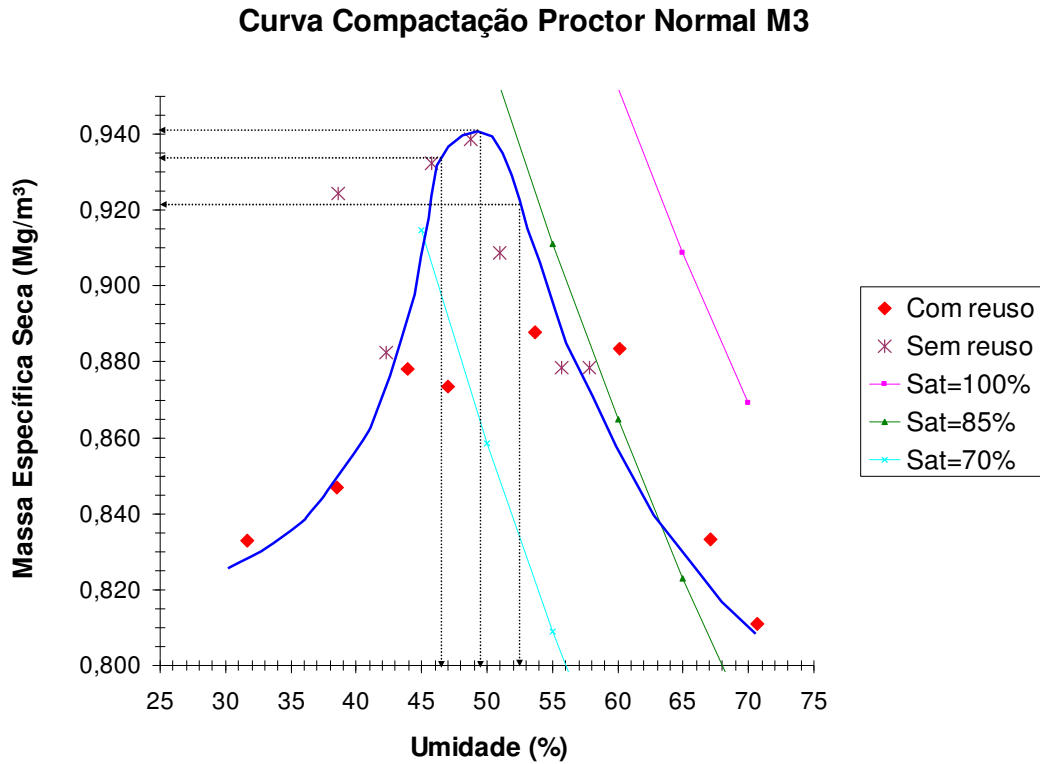


Figura 5.13-Curva de compactação Proctor Normal, M3.

Tabela 5.11-Propriedades da M3 quando compactada com Proctor Normal.

M3			
Umidade de compactação	$w_{ot} - 3\%$	w_{ot}	$w_{ot} + 3\%$
w_o %	46,5	49,5	52,5
ρ_d (Mg/m^3)	0,934	0,941	0,921

Curva Compactação Proctor Normal Composto

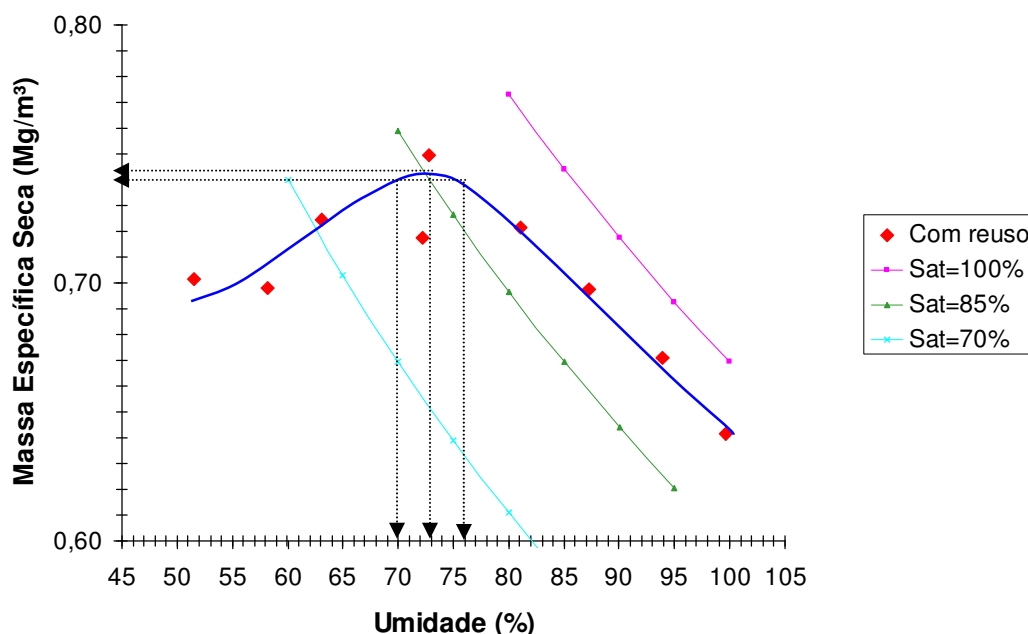


Figura 5.14-Curva de compactação Proctor Normal, Composto Orgânico.

Tabela 5.12-Propriedades do Composto Orgânico quando compactado com Proctor Normal.

Composto Orgânico			
Umidade de compactação	w_{ot-3}	w_{ot}	w_{ot+3}
$w_o\%$	70	73	76
ρ_d (Mg/m ³)	0,742	0,74	0,742

Pode-se observar que quanto maior a quantidade de composto orgânico presente nas misturas, maior a umidade necessária para atingir a massa específica seca máxima, o que era de se esperar, devido à alta capacidade de absorção de água que caracteriza a matéria orgânica. Por sua vez, o valor da massa específica também é menor. A diferença entre a massa correspondente à umidade ótima e as correspondentes às umidades três por cento acima e abaixo dela diminui com o aumento do teor de composto.

A curva de compactação de Proctor Normal apresentada na Figura 5.14 foi obtida a partir de ensaios com reuso de material para definir o comportamento do composto puro, porém, devido à dificuldade de extrair o corpo de prova do molde sem ele colapsar, bem como de rehidratar o material e controlar sua umidade, decidiu-se descartar o uso do mesmo no programa de ensaios do presente trabalho.

5.5.2 Pisoteamento

A partir dos valores de massa específica seca e de umidade de compactação obtidos por meio das curvas de compactação do Proctor Normal, foi possível estabelecer uma correlação entre os corpos de prova compactados pelo método anterior (dinâmico) com o método de pisoteamento (estático).

Para isto, cada material foi preparado com uma determinada umidade (w_{ot} , $w_{ot-3\%}$ ou $w_{ot+3\%}$). Mantendo este valor constante, executou-se o ensaio no compactador pneumático, aplicando diferentes pressões para obter as massas específicas secas correspondentes.

Finalmente, plotou-se um gráfico de massa específica seca *versus* pressão, onde os pontos resultantes de cada ensaio foram ajustados a regressões lineares, exponenciais, potenciais e logarítmicas, sendo as últimas as que geraram os melhores coeficientes de correlação (R^2).

As figuras 5.15, 5.16, 5.17 e 5.18 mostram as curvas de massa específica seca *versus* pressão ou curvas de definição de pressão equivalente de cada material; obtidas dos ensaios de pisoteamento e ajustadas logaritmicamente. As setas associam o valor da massa específica seca correspondente ao Proctor Normal para cada umidade (w_{ot} , $w_{ot-3\%}$ e $w_{ot+3\%}$) com um valor de pressão (denominada pressão equivalente) a qual será aplicada para moldar os corpos de prova dos ensaios de permeabilidade.

Definição de Pressão Equivalente, Solo

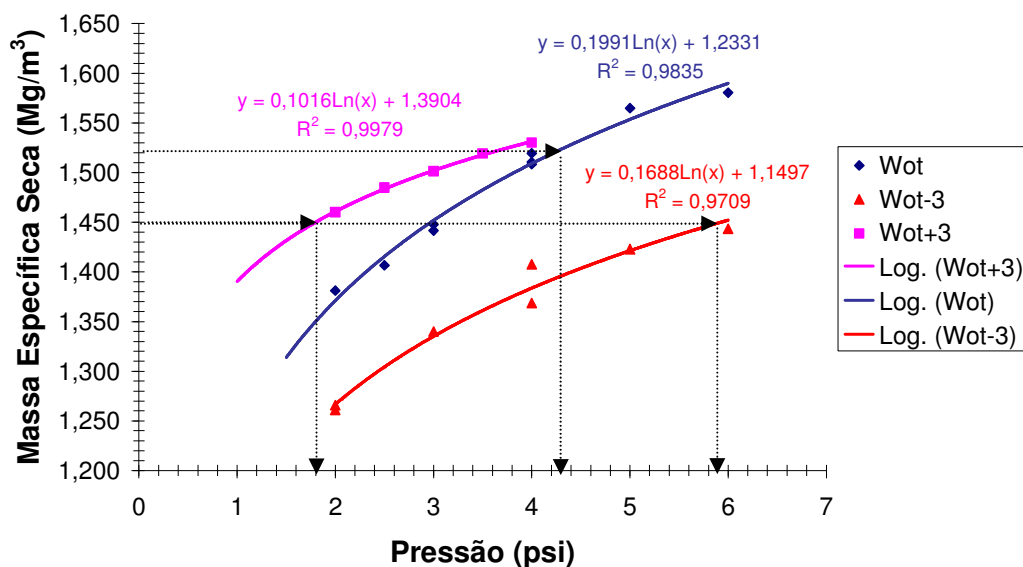


Figura 5.15-Definição de pressão equivalente com pisoteamento para o solo.

Definição de Pressão Equivalente, M1

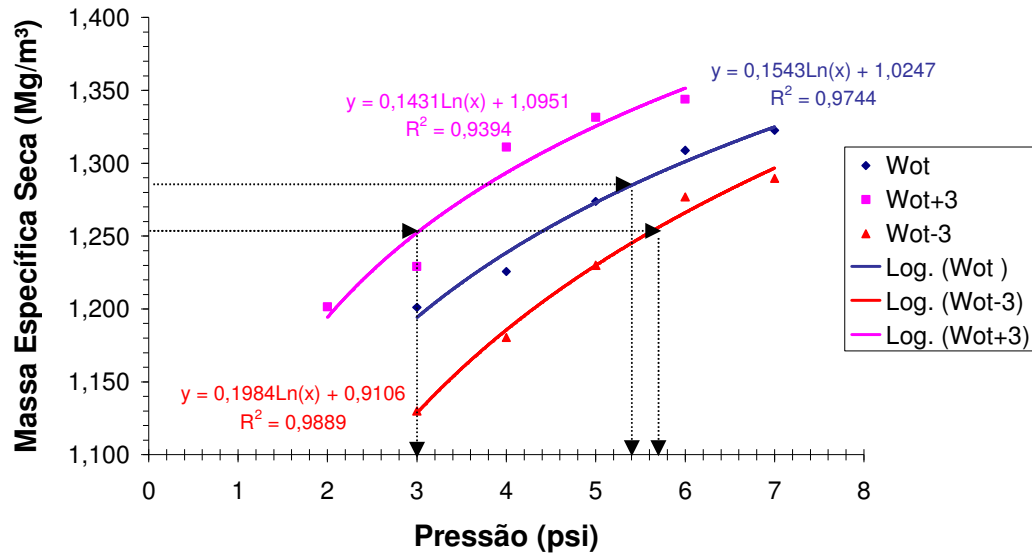


Figura 5.16-Definição de pressão equivalente com pisoteamento para M1.

Definição de Pressão Equivalente, M2

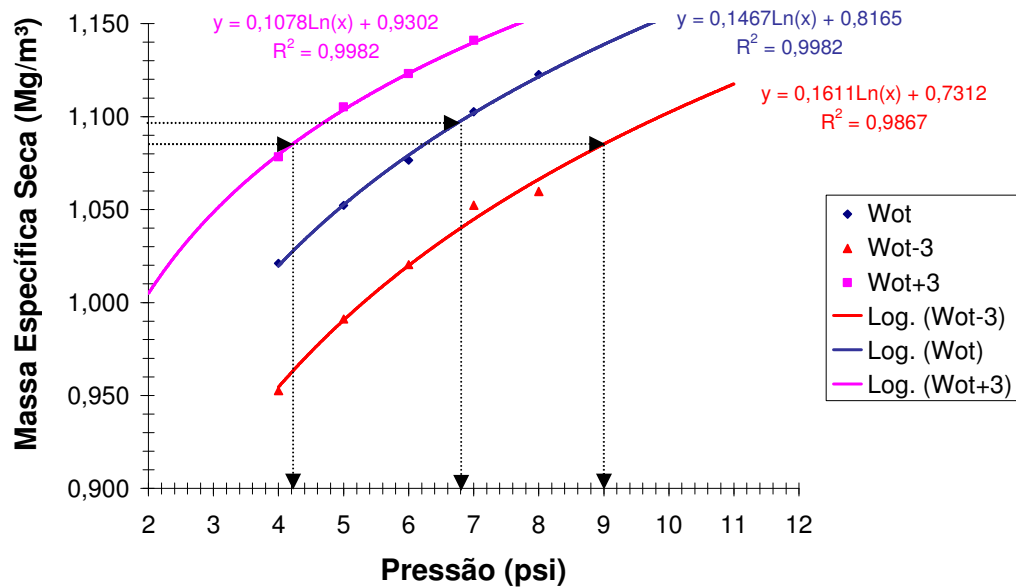


Figura 5.17-Definição de pressão equivalente com pisoteamento para M2.

Definição de Pressão Equivalente, M3

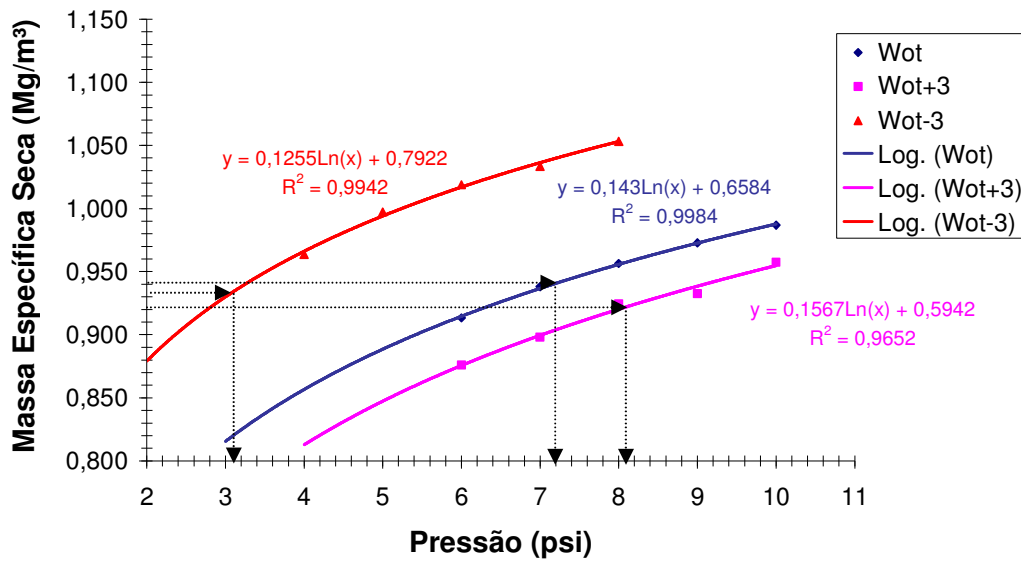


Figura 5.18-Definição de pressão equivalente com pisoteamento para M3.

Na Tabela 5.13 se apresenta o resumo dos resultados mostrados nos gráficos anteriores. A informação tabelada foi utilizada para efetuar a moldagem dos corpos de prova dos ensaios de permeabilidade.

Tabela 5.13-Pressão equivalente para as umidades $W_{ot-3\%}$, W_{ot} e $W_{ot+3\%}$ com as respectivas massas específicas secas.

Material	Parâmetros de moldagem	Umidade de compactação		
		$W_{ot-3\%}$	W_{ot}	$W_{ot+3\%}$
Solo	$W_o(\%)$	23	26	29
	$\rho_d (\text{Mg/m}^3)$	1,450	1,525	1,450
	Pressão (psi)	5,9	4,3	1,8
M1	$W_o(\%)$	28,5	31,5	34,5
	$\rho_d (\text{Mg/m}^3)$	1,254	1,286	1,254
	Pressão (psi)	5,7	5,4	3,0
M2	$W_o(\%)$	36,5	39,5	42,5
	$\rho_d (\text{Mg/m}^3)$	1,086	1,098	1,086
	Pressão (psi)	9,0	6,8	4,2
M3	$W_o(\%)$	46,5	49,5	52,5
	$\rho_d (\text{Mg/m}^3)$	0,934	0,941	0,921
	Pressão (psi)	3,1	7,2	8,1

Para definir as pressões equivalentes foram realizados numerosos ensaios e testes do equipamento utilizando diferentes umidades e faixas de pressão. A primeira série de testes foi executada com solo puro, com a finalidade de analisar o comportamento do material quando submetido à compactação por

pisoteamento bem como de adquirir sensibilidade do equipamento. Na faixa entre 20 e 30 psi, o comportamento do material na umidade ótima era como mostrado nas figuras seguintes:

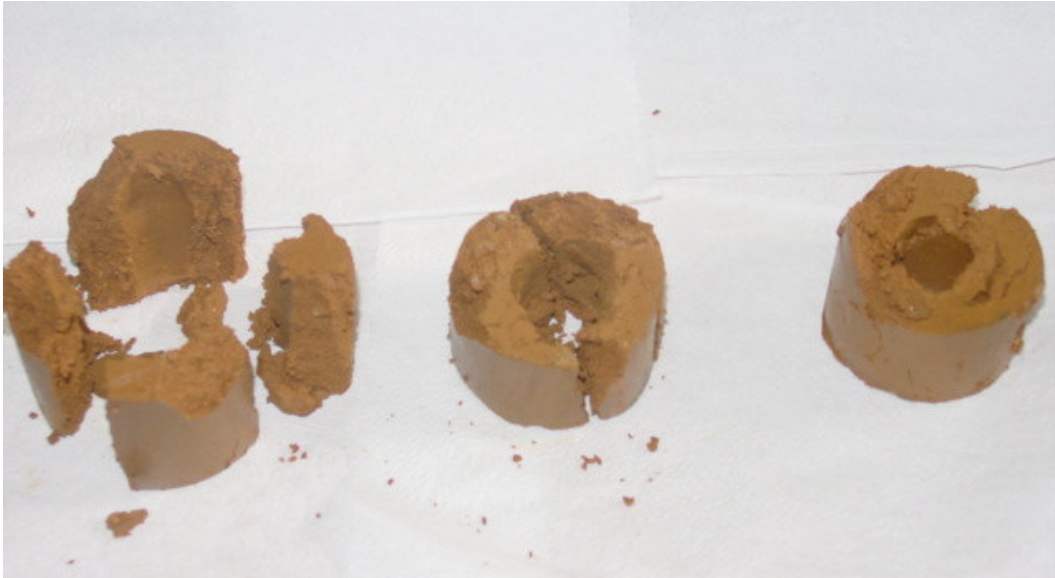


Figura 5.19-Corpo de prova deformado devido às elevadas pressões de pisoteamento.



Figura 5.20-Deformação do corpo de prova conseqüente da penetração do equipamento do compactador pneumático.



Figura 5.21-Vista superior do molde de pisoteamento com solo deformado devido às elevadas pressões de compactação.

Observou-se uma grande deformação no corpo de prova, produto da tensão cisalhante transmitida pelo equipamento no momento da penetração no solo. As deformações eram relativas à umidade de compactação: quando se acrescentava água no solo, este era mais fácil de moldar e os grumos mais fáceis de destruir (em concordância com Benson e Daniel, 1990), portanto as deformações ocorridas no material eram mais significativas. Isto se pode associar à perda de resistência ao cisalhamento do material quando se adiciona água (Lambe, 1958, Seed e Chan, 1959, Mitchell *et al.*, 1965).

Na faixa de 10 a 20 psi ocorreram também importantes deformações do tipo mostrado nas figuras anteriores, no entanto, diminuíram consideravelmente com respeito à faixa de pressão anterior. Dado o comportamento do material, definiu-se trabalhar com pressões ainda menores.

No intervalo de 2 a 10 psi, obteve-se um comportamento satisfatório do solo. O tipo de deformação foi o típico esperado em um ensaio de compactação, e não do tipo mostrado nas figuras anteriores. Além disso, as massas específicas obtidas eram similares às que se procurava atingir com respeito aos resultados do Proctor Normal.

O procedimento de tentativa e erro descrito anteriormente, foi realizado para cada um dos materiais até se obter um intervalo de pressões adequado com a energia de compactação do Proctor Normal para obter, nessa faixa, as curvas de pressão equivalente.

A partir da experiência realizada com o solo e as misturas em diferentes proporções identificaram-se alguns aspectos relevantes no processo de compactação que são explicados a seguir.

É importante mencionar que uma das maiores dificuldades na execução dos ensaios foi colocar as misturas nas umidades desejadas ($w_{ot-3\%}$, w_{ot} e $w_{ot+3\%}$). O composto orgânico, quando seca, perde a capacidade de se rehidratar rapidamente, portanto a quantidade de água a adicionar pode ser bem maior que a calculada. Ao mesmo tempo, homogeneizar tal umidade no material é também uma tarefa difícil, pois pelas suas características, a matéria orgânica fica aglutinada e a sua trabalhabilidade diminui. A forma em que se unem água e solo argiloso é distinta da união água-matéria orgânica. Quando partículas argilosas adsorvem água, tende-se a formar uma película de água em volta das partículas sólidas. No caso da matéria orgânica, esta película não se forma devido às suas características físico-químicas (Antunes, 2006). Devido à variabilidade nas umidades de compactação, houve problemas de repetitividade para atingir com precisão as mesmas massas específicas secas para ambos os métodos de compactação. A variabilidade dos dados foi maior nas misturas que possuem mais composto orgânico devido à natureza da matéria orgânica presente.

Diversos ensaios foram executados para definir a pressão equivalente correspondente a cada material, porém, os pontos foram descartados, pois as umidades nas quais as amostras encontravam-se não coincidiam com as desejadas. Nas curvas de pisoteamento (Figuras 5.15, 5.16, 5.17 e 5.18) se apresentam unicamente os pontos que se ajustaram melhor às umidades desejadas.

Além do problema de repetitividade anteriormente descrito, um outro aspecto a ser levado em consideração é o tamanho do molde utilizado para executar os ensaios de pisoteamento. Segundo Kouassi *et al.* (2000), as dimensões do corpo de prova utilizado são uma desvantagem, pois limitam seu uso para estudos de permeabilidade e resistência, devido a aspectos de representatividade.

Os autores que têm se dedicado a investigar os fatores que influenciam na discrepância entre os valores da permeabilidade de campo e de laboratório em

camadas impermeabilizantes ou *liners*, (Mundell e Bailey, 1985; Day e Daniel, 1985; Hermann e Elsbury, 1987; Benson, Zhai e Wang, 1994; Dunn e Palmer, 1994), concordam que o problema principal na obtenção deste parâmetro em laboratório, consiste em ensaiar uma amostra que seja representativa da condição *in-situ*. Como no local da obra podem existir defeitos hidráulicos (trincas e fissuras, grumos maiores, etc.) conseqüentes de uma compactação pobre, secagem, entre outros, quanto maior for o tamanho do corpo de prova, maior a sua representatividade destas situações, que serão as que controlam o valor da permeabilidade.

No caso do presente estudo, o tamanho do molde de compactação pode ser visto como uma vantagem, pois para realizar o ensaio de pisoteamento é necessária uma quantidade reduzida de material e o tempo de execução é curto. Além disso, os alcances da tese limitam-se a comparar a condutividade hidráulica de amostras de laboratório moldadas com distintos métodos de compactação. As análises não visam determinar a condutividade hidráulica de uma camada impermeabilizante real, mas caso o ensaio fosse utilizado com este objetivo, as dimensões do molde aqui utilizado seriam desvantajosas, pois o efeito de escala teria uma influência importante.

As observações descritas anteriormente são indispensáveis para lograr uma adequada interpretação dos resultados e para serem levadas em consideração em futuros ensaios.

Desde o estudo de Mitchell *et al.* (1965), existe pouca informação na literatura a respeito de ensaios e equipamentos de laboratório que utilizem o pisoteamento e até hoje, não existe nenhuma norma que padronize este tipo de ensaio. A influência deste método de compactação em laboratório tem sido pouco estudada, se comparada com a do Proctor Normal, Proctor Modificado ou compactação estática.

Daniel (1984) confirma que os resultados da condutividade hidráulica obtidos em laboratório para corpos moldados com Proctor Normal são satisfatórios e se apresentam próximos aos valores do coeficiente de permeabilidade de campo quando a amostra ensaiada é representativa. Contudo, poderiam se obter resultados mais realistas se for possível comprovar que o compactador pneumático ou um equipamento análogo reproduz melhor o que acontece no campo, onde usualmente se compacta com pé de carneiro.

5.6 Ensaio de Permeabilidade

Foram moldados corpos de prova por meio do Proctor Normal e do pisoteamento, para as umidades $w_{ot-3\%}$, w_{ot} e $w_{ot+3\%}$ para cada mistura e para o solo. Os ensaios de permeabilidade, como foi antes mencionado, foram executados em permeômetros de parede flexível, com carga constante, em corpos de prova previamente saturados por contrapressão. Admitiu-se o CP como saturado quando B atingiu um valor igual ou superior a 0,96.

A condutividade hidráulica de cada ensaio foi calculada a partir da média dos valores obtidos ao longo do primeiro trecho reto da curva de coeficiente de permeabilidade *versus* tempo onde a variação de volume permanece constante. O fluxo considerou-se constante para a maioria dos casos após os cinco primeiros minutos de ensaio.

O valor do gradiente hidráulico utilizado nos ensaios variou de 8,5 a 10, e a tensão efetiva em todos os casos foi de 10 kPa. Assumiu-se que o índice de vazios não varia no decorrer do ensaio.

Neste item, se apresentam as características iniciais dos corpos de prova, as condições dos ensaios, as curvas de variação de volume *versus* tempo, assim como as curvas k *versus* t (ambas na escala semi-logarítmica) e os resultados obtidos para cada material. Mostram-se também, relações de alguns índices físicos com o valor da condutividade hidráulica. Finalmente, faz-se um resumo e uma comparação entre o solo e as misturas, bem como da influência dos métodos de compactação.

5.6.1 Solo

O solo em estudo foi classificado como um CH segundo o SUCS, possui um limite de liquidez de 58, índice de plasticidade de 30 e limite de plasticidade de 28. Mais do que 50% das suas partículas são argilosas. Na tabela abaixo, mostram-se as características da moldagem dos corpos de prova utilizados nos ensaios de permeabilidade saturada:

Tabela 5.14- Características iniciais dos corpos de prova do solo para ensaios de permeabilidade.

Ensaio	Tipo de compactação	Umidade de Compactação	w _o %	ρ _d (Mg/m ³)	S _o %	e	n	H _{CP}
SoloA	Pisoteamento	w _{ot-3%}	22,44	1,412	66,72	0,904	47,48	7,83
SoloB	Pisoteamento	w _{ot}	25,11	1,512	86,76	0,778	43,75	7,86
SoloC	Pisoteamento	w _{ot+3%}	28,5	1,416	84,57	0,898	47,31	7,76
SoloD	Proctor Normal	w _{ot-3%}	22,43	1,392	64,76	0,932	48,23	7,00
SoloE	Proctor Normal	w _{ot}	25,03	1,511	86,32	0,779	43,80	6,97
SoloF	Proctor Normal	w _{ot+3%}	27,77	1,503	94,61	0,789	44,10	7,00

As características dos ensaios de permeabilidade executados e os resultados obtidos mostram-se a seguir:

Tabela 5.15- Condições e resultados dos ensaios de permeabilidade no solo.

Ensaio	Umidade de Compactação	B	i	σ'	w _f %	k(cm/s)
SoloA	w _{ot-3%}	98,9	9,05	10	33,09	3,34e ⁻⁴
SoloB	w _{ot}	100,9	9,04	10	29,94	8,88e ⁻⁷
SoloC	w _{ot+3%}	100	9,18	10	33,29	5,26e ⁻⁷
SoloD	w _{ot-3%}	99,9	9,86	10	35,18	5,10e ⁻⁵
SoloE	w _{ot}	98,4	10,2	10	29,10	3,09e ⁻⁷
SoloF	w _{ot+3%}	99,2	9,94	10	30,34	1,77e ⁻⁷

O comportamento da condutividade hidráulica em função do tempo, para os corpos de prova moldados a partir do pisoteamento e para os moldados com Proctor Normal, nas três distintas umidades de compactação (w_{ot-3%}, w_{ot} e w_{ot+3%}), mostram-se na Figura 5.23 e na Figura 5.25 respectivamente.

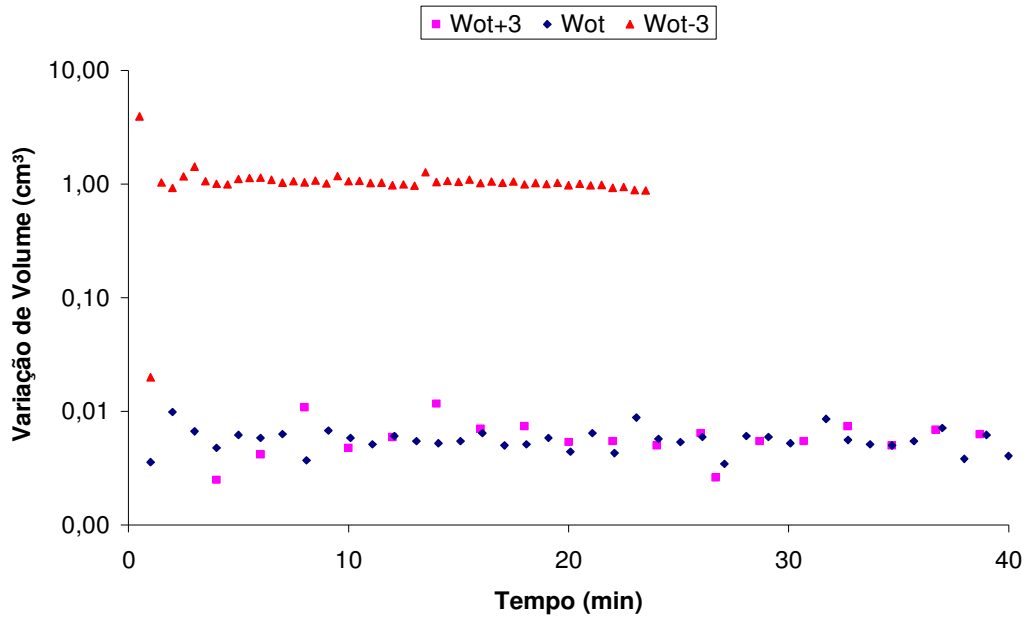


Figura 5.22-Varição de volume *versus* tempo, ensaio de permeabilidade do solo com corpos de prova moldados por pisoteamento.

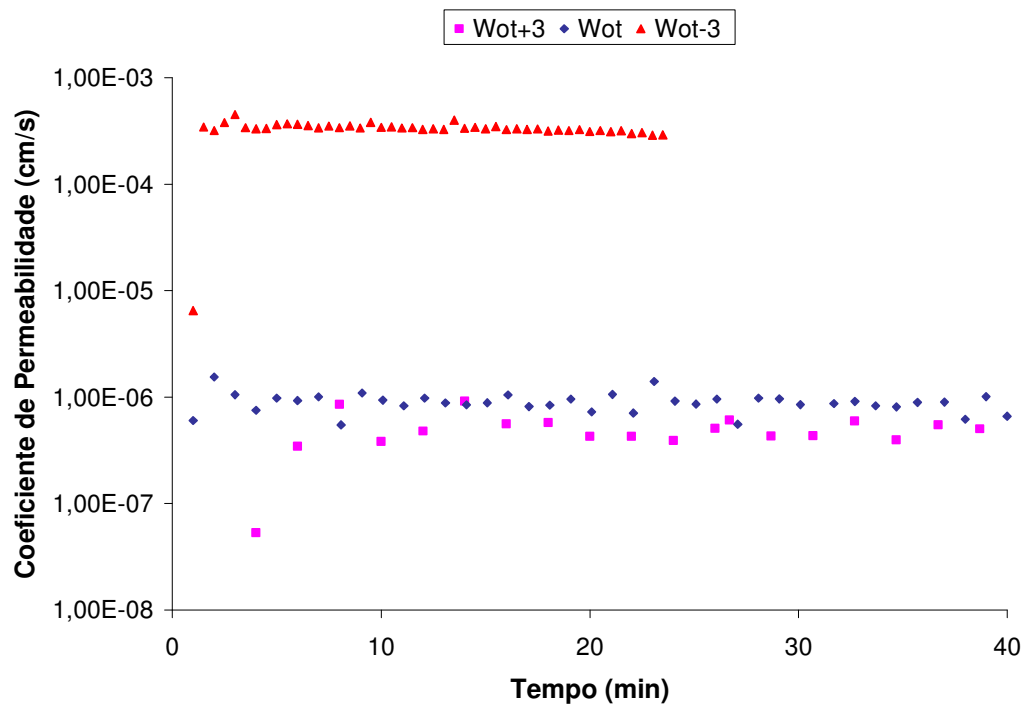


Figura 5.23-Coefficiente de permeabilidade *versus* tempo para corpos de prova de solo moldados com pisoteamento.

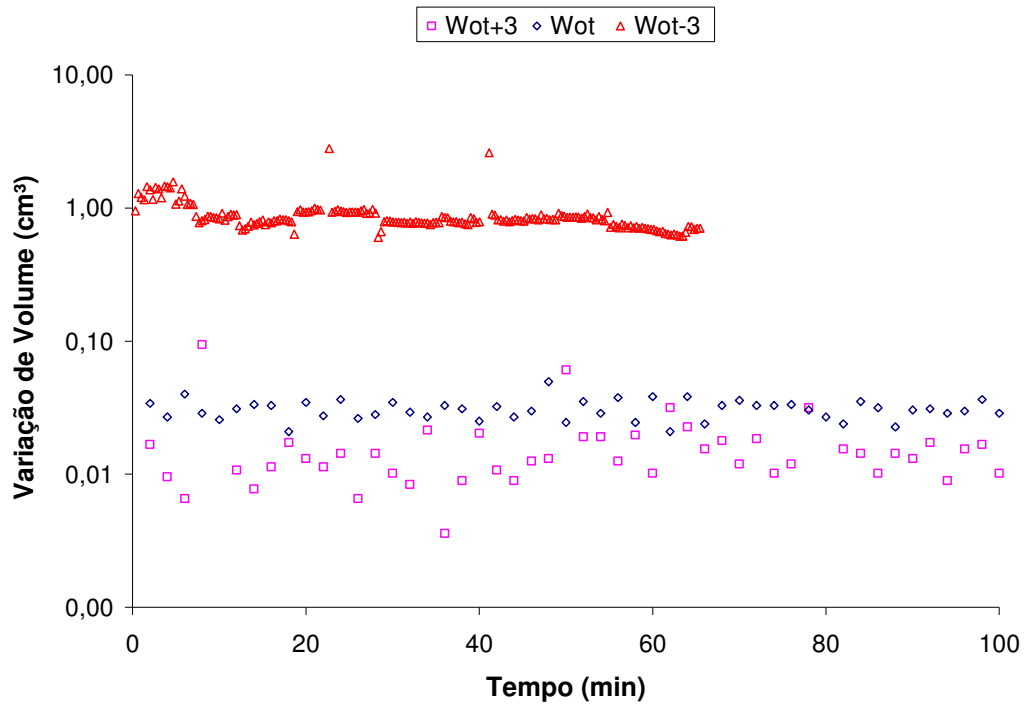


Figura 5.24-Variação de volume *versus* tempo, ensaio de permeabilidade do solo com corpos de prova moldados por Proctor Normal.

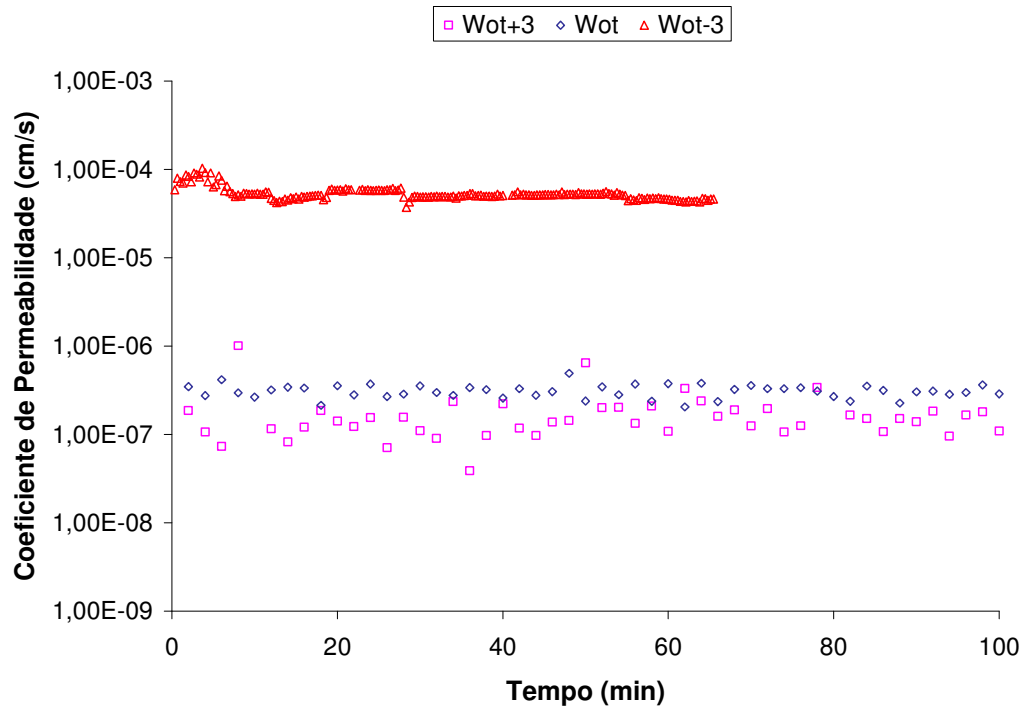


Figura 5.25-Coeficiente de permeabilidade *versus* tempo para corpos de prova de solo moldados com Proctor Normal.

A seguir apresentam-se alguns gráficos que permitem visualizar as relações entre índices físicos, condutividade hidráulica e condições de compactação dos corpos de prova ensaiados.

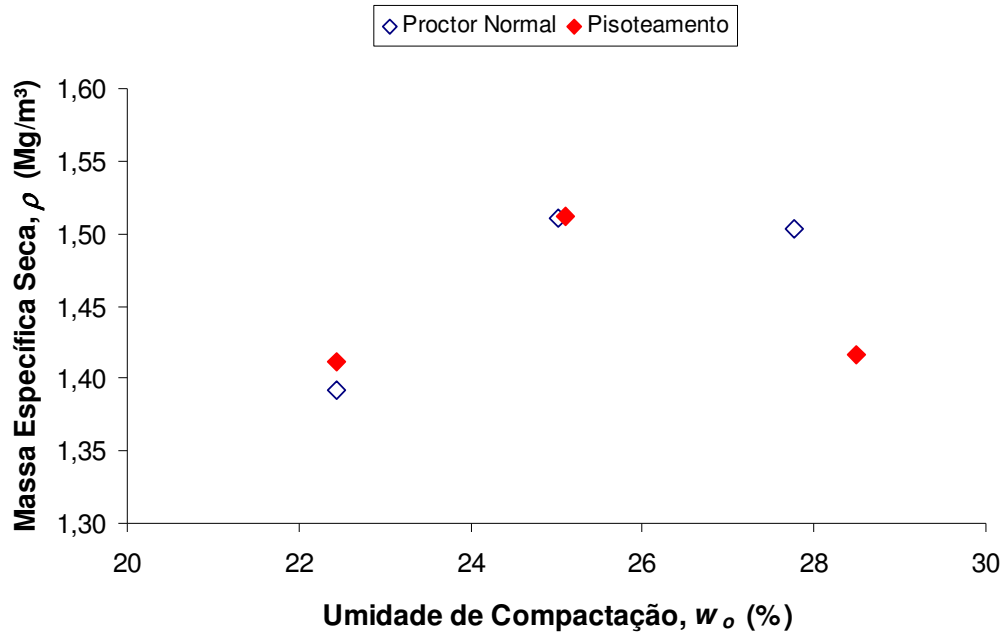


Figura 5.26-Massa específica seca *versus* umidade de compactação, solo.

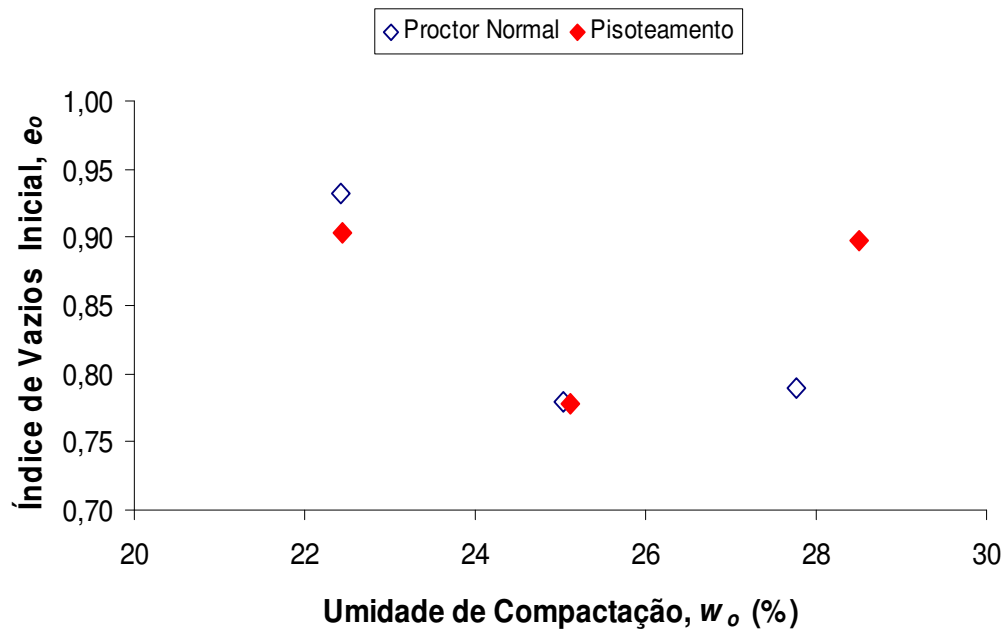


Figura 5.27-Índice de vazios *versus* umidade de compactação, solo.

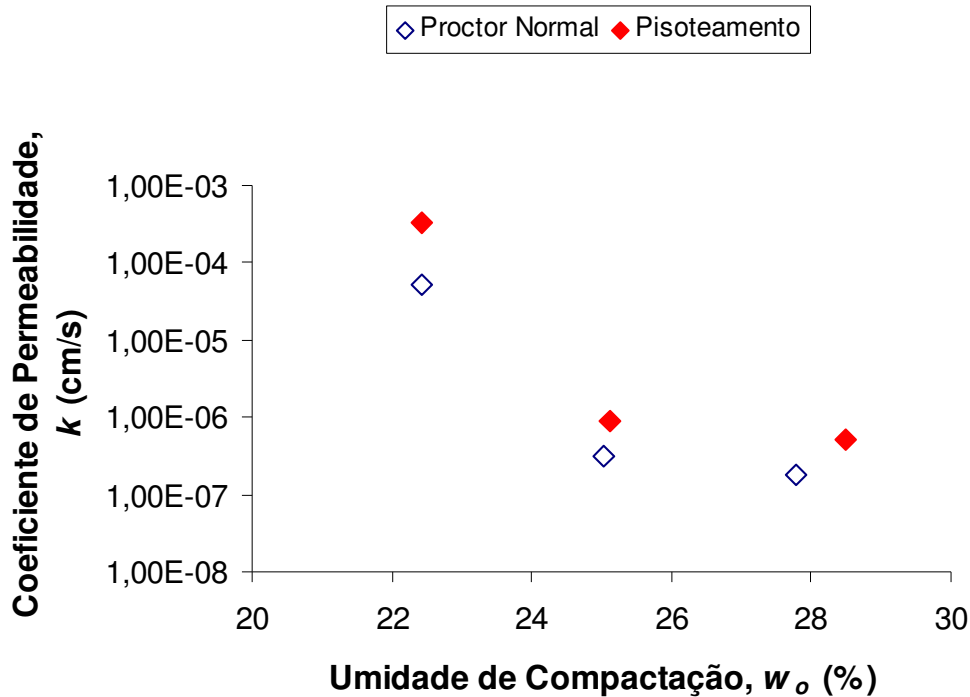


Figura 5.28-Coeficiente de permeabilidade *versus* umidade de compactação, solo.

A partir da Figura 5.26, verifica-se que as umidades de compactação w_{ot} e $w_{ot+3\%}$ em ambos os métodos (Proctor Normal e pisoteamento) são praticamente as mesmas, gerando massas específicas muito próximas, como era desejado. No entanto, no caso da $w_{ot+3\%}$, houve uma pequena variação entre os valores de umidade para a moldagem. Conseqüentemente, a massa específica seca obtida a partir dos dois métodos não coincidiu quantitativamente.

Pode-se deduzir do gráfico mostrado na Figura 5.28 que, como era de se esperar, a permeabilidade dos corpos de prova moldados acima da umidade ótima tivessem uma permeabilidade menor, e os corpos compactados no ramo seco apresentassem os coeficientes maiores de permeabilidade, em concordância com as teorias básicas da influência da compactação na estrutura do solo e na condutividade hidráulica propostas por Lambe (1958) e Olsen (1962); e descritas por Hilf (1975), Hermann e Elsbury (1987) e Benson e Daniel (1990). Observou-se que a diferença entre os coeficientes de permeabilidade das amostras compactadas por impacto e pisoteamento entre as umidades w_{ot} e $w_{ot+3\%}$ não foi muito significativa. No entanto, a diferença entre o valor de k para as amostras moldadas na $w_{ot+3\%}$ foi de duas ordens de grandeza maior que o valor das amostras compactadas nas umidades w_{ot} e $w_{ot+3\%}$ com o Proctor Normal, e três ordens de grandeza maior que nas amostras compactadas nas mesmas umidades com pisoteamento.

Conclui-se então que o efeito na umidade de compactação é mais marcante no intervalo compreendido entre $w_{ot-3\%}$ e w_{ot} , e que, após a w_{ot} é atingida, não há variações muito significativas nos valores de k . A estrutura do solo, de acordo com os resultados obtidos de k , é eventualmente muito mais floculada no ramo seco que no ramo úmido, como era de se esperar.

Do ponto de vista do equipamento utilizado, observa-se na Figura 5.28, que o coeficiente de permeabilidade resultou ser menor quando o solo foi compactado com Proctor Normal do que quando compactado por pisoteamento. A diferença, se comparada para cada umidade de compactação a partir dos dados da Tabela 5.15, revela que é pequena (mesma ordem de grandeza) para w_{ot} e $w_{ot+3\%}$ e um pouco maior (uma ordem de grandeza) para $w_{ot-3\%}$.

Autores como Hermann e Elsbury (1987); Benson e Daniel (1990) e Benson e Boutwell (2000), afirmam que a compactação com pé de carneiro no campo é a que induz maiores deformações no solo, resultando em uma melhor aderência entre camadas e em uma eliminação mais efetiva de grumos, que se espera dificultar a percolação transversal de um fluido através do solo.

Segundo Seed e Chan (1959), a deformação por cisalhamento e, conseqüentemente, o grau de dispersão no solo, aumentam para os distintos métodos de compactação na seguinte ordem: estático, vibratório, impacto e por pisoteamento. Mitchell *et al.* (1965), em concordância com os autores supracitados, quanto aos métodos de compactação e à influência deles na estrutura do solo, afirmam que quanto maiores as deformações induzidas, menor a permeabilidade, devido ao efeito provocado no arranjo das partículas. Entretanto, os resultados dos ensaios de laboratório executados no solo coluvionar com o compactador pneumático não seguiram a tendência proposta pelos autores supracitados.

5.6.2 Mistura 1

As características iniciais dos corpos de prova bem como as condições dos ensaios de permeabilidade para a M1 (75% de solo coluvionar e 25% de composto orgânico) são muito similares com as impostas nos ensaios realizados com solo puro. Estas se encontram resumidas nas Tabelas 5.16 e 5.17:

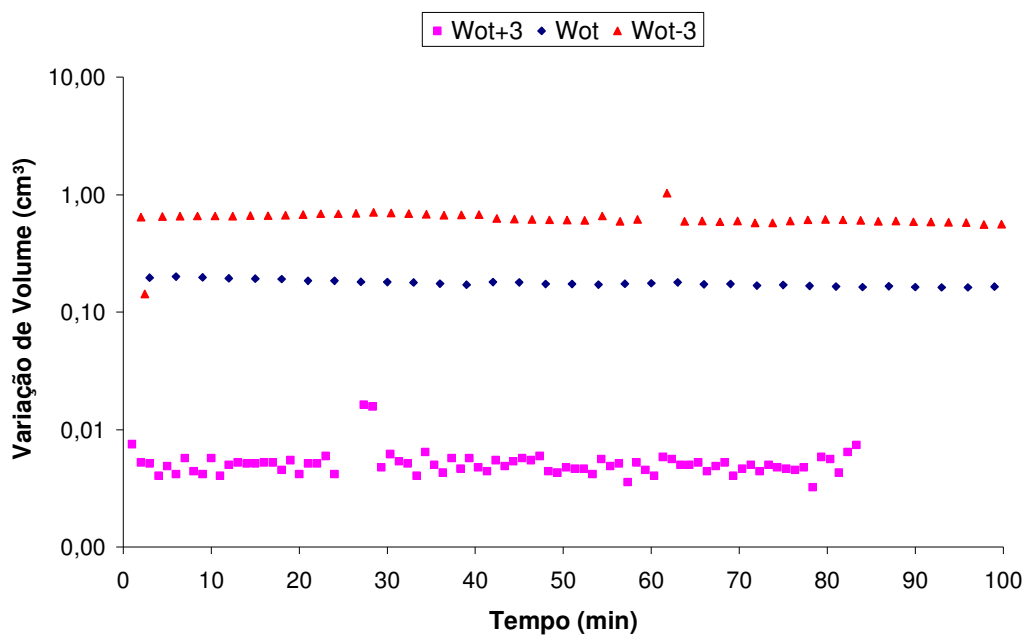
Tabela 5.16- Características iniciais dos corpos de prova de M1 para ensaios de permeabilidade.

Ensaio	Tipo de compactação	Umidade de Compactação	w _o %	ρ _d (Mg/m ³)	S _o %	e	n	H _{CP}
M1A	Pisoteamento	w _{ot-3%}	28,28	1,214	66,88	1,055	51,34	7,84
M1B	Pisoteamento	w _{ot}	31,25	1,243	77,37	1,008	50,19	7,76
M1C	Pisoteamento	w _{ot+3%}	34,02	1,225	81,83	1,037	50,92	7,84
M1D	Proctor Normal	w _{ot-3%}	26,2	1,102	51,74	1,263	55,81	7,00
M1E	Proctor Normal	w _{ot}	29,7	1,201	68,81	1,077	51,85	7,05
M1F	Proctor Normal	w _{ot+3%}	32,76	1,241	80,88	1,011	50,27	7,00

Tabela 5.17- Condições e resultados dos ensaios de permeabilidade, M1.

Ensaio	Umidade de Compactação	B	i	σ'	w _f %	k(cm/s)
M1A	w _{ot-3%}	97,9	8,92	10	45,62	5,11e ⁻⁵
M1B	w _{ot}	98,4	8,74	10	42,01	8,85e ⁻⁶
M1C	w _{ot+3%}	99,15	8,93	10	42,40	8,42e ⁻⁷
M1D	w _{ot-3%}	96,4	9,80	10	49,41	3,62e ⁻⁴
M1E	w _{ot}	96,2	9,60	10	46,00	7,12e ⁻⁵
M1F	w _{ot+3%}	98,8	10,22	10	42,26	1,54e ⁻⁵

As curvas de variação de volume *versus* tempo e do coeficiente de permeabilidade *versus* tempo resultantes dos ensaios são apresentadas a seguir:

Figura 5.29-Variação de volume *versus* tempo, ensaio de permeabilidade da M1 com corpos de prova moldados por pisoteamento.

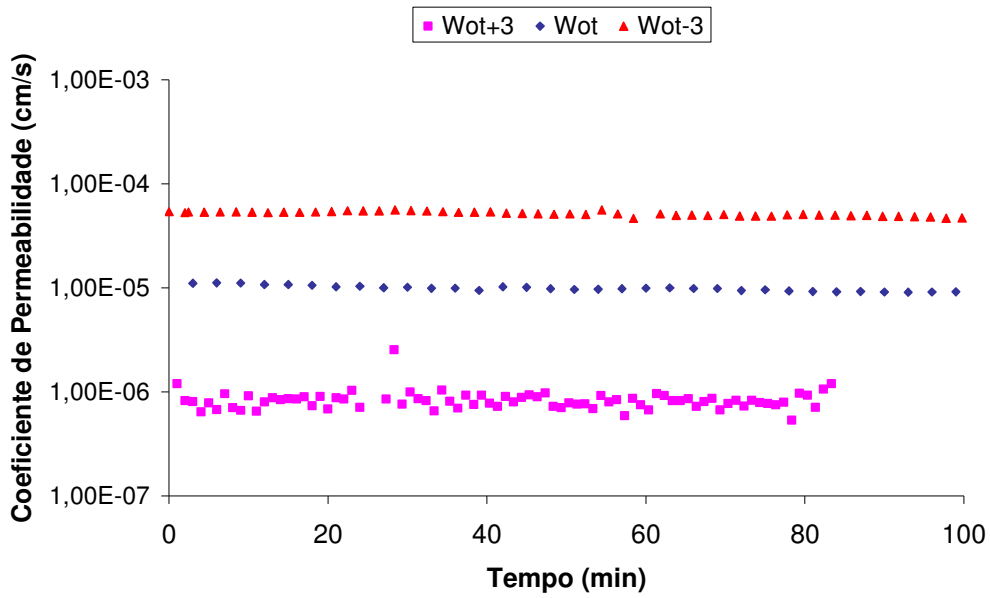


Figura 5.30-Coeficiente de permeabilidade *versus* tempo para corpos de prova da M1 moldados com pisoteamento.

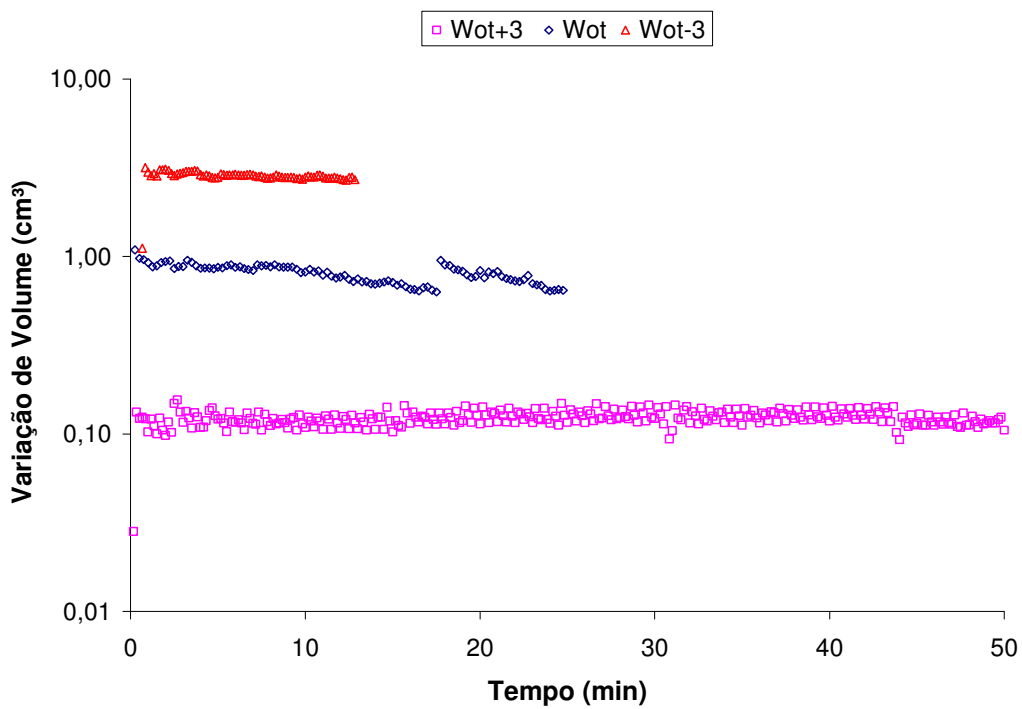


Figura 5.31-Variação de volume *versus* tempo, ensaio de permeabilidade da M1 com corpos de prova moldados com Proctor Normal.

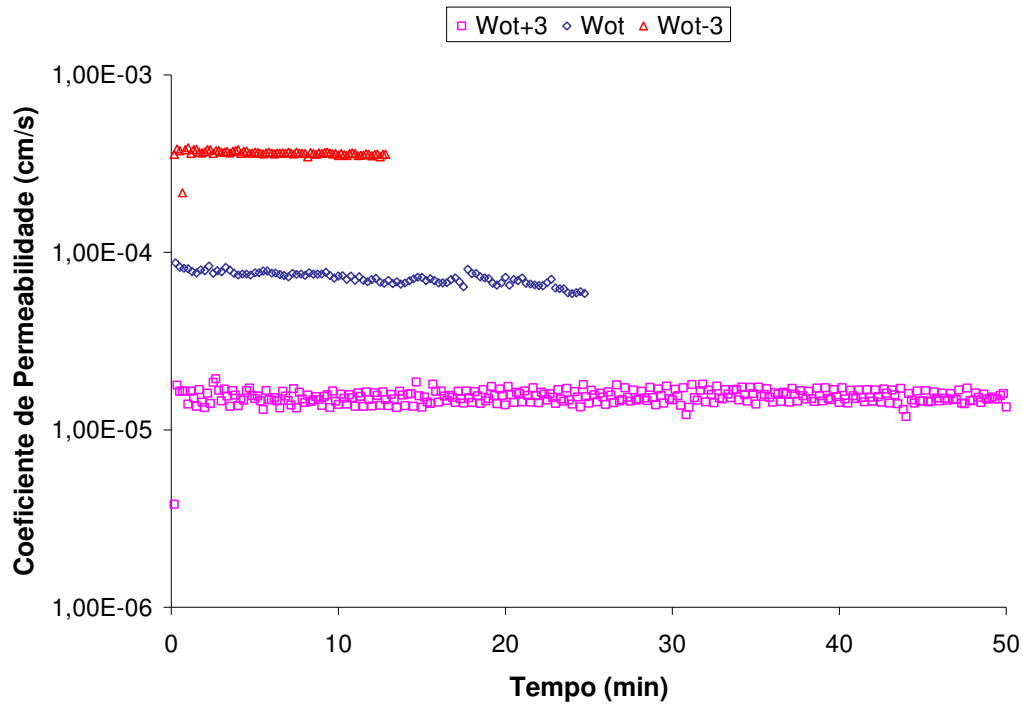


Figura 5.32-Coeficiente de permeabilidade *versus* tempo para corpos de prova da M1 moldados com Proctor Normal.

As relações de umidade de compactação com a massa específica seca, o índice de vazios e a permeabilidade dos corpos de prova moldados pelos diferentes métodos se apresentam na continuação:

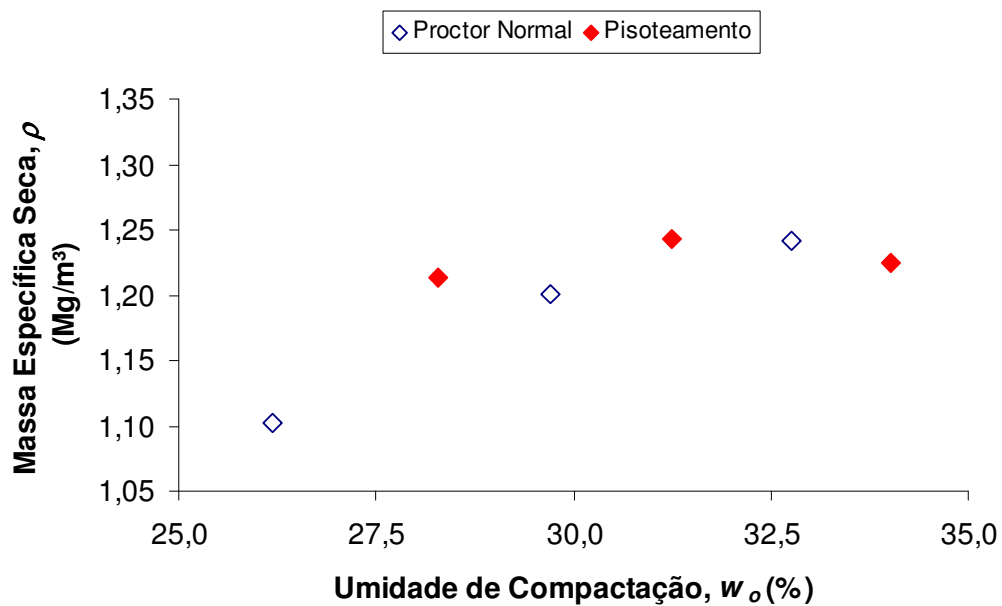


Figura 5.33-Massa específica seca *versus* umidade de compactação, M1.

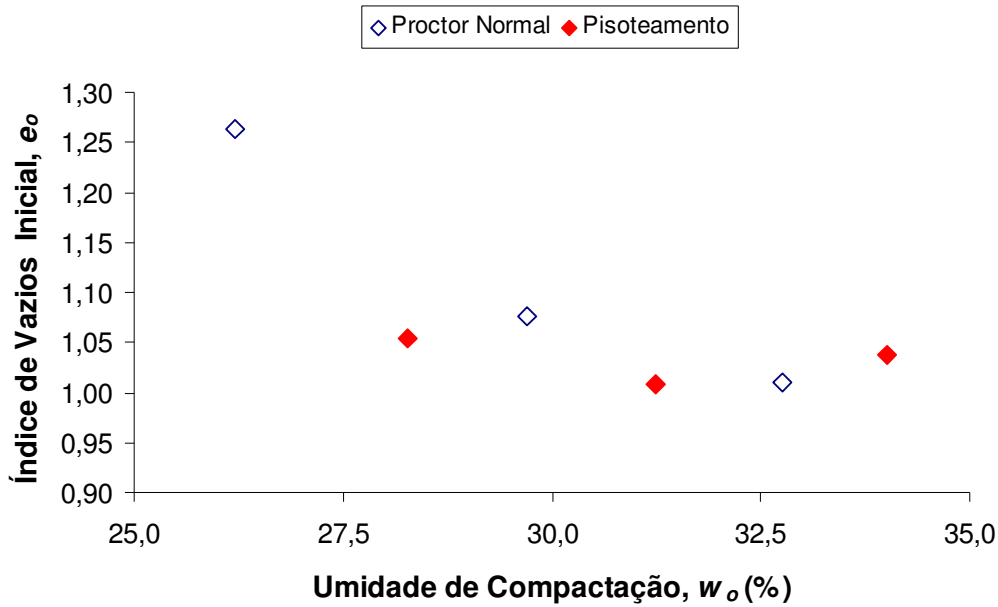


Figura 5.34-Índice de vazios *versus* umidade de compactação, M1.

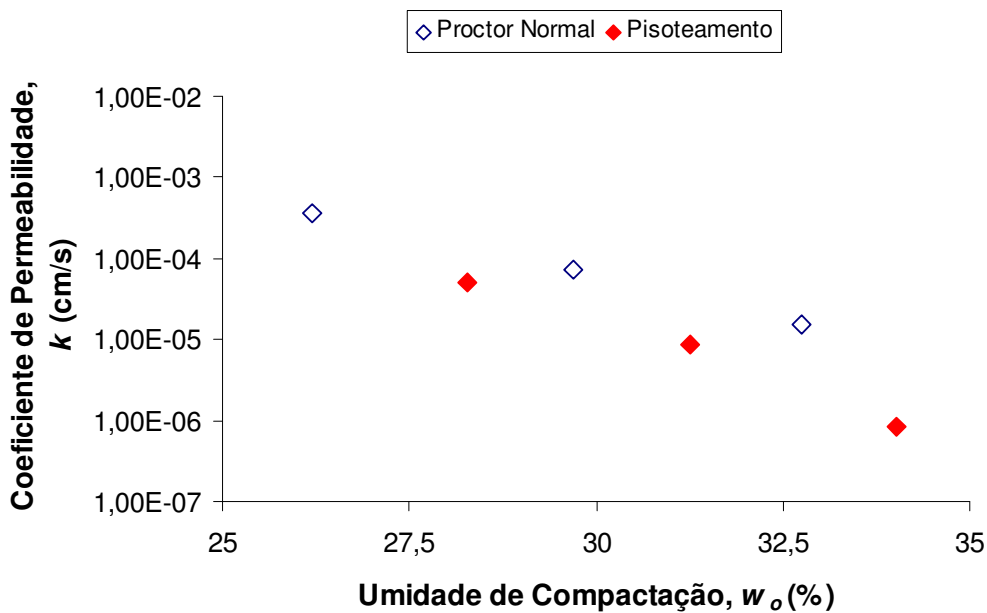


Figura 5.35-Coeficiente de permeabilidade *versus* umidade de compactação, M1.

Na Tabela 5.16 e na Figura 5.33 pode-se observar uma diferença entre os valores de w_o (%) usados durante a moldagem dos corpos de prova entre ambos os métodos de compactação e, conseqüentemente, diferentes massas específicas secas resultantes. Problemas na homogeneização de umidade do material assim como na absorção da água adicionada (ambos associados ao teor de matéria orgânica presente na mistura) dificultaram a obtenção dos

valores desejados. A consideração do fato anterior é de suma importância, pois isto representa uma fonte de discrepância e afeta a comparabilidade dos resultados para efeitos da determinação da influência do equipamento de compactação usado. Para emitir um critério mais acertado quanto a este aspecto, seria preciso realizar ensaios com umidades mais próximas. Contudo, serão analisados estes resultados no presente trabalho.

As curvas das Figuras 5.30, e 5.32 mostram, da mesma forma que o solo, um comportamento bastante uniforme de k no decorrer do ensaio.

Assim como para o solo, o valor de k foi em ordem crescente dos corpos de prova moldados no ramo úmido para os moldados no ramo seco, tanto no pisoteamento como no Proctor Normal. Porém, quanto ao método de compactação, aconteceu o efeito contrário que com o solo. As amostras compactadas com pisoteamento apresentaram uma permeabilidade menor que com o Proctor. No caso da M1, o comportamento do material se apresentou concordante com as afirmações de Mitchell *et al.* (1965) e Seed e Chan (1959).

5.6.3 Mistura 2

Na Tabela 5.18 se detalham as características iniciais dos corpos de prova da mistura 2, formada por 50% de solo coluvionar e 50% de composto orgânico.

Tabela 5.18- Características iniciais dos corpos de prova de M2 para ensaios de permeabilidade.

Ensaio	Tipo de compactação	Umidade de Compactação	$W_o\%$	ρ_d (Mg/m^3)	$S_o\%$	e	n	H_{CP}
M2A	Pisoteamento	$w_{ot-3\%}$	36,74	1,059	70,19	1,244	55,44	8,00
M2B	Pisoteamento	w_{ot}	39,34	1,077	77,49	1,207	54,68	8,00
M2C	Pisoteamento	$w_{ot+3\%}$	42,56	1,009	74,62	1,356	57,55	8,00
M2D	Proctor Normal	$w_{ot-3\%}$	35,87	0,929	54,68	1,559	60,93	7,25
M2E	Proctor Normal	w_{ot}	38,62	1,031	70,35	1,305	56,61	7,10
M2F	Proctor Normal	$w_{ot+3\%}$	42,56	0,999	73,35	1,379	57,97	7,20

Os valores de condutividade hidráulica bem como as condições da execução dos ensaios foram as seguintes:

Tabela 5.19-Condições e resultados dos ensaios de permeabilidade, M2.

Ensaio	Umidade de Compactação	B	i	σ'	$W_f\%$	$k(\text{cm/s})$
M2A	$w_{ot-3\%}$	97,8	8,50	10	59,58	$6,72e^{-5}$
M2B	w_{ot}	98,9	8,60	10	56,82	$1,36e^{-6}$
M2C	$w_{ot+3\%}$	98,3	8,75	10	57,52	$4,47e^{-5}$
M2D	$w_{ot-3\%}$	98,8	9,60	10	65,18	$1,71e^{-4}$
M2E	w_{ot}	98,0	9,98	10	61,73	$5,87e^{-5}$
M2F	$w_{ot+3\%}$	97,2	9,90	10	59,67	$2,86e^{-5}$

As curvas de variação de volume *versus* tempo e coeficiente de permeabilidade *versus* tempo são apresentadas a seguir.

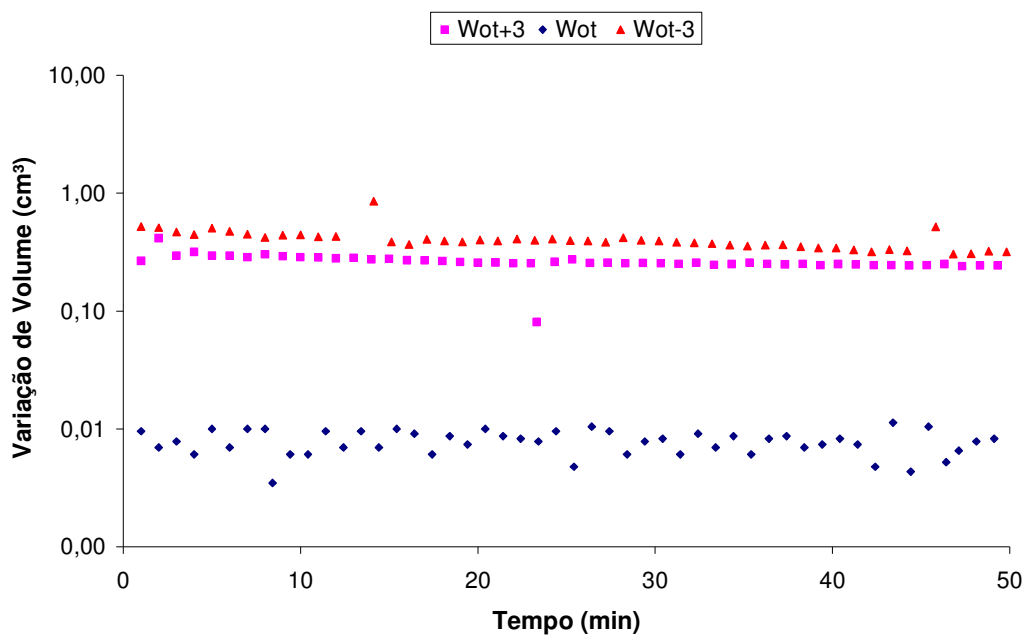


Figura 5.36-Variação de volume *versus* tempo, ensaio de permeabilidade da M2 com corpos de prova moldados por pisoteamento.

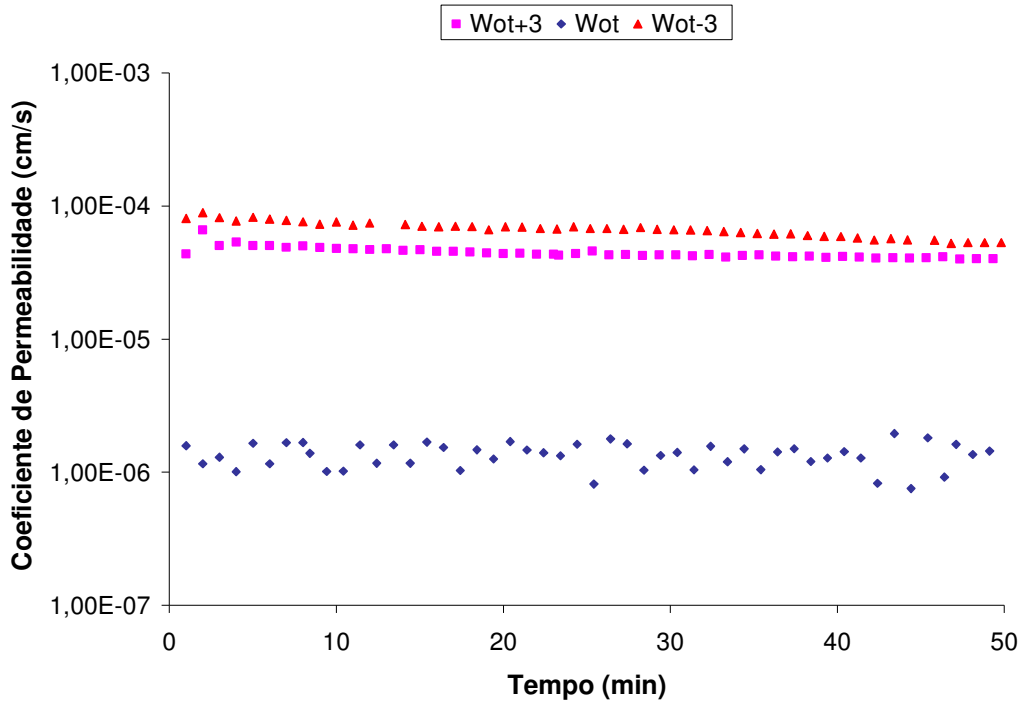


Figura 5.37-Coeficiente de permeabilidade *versus* tempo para corpos de prova da M2 moldados com pisoteamento.

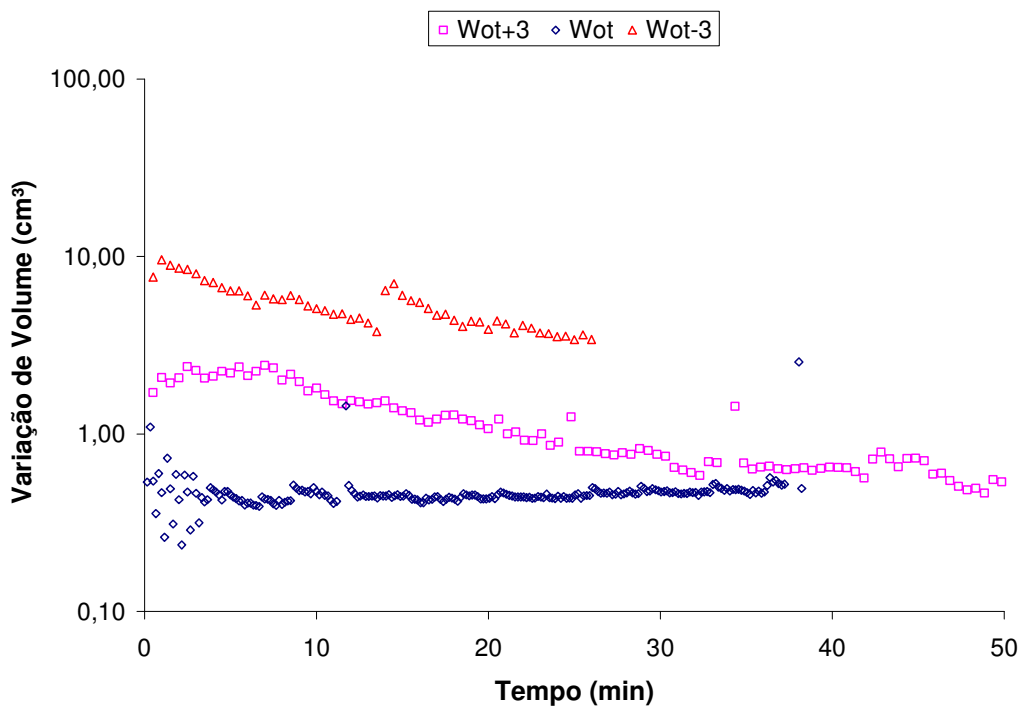


Figura 5.38-Variação de volume *versus* tempo, ensaio de permeabilidade da M2 com corpos de prova moldados por Proctor Normal.

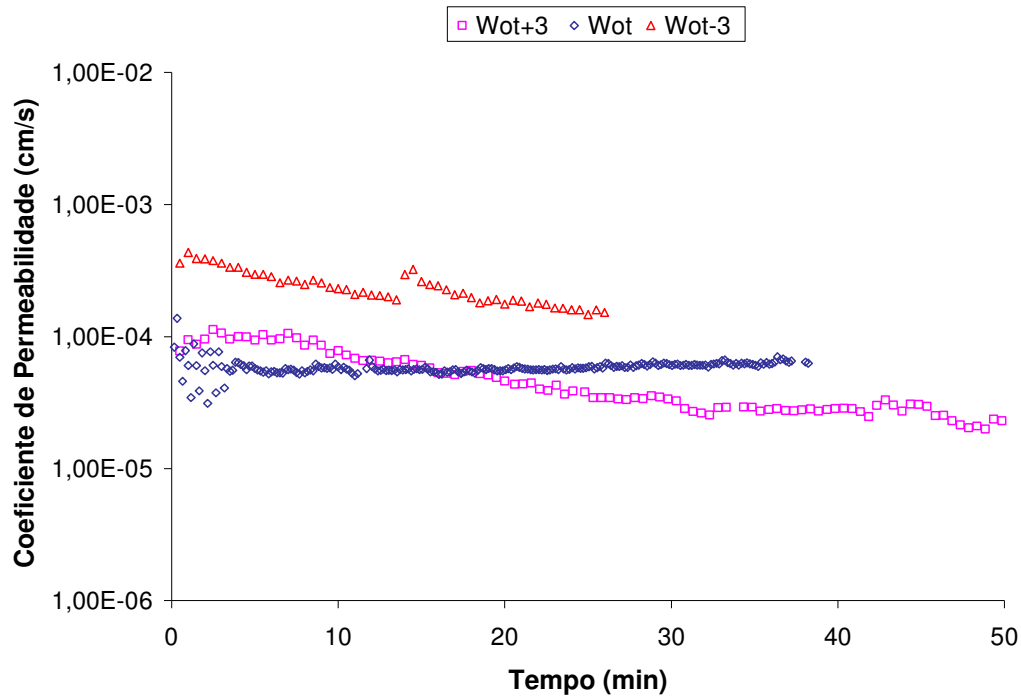


Figura 5.39-Coeficiente de permeabilidade *versus* tempo para corpos de prova da M2 moldados com Proctor Normal.

A seguir são apresentadas algumas relações gráficas entre os índices físicos, a umidade de compactação e a condutividade hidráulica da M2, tanto para os ensaios das amostras moldadas a partir do PN como do pisoteamento.

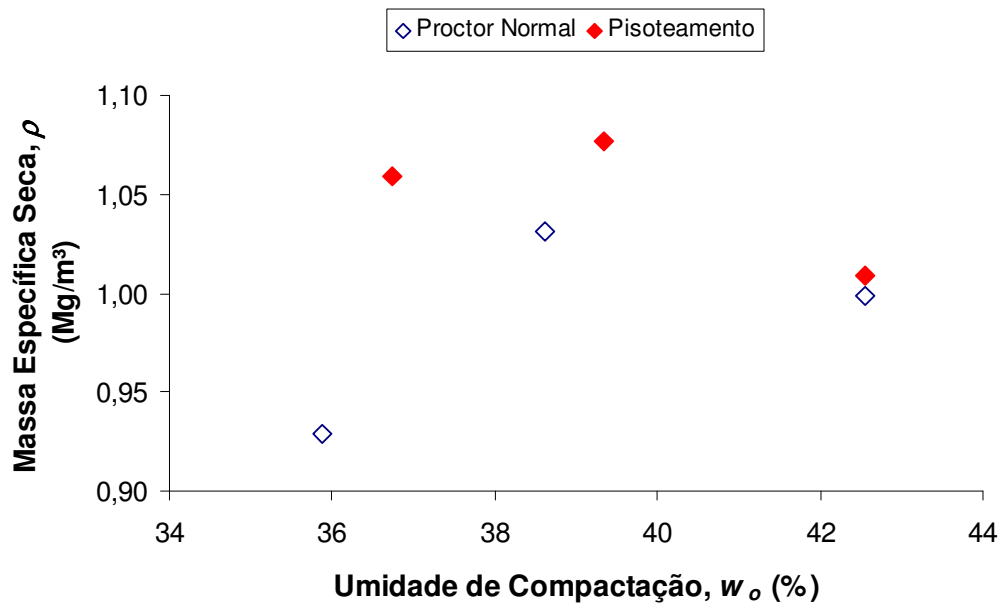


Figura 5.40-Massa específica seca *versus* umidade de compactação, M2.

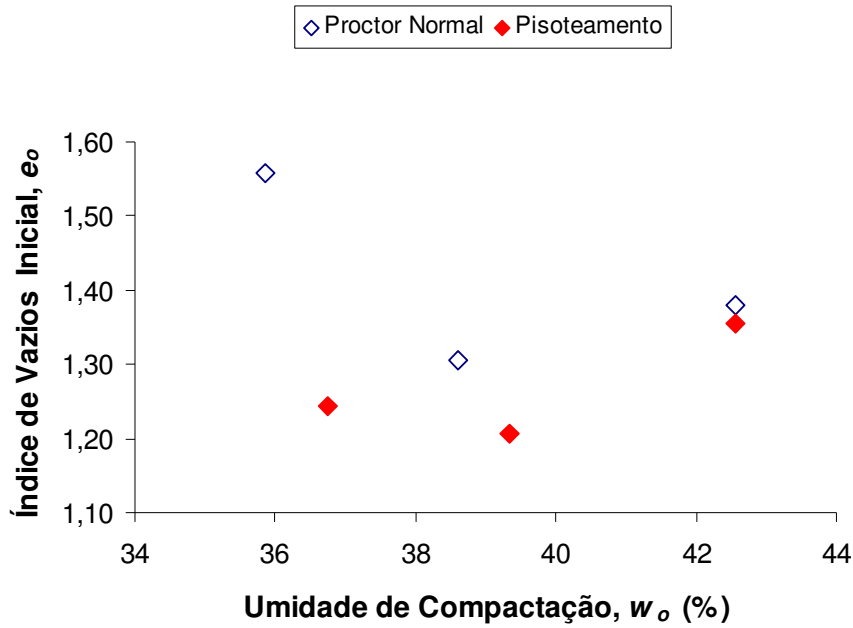


Figura 5.41-Índice de vazios *versus* umidade de compactação, M2.

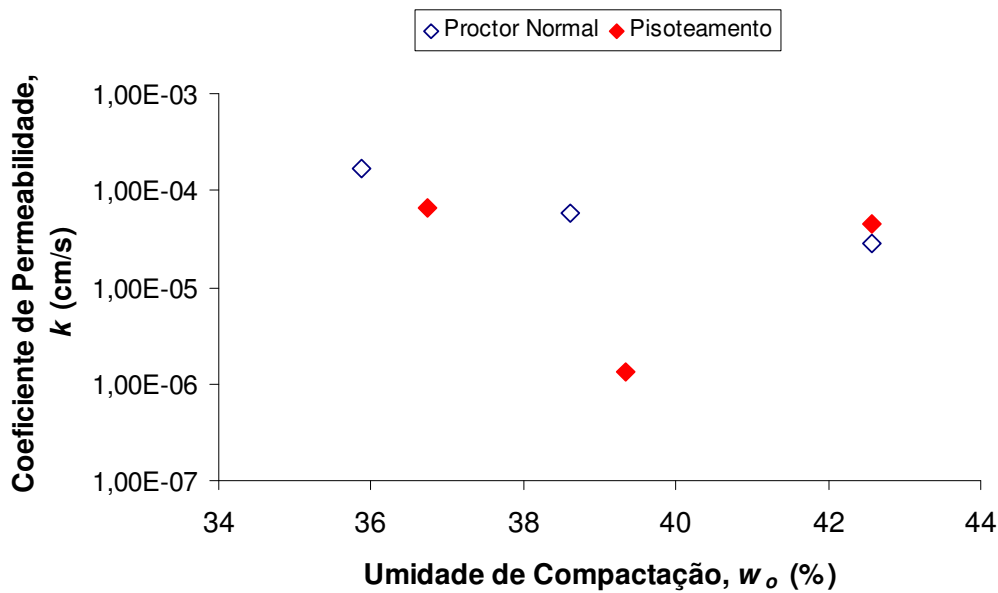


Figura 5.42-Coeficiente de permeabilidade *versus* umidade de compactação, M2.

Quando compactadas pelo método de impacto, as amostras se comportaram igualmente que o solo e M1, com a tendência usual do decréscimo de k conforme aumenta a umidade de compactação (Figura 5.42). Porém, notou-se um comportamento diferente com respeito aos outros ensaios de permeabilidade apresentados nesta seção, já que se observou uma dificuldade para atingir a estabilidade da permeabilidade e das variações de volume, no

início dos ensaios das amostras M2D ($w_{ot-3\%}$) e M2F($w_{ot+3\%}$), apresentados nas Figuras 5.38 e 5.39.

A curva da amostra correspondente à $w_{ot-3\%}$ (M2D), mostrada na Figura 5.39 é o resultado ao percolar 280 cm³ em 26,5 minutos. A descontinuidade nos dados, observada no $t= 14,2$ min, se deve a que nesse momento teve que ser realizado um esvaziamento do medidor de volume para continuar o ensaio. Após o esvaziamento foi necessário um certo tempo para a equalização das pressões no sistema, que se observa graficamente, ocorrer no período entre $t= 14,5$ min e 18,5min. O trecho final da curva, compreendido entre $t= 18,5$ e $t= 26,5$ minutos, foi considerado como o trecho de permeabilidade constante. Fez-se esta consideração, pois a estabilidade pode ser verificada pelo fato da permeabilidade permanecer constante no valor correspondente antes da descontinuidade. A partir da média dos valores neste trecho, obteve-se $k= 1,71e^{-4}$ cm/s.

No ensaio da amostra M2F ($w_{ot+3\%}$), foi considerado como o trecho de condutividade hidráulica constante o compreendido entre $t= 25$ min e $t= 50$ min.

A curva do ensaio da amostra M2E (w_{ot}) mostrou-se a mais estável de todas, porém, o valor de k foi calculado com a média dos valores a partir do $t= 5$ min, permitindo excluir os valores produto da equalização do sistema ao início do ensaio.

Para os ensaios de permeabilidade com corpos de prova moldados com pisoteamento, não foi possível definir uma tendência ou relação entre a umidade de compactação e a condutividade hidráulica (Figura 5.42), pois o menor coeficiente de permeabilidade da série foi o correspondente à amostra M2B (w_{ot}), e não o do CP compactado no ramo úmido, o qual resultou ser mais permeável que o anterior. O valor de k para a amostra M2B foi uma ordem de grandeza menor com respeito a M2C ($w_{ot+3\%}$) e M2A ($w_{ot-3\%}$). Observou-se pouca diferença entre os valores de k obtidos para os ensaios correspondentes às umidades $w_{ot+3\%}$ e $w_{ot-3\%}$. No entanto, cumpriu-se que $k_{M2C} < k_{M2A}$.

5.6.4 Mistura 3

Nas Tabelas 5.20 e 5.21 se mostram as características dos corpos de prova e as condições e resultados dos ensaios de permeabilidade da M3 (25% de solo coluvionar e 75% de composto orgânico). As curvas típicas dos ensaios são apresentadas nas Figuras 5.43, 5.44, 5.47 e 5.48.

Tabela 5.20-Características iniciais dos corpos de prova de M3 para ensaios de permeabilidade.

Ensaio	Tipo de compactação	Umidade de Compactação	W _o %	ρ _d (Mg/m ³)	S _o %	e	n	H _{CP}
M3A	Pisoteamento	w _{ot-3%}	46,62	0,863	65,81	1,573	61,13	8,00
M3B	Pisoteamento	w _{ot}	50,00	0,862	70,46	1,575	61,17	8,14
M3C	Pisoteamento	w _{ot+3%}	51,96	0,914	80,77	1,428	58,82	8,10
M3D	Proctor Normal	w _{ot-3%}	46,73	0,796	58,02	1,788	64,13	7,20
M3E	Proctor Normal	w _{ot}	49,38	0,810	63,02	1,740	63,50	7,10
M3F	Proctor Normal	w _{ot+3%}	52,67	0,812	67,49	1,732	63,40	7,10

Tabela 5.21-Condições e resultados dos ensaios de permeabilidade, M3.

Ensaio	Umidade de Compactação	B	i	σ'	W _f %	k(cm/s)
M3A	w _{ot-3%}	99,6	8,10	10	78,17	1,83e ⁻⁵
M3B	w _{ot}	97,3	8,48	10	81,11	1,95e ⁻⁴
M3C	w _{ot+3%}	98,6	8,28	10	72,43	2,17e ⁻⁵
M3D	w _{ot-3%}	98,7	9,62	10	79,53	3,52e ⁻⁵
M3E	w _{ot}	98,5	9,73	10	82,69	3,47e ⁻⁵
M3F	w _{ot+3%}	99,0	9,70	10	77,34	2,15e ⁻⁵

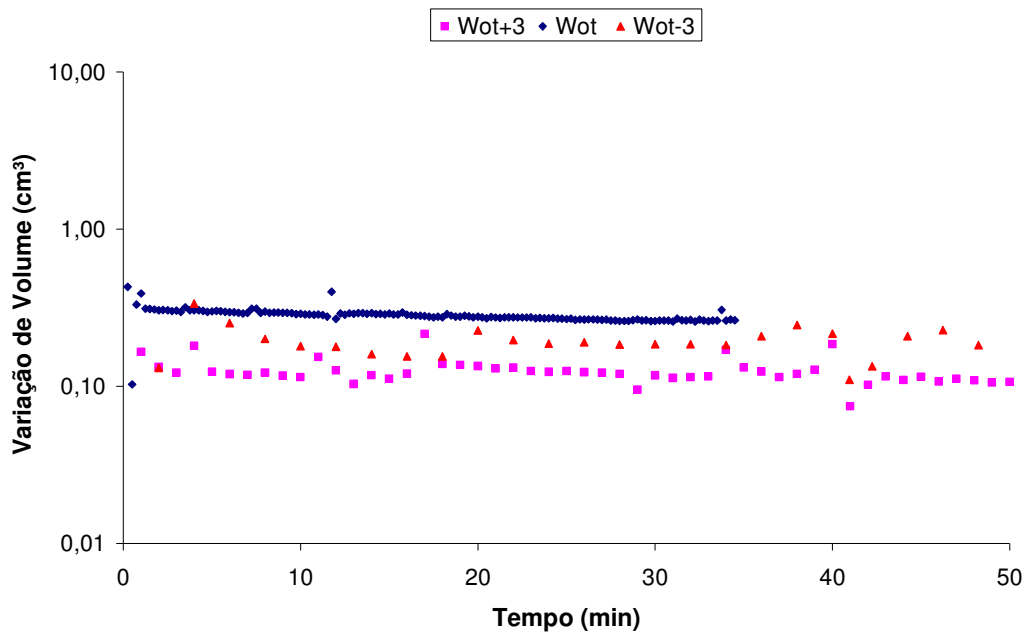


Figura 5.43-Varição de volume versus tempo, ensaio de permeabilidade da M3 com corpos de prova moldados por pisoteamento.

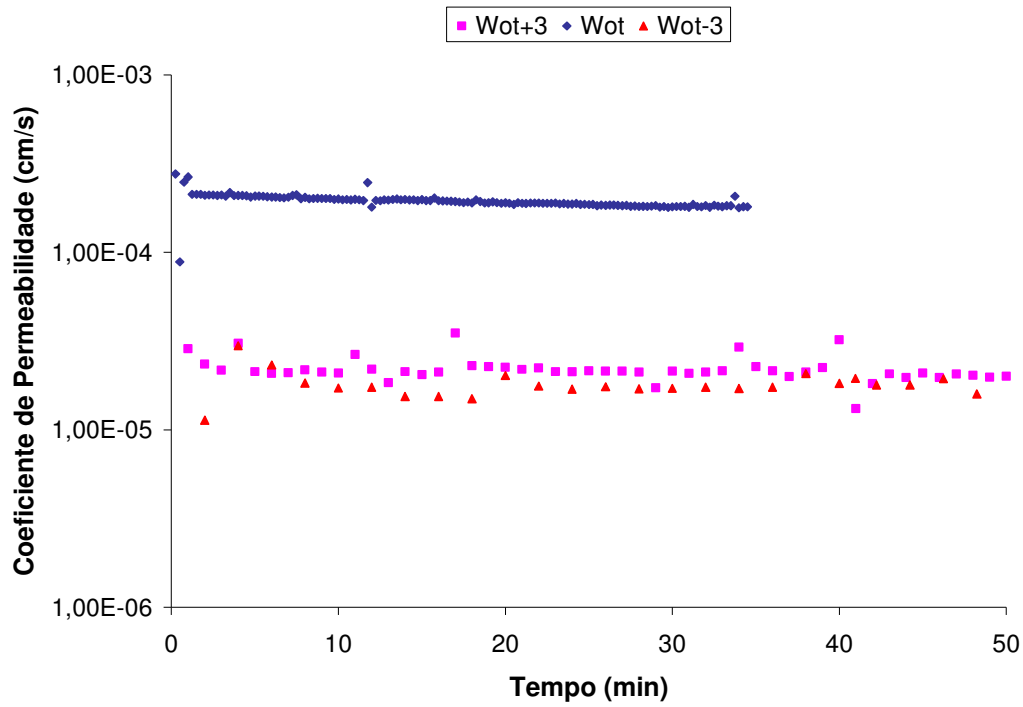


Figura 5.44-Coeficiente de permeabilidade *versus* tempo para corpos de prova da M3 moldados com pisoteamento.

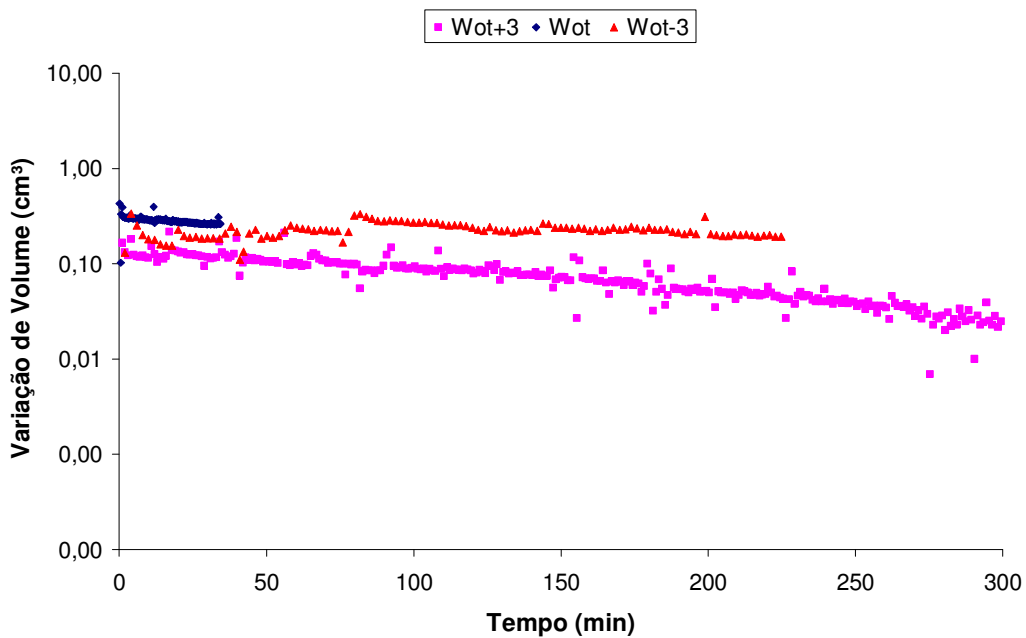


Figura 5.45-Gráfico de variação de volume *versus* tempo mostrado a maior escala, ensaio de permeabilidade da M3 com corpos de prova moldados por pisoteamento.

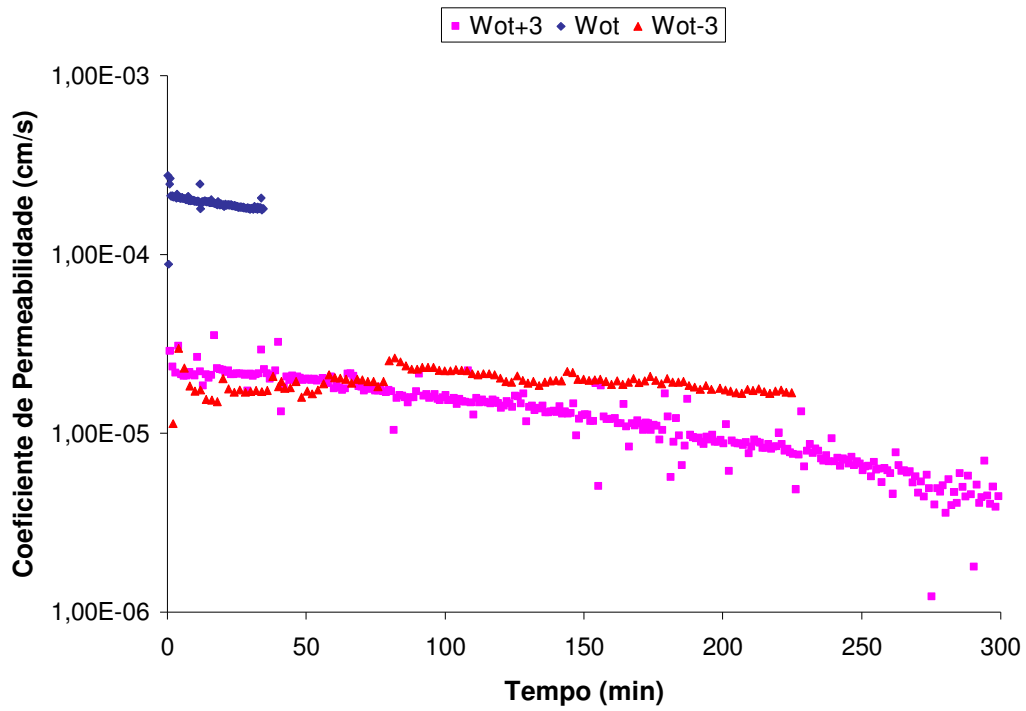


Figura 5.46-Gráfico de coeficiente de permeabilidade *versus* tempo mostrado a maior escala para corpos de prova da M3 moldados com pisoteamento.

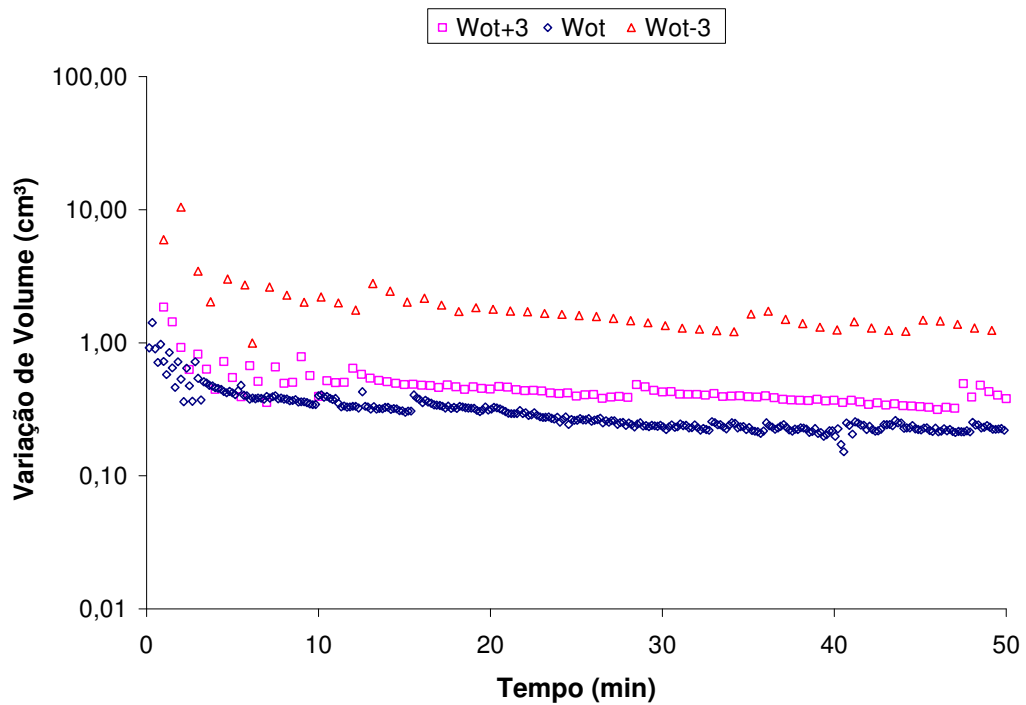


Figura 5.47-Varição de volume *versus* tempo, ensaio de permeabilidade da M3 com corpos de prova moldados por Proctor Normal.

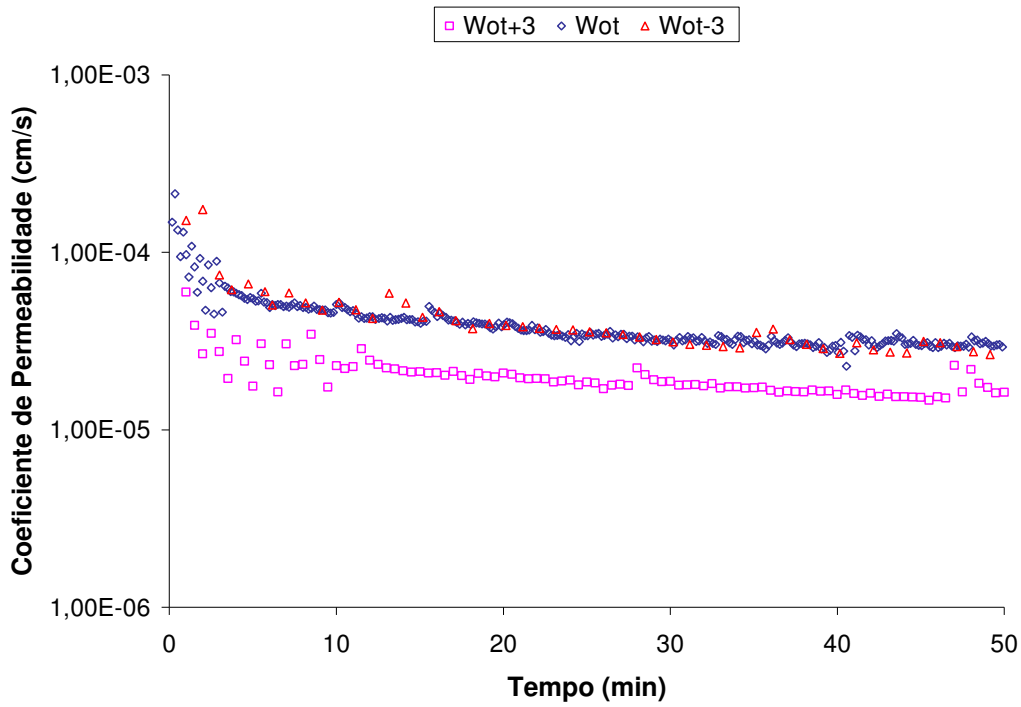


Figura 5.48-Coeficiente de permeabilidade *versus* tempo para corpos de prova da M3 moldados com Proctor Normal.

As relações entre a massa específica seca, índice de vazios e coeficiente de permeabilidade com a umidade de compactação da mistura 3 observam-se nas Figuras 5.49, 5.50 e 5.51 respectivamente.

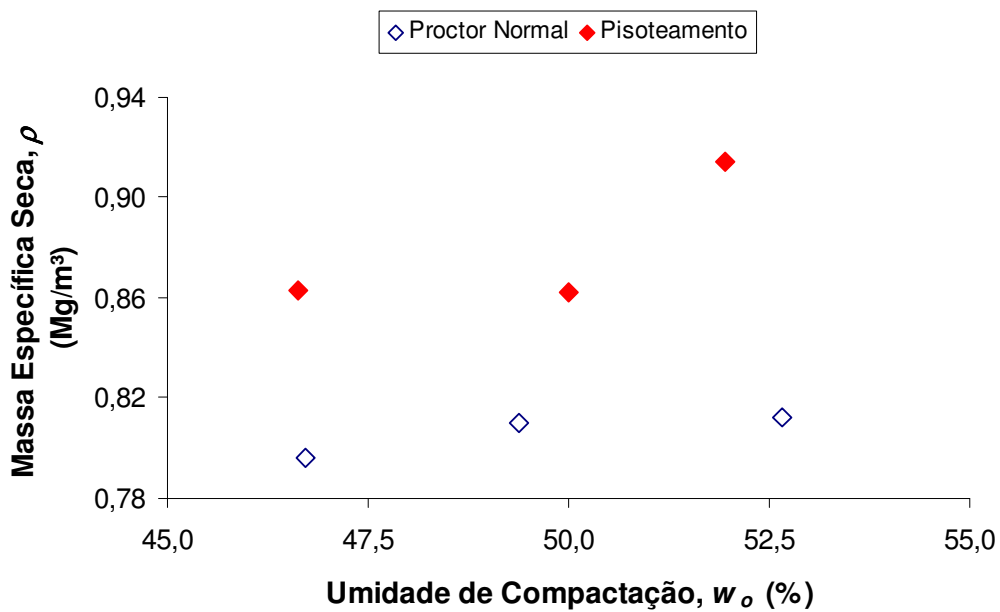


Figura 5.49-Massa específica seca *versus* umidade de compactação, M3.

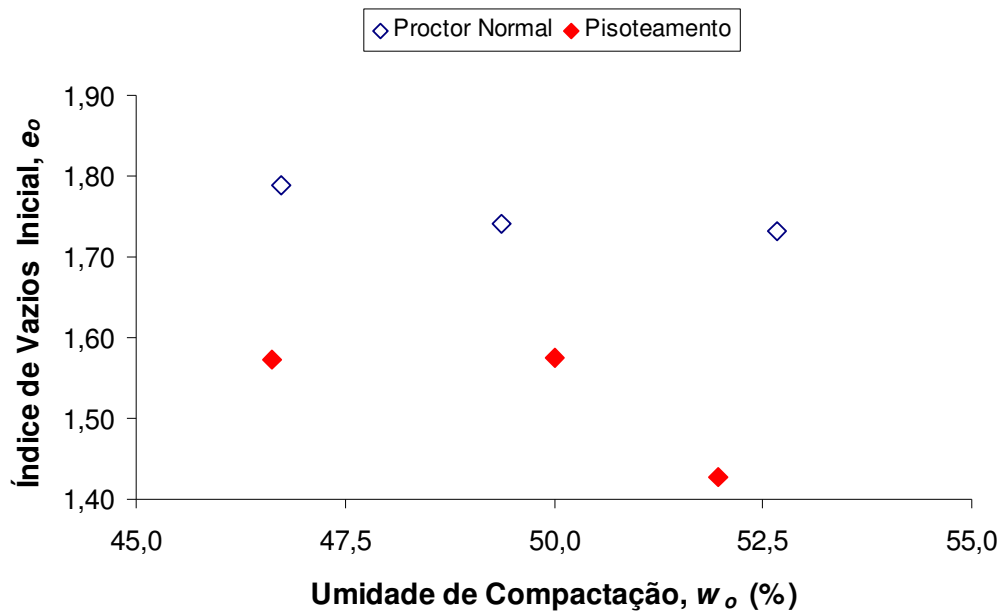


Figura 5.50-Índice de vazios *versus* umidade de compactação, M3.

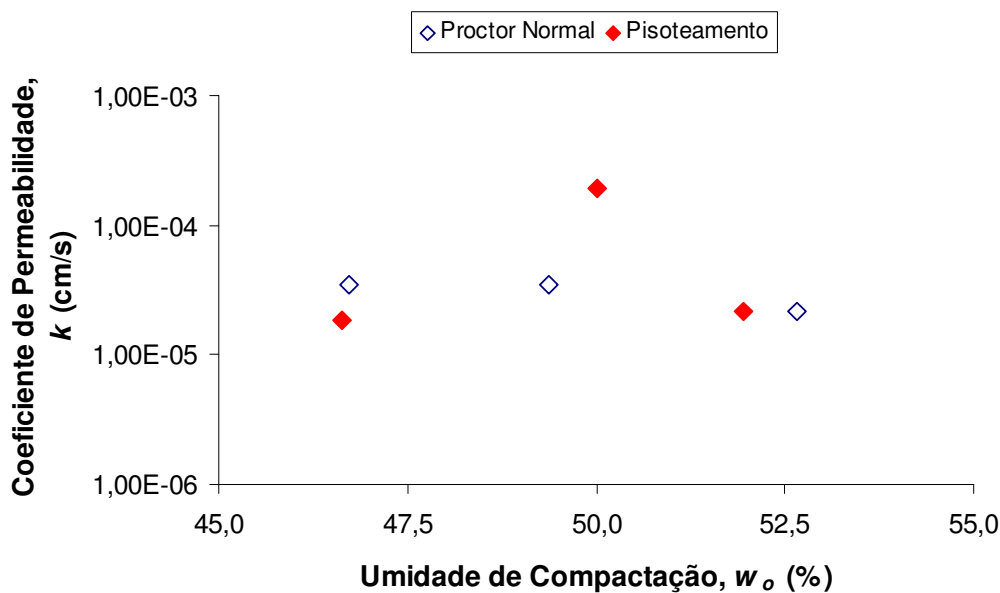


Figura 5.51-Coeficiente de permeabilidade *versus* umidade de compactação, M3.

Nas curvas das amostras moldadas por pisoteamento mostradas nas Figuras 5.43 e 5.44 se observa que para as três umidades de compactação em estudo as variações permanecem constantes ao longo do período mostrado nos gráficos ($t= 50$ min). Os valores correspondentes ao coeficiente de permeabilidade para cada caso aparecem na Tabela 5.21. No entanto, como se mostra nas Figuras 5.45 e 5.46, se prolongar os ensaios por mais tempo, pode acontecer o que se deu no caso do CP da $w_{ot+3\%}$ (ensaio da amostra M3C).

Neste, nota-se a queda brusca do valor de k com o decorrer do tempo, após ter permanecido constante por um período considerável. Extraindo os valores inicial e final da condutividade hidráulica a partir do gráfico mostrado na Figura 5.46, tem-se que os valores de k são $2,35e^{-5}$ cm/s e $4,42e^{-6}$ cm/s, no tempo inicial e final do ensaio respectivamente, podendo-se afirmar então, que a variação no valor da condutividade hidráulica foi significativa.

Graficamente, e em função da escala apresentada, parece que o CP compactado na w_{ot} também experimentou este comportamento, porém, o tempo ensaiado não foi tão prolongado para se verificar o problema de instabilidade mencionado acima e ocorrer uma variação importante na ordem de grandeza. No caso do CP compactado na $w_{ot-3\%}$, o valor do coeficiente hidráulico permaneceu constante, porém, no intervalo compreendido entre 82 e 115 minutos se observa um trecho instável. Isto se deve ao fato de que no $t=78$ min o ensaio foi interrompido e logo após reiniciado. Assim, no trecho mencionado, se observa a irregularidade nas leituras, provocada eventualmente pela equalização do sistema.

Quanto ao Proctor Normal, observam-se, nas Figuras 5.47 e 5.48, curvas com trechos constantes de variação de volume e de permeabilidade, que não apresentam graficamente retas tão bem definidas quanto os ensaios do solo e da M1, por exemplo. A equalização do sistema no início dos três ensaios, demorou um tempo maior que nos outros ensaios de permeabilidade executados neste trabalho. Portanto, os valores de k foram calculados com a média dos dados compreendidos entre $t=10$ min e $t=50$ min.

Assumindo que as hipóteses para o cálculo de k foram adequadas em todos os casos, pode-se afirmar que, assim como nos ensaios de permeabilidade da M2 moldados com pisoteamento, não foi possível definir uma tendência do comportamento k vs w_o para M3.

Nos ensaios dos corpos de prova moldados com PN, a tendência típica no comportamento k versus w_o foi observada. No entanto, é importante reparar que a diferença entre os valores obtidos (mostrados na Tabela 5.21) é desprezível, ou seja, poderia se dizer que a M3, quando compactada com PN, eventualmente não apresentou diferença na sua estrutura e conseqüentemente no valor de k .

5.6.5

Comparação conjunta dos resultados dos ensaios de permeabilidade dos materiais em estudo

Nos itens anteriores, os resultados dos ensaios de permeabilidade foram apresentados e discutidos para cada um dos materiais em estudo. A seguir, se mostram algumas relações entre o solo, M1, M2 e M3 nas diferentes umidades de compactação e com os diferentes métodos (Proctor Normal e pisoteamento) para discutir os efeitos dos anteriores fatores globalmente.

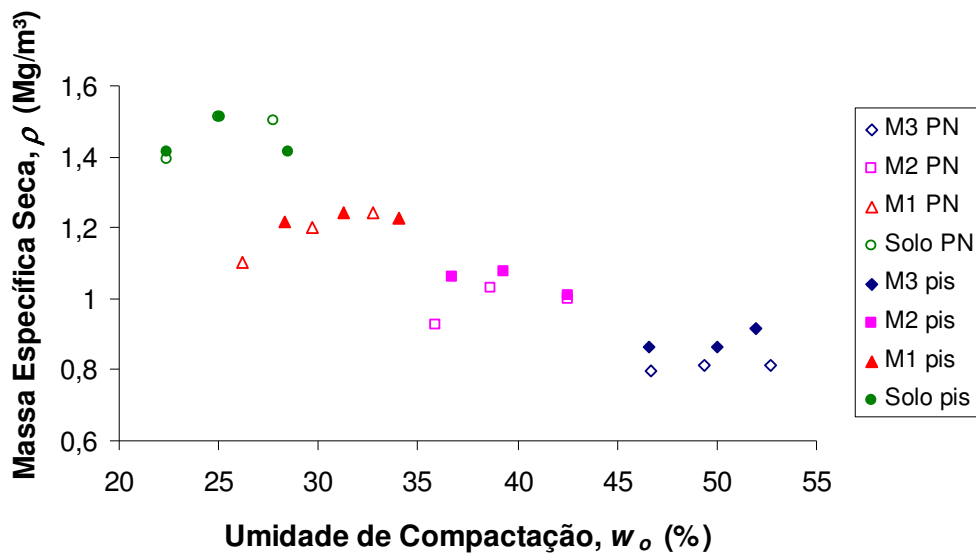


Figura 5.52-Massa específica seca *versus* umidade de compactação para o solo e as misturas M1, M2 e M3, compactadas nas umidades $w_{ot-3\%}$, w_{ot} e $w_{ot+3\%}$ com Proctor Normal e pisoteamento.

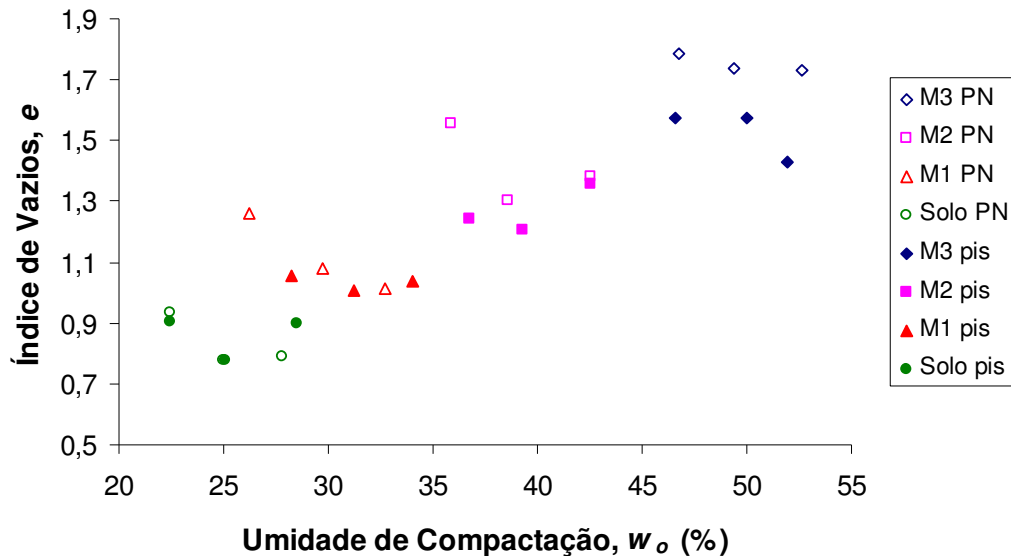


Figura 5.53-Índice de vazios *versus* umidade de compactação para o solo e as misturas M1, M2 e M3, compactadas nas umidades $w_{ot-3\%}$, w_{ot} e $w_{ot+3\%}$ com Proctor Normal e pisoteamento.

Pode-se observar na Figura 5.52, que o valor da massa específica seca decresce com o aumento do teor de composto orgânico, porém a umidade de compactação aumenta como era de se esperar, já que a matéria orgânica possui menor peso específico e absorve uma maior quantidade de água.

As massas específicas secas dos corpos de prova utilizados nos ensaios de permeabilidade, produto de ambos os métodos de compactação, não são iguais. Isto porque quando o material é extraído do molde de compactação sofre uma expansão longitudinal. Como este efeito é inevitável, os ensaios de permeabilidade foram executados nas amostras expandidas. Observou-se que quanto maior o teor de composto orgânico, maior a expansão, devido à natureza da matéria orgânica. Este fato deve ser levado em consideração ao analisar os resultados obtidos. Uma comparação mais acurada dos resultados dos ensaios de permeabilidade seria possível se este efeito pudesse ser controlado. Outro fator que afeta a obtenção de massas específicas secas iguais e que deve ser considerado é o problema de repetitividade quanto à umidade. Como já foi explicado, uma das maiores dificuldades durante a execução dos ensaios foi atingir as umidades desejadas para compactar os materiais e conseguir a homogeneidade desta nos corpos de prova.

Observa-se que na série dos ensaios de M3 com pisoteamento, a massa específica seca máxima foi correspondente à $w_{ot+3\%}$, o que indica um possível

erro de execução ou problema durante o processo de moldagem. O mesmo aconteceu com o ponto compactado com Proctor Normal na $w_{ot+3\%}$ para M1.

Na Figura 5.53 aparece a relação entre o índice de vazios e a umidade de compactação dos corpos de prova, mostrando o comportamento contrário ao mostrado na Figura 5.52, na relação de ρ_d versus $w_o\%$. Quando compactados na umidade ótima, os materiais apresentam o menor índice de vazios e as maiores massas específicas secas (excetuando os pontos da M3 com pisoteamento na $w_{ot+3\%}$ e da M1 $w_{ot+3\%}$ com Proctor Normal).

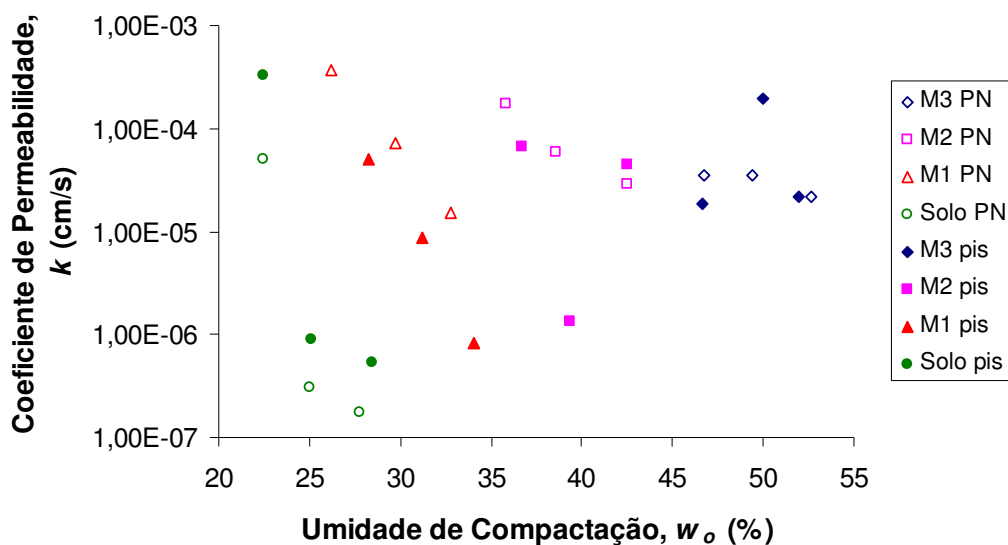


Figura 5.54-Coeficiente de permeabilidade *versus* umidade de compactação para o solo e as misturas M1, M2 e M3, compactadas nas umidades $w_{ot-3\%}$, w_{ot} e $w_{ot+3\%}$ com Proctor Normal e pisoteamento.

Da Figura 5.54 verifica-se que todos os materiais, quando compactados por Proctor Normal cumpriram com a relação $k(w_{ot-3\%}) > k(w_{ot}) > k(w_{ot+3\%})$. O solo e M1, quando moldados por pisoteamento também satisfazem a relação anterior, concordando com as teorias de compactação explicadas por Hilf (1979). Já no caso da M2 e da M3, quando compactadas por pisoteamento, unicamente cumpre-se que $k(w_{ot-3\%}) > k(w_{ot+3\%})$. No entanto, a diferença entre ambos os valores é mínima. Quando moldada na w_{ot} , a condutividade hidráulica correspondente à M2 é a menor, e a correspondente à M3, é a maior entre todas as umidades de compactação ensaiadas no compactador pneumático. Este fato impossibilitou definir uma tendência de comportamento para os materiais anteriores.

Quanto ao método de compactação, para o solo, que é o material mais plástico e com maior teor de argila entre os estudados, o Proctor Normal gerou corpos de prova com menores coeficientes de permeabilidade. Para a M1, ocorreu o efeito contrário, sendo o método do pisoteamento o que proporcionou uma menor condutividade hidráulica ao material.

Para as misturas M2 e M3, não foi possível observar tão claramente, como no solo e na M1, a influência do método de compactação no valor de k .

6

Conclusões e Sugestões

6.1

Conclusões

6.1.1

Materiais

Quanto aos materiais utilizados, observou-se que o solo coluvionar foi o que apresentou o maior índice de plasticidade, menores limites de liquidez e de plasticidade. Estas propriedades mudaram inversamente com o a acréscimo de composto orgânico nas misturas.

Os problemas de repetitividade foram menores nos ensaios realizados com o solo coluvionar, pois as umidades de compactação utilizadas tanto no Proctor Normal como no pisoteamento, foram praticamente as mesmas, devido à fácil trabalhabilidade do material, ao contrário das misturas. No caso dos materiais com presença de composto, a variabilidade entre as umidades de compactação para ambos os métodos é maior, devido à dificuldade da preparação e homogeneização do material quando misturado com água; fato que seria desvantajoso no campo.

Um dos maiores problemas neste trabalho foi o de rehidratar o composto orgânico e atingir as umidades desejadas para moldar os corpos de prova a serem utilizados nos ensaios de permeabilidade. A homogeneização da umidade foi uma tarefa difícil também. Concluiu-se deste estudo, que a forma de preparação mais adequada no caso do composto orgânico, é não secá-lo, pois os problemas mencionados podem ser minimizados. Acredita-se que uma das mais importantes fontes de erro poder-se-ia associar com possíveis heterogeneidades nas umidades das amostras durante o processo de moldagem. Esta fonte de erro cresce com o teor de composto presente nas misturas.

A textura, as características físico-químicas e a mineralogia do solo, são bem conhecidas; não sendo assim com as misturas M1, M2 e M3; que, devido à presença do composto orgânico, têm propriedades e comportamento distintos ao

do solo. Segundo o afirmado por Mitchell (1976), o comportamento de um solo é controlado pelos argilominerais e pelo conteúdo de matéria orgânica, devido à atividade de ambos. A interação entre o solo e o composto foi superficialmente analisada por meio dos dados adquiridos a partir dos ensaios de compactação e permeabilidade, mas poderiam existir fatores físico-químicos, além dos estudados, que tenham eventualmente influenciado alguns dos resultados.

Os resultados obtidos a partir da moldagem dos corpos de prova para M2 e M3, mostraram que a massa específica seca para as umidades quando compactadas pelos distintos métodos, teve praticamente a mesma ordem de grandeza. Acredita-se que o tempo de cura, em alguns casos superiores às 24 horas, tenha influenciado nestes resultados.

Da relação entre a massa específica seca e a umidade de compactação, conclui-se que as massas específicas secas máximas decrescem com o aumento do teor de composto orgânico, porém a umidade ótima aumenta. Este comportamento era o esperado, já que a matéria orgânica possui menor peso específico e absorve uma maior quantidade de água.

6.1.2 Permeabilidade

A partir dos gráficos de coeficiente de permeabilidade *versus* umidade de compactação apresentados no capítulo 5, observou-se que, o método de compactação, influencia o valor da condutividade hidráulica. No entanto, o efeito produzido pelos métodos (pisoteamento e Proctor Normal) no valor de k pode ser significativo, ou ao contrário, insignificante, dependendo das propriedades do material compactado e da umidade de compactação.

Isto se encontra exemplificado no Anexo I, onde as figuras ali apresentadas indicam que, para as amostras de solo compactadas na umidade ótima por ambos os métodos de compactação, não houve diferenças significativas entre as estruturas resultantes, concordando com os autores Seed e Chan (1959). Conseqüentemente, a diferença entre os valores de condutividade hidráulica de ambas as amostras foi mínima. Já no caso das amostras da M3 (compactadas na umidade ótima), observou-se uma influência importante do método de compactação na estrutura resultante e, por conseguinte nos valores de k , pois sob os efeitos do pisoteamento, os micro-agregados ou grumos formados por solo e composto orgânico apresentaram tamanhos menores que quando compactados por Proctor Normal.

No caso dos materiais estudados, a maior diferença de um método com respeito ao outro, quando utilizado em um mesmo material, na mesma w_o , foi de duas ordens de grandeza (M2 na W_{ot}). Porém, como foi anteriormente explicado, em vários casos, a diferença entre os valores foi mínima, confirmando que a relevância dos efeitos do método de compactação é função das características do material e da umidade na que este se encontra.

Do ponto de vista da umidade de compactação, verificou-se que todos os materiais, quando compactados por Proctor Normal cumpriram com a relação $k(w_{ot-3\%}) > k(w_{ot}) > k(w_{ot+3\%})$. O solo e M1, quando moldados por pisoteamento também satisfazem a relação anterior.

Para M2 e M3, quando compactadas por pisoteamento, unicamente cumpre-se que $k(w_{ot-3\%}) > k(w_{ot+3\%})$. Contudo, a diferença entre ambos os valores é mínima. Quando moldada na w_{ot} , a condutividade hidráulica correspondente à M2 é a menor, e a correspondente à M3, é a maior entre todas as umidades de compactação ensaiadas no compactador pneumático. Este fato impossibilitou definir uma tendência de comportamento para os materiais anteriores. Fatores como discrepâncias na umidade de moldagem entre um método e outro, a natureza do composto orgânico e seus efeitos no comportamento das misturas podem ter influenciado os resultados obtidos.

A variação da condutividade hidráulica frente às variações da w_o foram mais pronunciadas nas amostras com menor teor de composto orgânico.

Conclui-se a partir das observações acima que, independentemente das massas específicas obtidas, a influência do teor de umidade durante a compactação do solo é de grande importância. Isto, porque a permeabilidade, segundo as teorias de Lambe e Olsen, é função da estrutura gerada no solo, que por sua vez, é conseqüência da quantidade de água presente no material durante o processo de densificação.

Do ponto de vista do equipamento de compactação utilizado, quando compactado pelo método de impacto, o solo, sendo o material mais plástico e com maior teor de argila entre os estudados, apresentou menores coeficientes de permeabilidade que quando compactado por pisoteamento. Nas umidades w_{ot} e $w_{ot+3\%}$, a diferença entre um método e outro foi menor que uma ordem de grandeza. No entanto, no caso da $w_{ot-3\%}$, o material se apresentou uma ordem de grandeza mais permeável quando compactado por pisoteamento.

Na M1 ocorreu o efeito contrário que no solo, sendo o método do pisoteamento o que proporcionou uma menor condutividade hidráulica no material. Para as misturas M2 e M3, não foi possível observar tão claramente,

como no solo e na M1, um padrão que evidencie a diferença entre ambos os métodos.

Quando os ensaios de permeabilidade foram realizados nas misturas M2 e M3, partículas de material coloidal, que ficaram livres devido ao excesso de composto orgânico presente nas misturas, foram translocadas na presença de um gradiente hidráulico, portanto sua remoção foi inevitável. Assim, quanto maior o teor de composto orgânico na mistura, maior foi a quantidade de material carregado na presença de fluxo.

Observou-se que o valor de k , no caso das misturas supracitadas, se manteve constante durante certo intervalo de tempo e posteriormente caiu (gráficos de coeficiente de permeabilidade versus umidade de compactação, apresentados no capítulo 5). Acredita-se que esta queda pode estar relacionada com a colmatação da pedra porosa, ou bem com uma eventual variação no índice de vazios na amostra, como consequência do carregamento de material e um possível adensamento durante a execução dos ensaios. A viscosidade do fluido percolante pode ter sofrido modificações devido aos sólidos suspensos carregados influenciando eventualmente o resultado de k .

Os fatores mencionados são só uma hipótese do que pode ter provocado este comportamento, porém, não há evidência de nenhum deles nos dados coletados. Apesar disto, o conhecimento do acontecido, é um importante aporte para avaliar os resultados.

Se alguma das hipóteses anteriores for válida, então poder-se-ia dizer que os resultados de permeabilidade obtidos no caso do solo e da M1 têm uma confiabilidade maior, pois o valor da condutividade hidráulica se manteve constante ao longo dos ensaios e pouco ou nenhum material foi carregado em presença de fluxo. No entanto, do ponto de vista do método de compactação, a M1 apresenta diferenças significativas entre as umidades de compactação das amostras moldadas com Proctor Normal e com pisoteamento; o que faz com que os resultados entre os métodos não sejam diretamente comparáveis.

Contudo, pode-se dizer que é necessário realizar um maior número de ensaios para conseguir estabelecer uma tendência clara quanto aos efeitos produzidos pelo método de impacto ou de pisoteamento na estrutura resultante das misturas estudadas e, conseqüentemente, na condutividade hidráulica. Já, no caso do solo, os resultados obtidos indicam uma tendência satisfatória para as umidades estudadas.

6.1.3 Escolha do material para utilizar no *liner*

O solo parece apresentar um comportamento mais adequado, do ponto de vista da escolha de um material a ser utilizado em uma camada impermeabilizante. Quando compactado na umidade ótima ou acima dela, este atende a exigência mínima quanto ao coeficiente de permeabilidade igual ou inferior a $1e^{-7}$ cm/s estabelecida pela maioria dos órgãos reguladores.

Do ponto de vista da engenharia, o composto orgânico apresenta algumas desvantagens para ser utilizado em um sistema de impermeabilização. Na presença de fluxo, o excesso de composto é carregado, deixando maiores vazios na estrutura inicial do solo, o que poderia provocar futuros recalques e outros tipos de problemas associados à elevada deformabilidade do material.

O material após seco ao ar, apresenta problemas para se rehidratar, o que é indesejável do ponto de vista construtivo, pois a dificuldade de atingir a umidade desejada e de homogeneizar esta no material torna-se maior. A matéria orgânica, como foi antes mencionado, tende a formar grumos, que segundo diversos autores (Olsen, 1962; Houston e Randeni, 1992; Rowe *et al.*, 1995; Benson *et al.* 1999) são indesejáveis, pois na presença deles, a permeabilidade é maior.

A vantagem que a matéria orgânica possui, com relação ao emprego em *liners*, é a sua elevada capacidade de troca catiônica, o que eventualmente lhe permitiria reagir com alguns poluentes (metais pesados, por exemplo) e adsorvê-los, impedindo o seu avanço para as águas subterrâneas. As misturas em proporções menores de composto orgânico com solo do que as estudadas neste trabalho poderiam permitir o aproveitamento desta vantagem, se for comprovado que, em conjunto, ambos os materiais, cumprem os requerimentos construtivos quanto à permeabilidade, resistência e compressibilidade.

6.2 Sugestões

Sugere-se aperfeiçoar e analisar mais a fundo os ensaios de pisoteamento em laboratório, pois eles poderiam oferecer resultados mais realistas, desde que se assemelham mais com os mecanismos de compactação utilizados no campo durante a construção de numerosas obras geotécnicas, entre elas, o *liner* ou

camada impermeabilizante. Pesquisas deste tipo seriam um grande aporte, pois na literatura existe vasta informação dos ensaios Proctor e estáticos, e pouquíssima quanto à compactação por pisoteamento.

Recomenda-se dirigir a investigação do método do pisoteamento com o objetivo de tentar padronizar o ensaio e o equipamento utilizado.

Para melhor avaliar a influência dos diferentes métodos de compactação na permeabilidade de um determinado material, seria adequado realizar uma análise mais detalhada de um único solo. No presente estudo, foi realizada uma análise de quatro materiais distintos, onde fatores como a interação entre os componentes das misturas e propriedades intrínsecas de cada um deles, eventualmente, influenciaram seu comportamento durante os ensaios, portanto, não foi possível definir uma tendência ou padrão de comportamento.

Do ponto de vista do comportamento mecânico, poderia se avaliar a influência dos métodos de compactação na resistência de diversos materiais.

O estudo de materiais alternativos na construção de camadas impermeabilizantes deve ser uma atividade constante. Apesar de algumas desvantagens que o composto orgânico possui desde o ponto de vista mecânico e hidráulico da engenharia geotécnica, ele possui uma elevada capacidade de troca catiônica, podendo ser de grande utilidade na retenção de alguns contaminantes. Se nos aterros sanitários fosse feita uma seleção do lixo e os resíduos orgânicos fossem submetidos a processos de compostagem, o produto destes poderia ser aproveitado *in situ* como material de empréstimo com a função de adsorver poluentes. Talvez o uso de um composto orgânico em menores proporções que as estudadas neste trabalho, apresente um comportamento satisfatório quando misturado com outro material e seja suficiente para atenuar a contaminação do subsolo sem afetar as características de resistência, compressibilidade e permeabilidade do *liner*. A proporção deve ser tal que interaja em sua totalidade com o solo, pois como foi mencionado no capítulo de apresentação e discussão dos resultados, o excesso de matéria orgânica que fica livre é carregado com a presença de fluxo. Para isto, sugere-se executar ensaios similares aos do presente estudo, usando proporções menores de composto, e misturando-o com distintos tipos de solo.

Finalmente, sugere-se estudar a interação do composto com uma solução contaminante. Ensaio de batelada e de coluna com o composto orgânico misturado em baixas proporções (menos de 25%, para evitar os problemas ocorridos com a M2 e M3) com solo, podem ser feitos com o objetivo de avaliar a capacidade de retenção de alguns agentes poluentes.

Referências Bibliográficas

ACAR, Y.; OLIVERI, I., Pore Fluid Effects on the Fabric and Hydraulic Conductivity of Laboratory Compacted Clay, **Transport Research Record**, No. 1219, 1989, pp. 15-22.

ALONSO, T.P., **Condutividade Hidráulica de Solos Compactados em Ensaio com Permeâmetro de Parede Flexível**, Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2005, 113 p.

ANTUNES, F.S. **Comunicação pessoal**. 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13600**: Solo – Determinação do Teor de Matéria Orgânica por Queima a 440°C. Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de Solo – Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo – Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da Massa Específica. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo - Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**: Solo – Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro, 1986.

BARDEN, L.; SIDES, G.R., Engineering Behavior and Structure of Compacted Clay, **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, Vol. 96, No. SM4, 1970, p. 1171.

BELL, J.R., Compaction Energy Relationships of Cohesive Soils, **Transportation Research Record**, No. 641, 1977, pp 29-34.

BENEVELI, R.M., **Estudo dos Efeitos de Umedecimento e Secagem na Resistência ao Cisalhamento de um Solo Compactado em Laboratório**, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil - PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2002, 186 p.

BENITES, V.D.M.; GRANATO, A.A.; BEZERRA, F.B.; MAZEDO, Z.C., Levantamento e Caracterização de Resíduos Orgânicos Gerados no Aeroporto Internacional Antônio Carlos Jobim, **Relatório técnico**, EMBRAPA, Rio de Janeiro, 2003, pp. 1-7, *In*: BENITES, V.D.M.; BEZERRA, F.B.; MOUTA, R.D.O.; DE ASSIS, I.R.; SANTOS, R.C.; DA CONCEIÇÃO, M.; DE ANDRADE, A.G., Produção de Adubos Orgânicos a partir da Compostagem dos Resíduos da Manutenção da Área Gramada do Aeroporto Internacional do Rio de Janeiro, **Boletim de Pesquisa e Desenvolvimento 50**, EMBRAPA, Rio de Janeiro, 2004, pp. 1-21.

BENITES, V.D.M.; BEZERRA, F.B.; MOUTA, R.D.O.; DE ASSIS, I.R.; SANTOS, R.C.; DA CONCEIÇÃO, M.; DE ANDRADE, A.G., Produção de Adubos Orgânicos a partir da Compostagem dos Resíduos da Manutenção da Área Gramada do Aeroporto Internacional do Rio de Janeiro, **Boletim de Pesquisa e Desenvolvimento 50**, EMBRAPA, Rio de Janeiro, 2004, pp. 1-21.

BENITES, V.D.M., **Comunicação pessoal**. 2006.

BENSON, C.H.; BOUTWELL, G.P., Compaction Conditions and Scale-Dependent Hydraulic Conductivity of Compacted Clay Liners, **ASTM Special Technical Publication**, *In*: Constructing and Controlling Compaction of Earth Fills, No. 1384, 2000, pp. 254-273.

BENSON, C.H.; DANIEL, D.E., Influence of Clods on Hydraulic Conductivity of Compacted Clay, **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, Vol. 116, No. 8, 1990, pp. 1231-1248.

BENSON, C.H.; DANIEL, D.E.; BOUTWELL, G.P., Field Performance of Compacted Clay Liners, **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Vol. 125, No. 5, 1999, pp. 390-403.

BENSON, C.H.; HARDINATO, F.S.; MOTAN, E.S., Representative Specimen Size for Hydraulic Conductivity Assessment of Compacted Soil Liners, **Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil**, ASTM STP 1142, American Society for Testing and Materials, 1994, pp. 3-29.

BENSON, C.H.; ZHAI, H; WANG, X., Estimating the Hydraulic Conductivity of Compacted Clay Liners, **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, Vol. 120, No. 2, 1994, pp. 366-387.

BIDONE, F.R.A., Resíduos Sólidos Provenientes de Coletas Especiais: Eliminação e Valorização, **PROSAB**, Rio de Janeiro, 2001, pp. 45-50.

BRANDL, H., Mineral Liners for Hazardous Waste Containment, **Géotechnique**, Vol. 42, No. 1, 1992, pp. 57-65.

BRITO, A.T.A., **Estudo Químico e Mineralógico de um Perfil de Alteração de Gnaiss Migmatítico do Campo Experimental da PUC-RJ**, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil - PUC-Rio, Rio de Janeiro, 1981, 286 p.

CARVALHO, T.M.D.O., **Efeitos de um licor cáustico na resistência ao cisalhamento de um solo residual de sienito e um coluvionar**, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil - PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2006, 167 p.

CAZAUX, D.; DIDIER, G., Comparison Between various Field and Laboratory Measurements of the Hydraulic Conductivity of Three Clay Liners, **Evaluation and Remediation of Low Permeability and Dual Porosity Environments**, ASTM STP 1415, 2002, pp. 3-24.

CENTER FOR TRANSPORTATION RESEARCH AND EDUCATION, **Field Evaluation of Compaction Monitoring Technology: Phase I**, Iowa Department of Transportation, Final Report, Iowa State, USA, 2004.

CETESB, **Resíduos Sólidos Industriais**, 2a edição, 1993.

DANIEL, D.E., **Geotechnical Practice for Waste Disposal**, Chapman & Hall, London, 1993, 683 p.

DANIEL, D.E., Predicting Hydraulic Conductivity of Clay Liners, **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, Vol.110, No.2, 1984, pp. 285-300.

DANIEL, D.E.; BENSON, C.H., Water Content Density Criteria for Compacted Soil Liners, **Journal of Geotechnical Engineering**, Vol.116, No.12, 1990, pp. 1811-1830.

DANIEL, D.E.; TRAUTWEIN, S.J.; BOYNTON, S.S.; FOREMAN, D.E., Permeability Testing with Flexible-Wall Permeameters, **Geotechnical Testing Journal**, GTJODJ, Vol.7, No. 3, 1984, pp. 113-122.

DAS B.M., **Principles of Geotechnical Engineering**, 4ta Edição, PWS Publishing Company, USA, 1998, 712 p.

DAY, S.R.; DANIEL, D.E., Hydraulic conductivity of Two Prototype Clay Liners, **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, Vol.111, No.8, 1985, pp. 957-970.

DAYLAC, R., **Desenvolvimento e Utilização de uma Célula para Medição de Ko com controle de sucção**, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil - PUC-Rio, Rio de Janeiro, 1994, 152 p.

DE CAMPOS, T.M.P., Características de Projeto e Dimensionamento de um Transdutor de Variação de Volume, **Relatório Interno RI 07/85**, PUC-Rio, 1985, 18 p.

DE CAMPOS, T.M.P., Desenvolvimento de Equipamentos para Compactação de Solos em Laboratório, **Relatório Final de Projeto de Pesquisa - PADCT/CNPq**, No. 70.0362/85, 1988.

DE MELLO, B.D., **Estudo Experimental da Permeabilidade Saturada-Não Saturada de um Solo de Uma Encosta do Rio de Janeiro**, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil - PUC-Rio, Rio de Janeiro, 1998, 84 p.

DUARTE, A.P.L., **Avaliação de Propriedades Termo-Hidráulicas de Solos Requeridas na Aplicação da Técnica de Dessorção Térmica**, Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil - PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2004, 290 p.

ELSBURY, B.R.; DANIEL, D.E.; SRADERS, G.A.; ANDERSON, D.C., Lessons Learned from Compacted Clay Liner, **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, Vol.116, No.11, 1990, pp. 1641-1660.

GANDHI, G., **Análise e Formulação de Processos para Tratamento dos Chorumes Gerados em Aterros de Resíduos Sólidos Urbanos**, Dissertação de Mestrado, Departamento de Ciência dos Materiais e Metalurgia - PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2003, 214 p.

GARCIA-BENGOCHEA, I.; LOVELL, C.W.; ALTSCHAEFFL, A.G., Pore Distribution and Permeability of Silty Clays, **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, Vol. 105, No.7, 1979, pp. 839-856.

HERMANN, J.G.; ELSBURY, B.R., Influential Factors in Soil Liner Construction for Waste Disposal Facilities, In: Geotechnical practice for waste disposal '87, **Geotechnical Special Publication**, ASCE, New York, USA, n 13, 1987, pp. 522-536.

HILF, J.W. Compacted Fill, **Foundation Engineering Handbook**, Van Nostrand Reinhold Company, New York, NY, 1975, pp. 244-311.

HILF, J.W., An Investigation of Pore water Pressures in Compacted Cohesive Soils, **Technical Memorandum 654**, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, 1956.

HOGENTOGLER, C.A., **Essentials of Soil Compaction Proceedings of the Highway Research Board**, National Research Council, Washington, D.C., 1936, pp. 309-316.

HOLTZ, R.D.; KOVACS, W.D., **An Introduction to Geotechnical Engineering**, Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, NJ, 1981.

HOUSTON, S.L.; RANDENI, J.S., Effect on Clod Size on Hydraulic Conductivity of Compacted Clay, **Geotechnical Testing Journal**, GTJODJ, Vol.15, No.2, 1992, pp. 123-128.

KORFIATIS, G.P; NIDAL, R.; DIAMEL, L., Permeability of Compacted Clay Liners in Laboratory Scale Models, *In: Geotechnical Practice for Waste Disposal '87, Proceedings of a Specialty Conference*, MI, USA, **Geotechnical Special Publication**, ASCE, No. 13, 1987, pp 611-624.

KOUASSI, P.; BREYSSE, D.; GIRARD, H.; POULAIN, D., A New Technique of Kneading Compaction in the Laboratory, **Geotechnical Testing Journal**, **GTJODJ**, Vol. 23, No. 1, 2000, pp. 72-82.

LAMBE, T.W., The Permeability of Fine-Grained Soils, **Permeability of Soils**, ASTM STP 163, ASTM, 1954, pp. 56-67.

LAMBE, T.W., The Structure of Compacted Clay, **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, Vol. 84, No.SM2, 1958, pp. 1654-1-1654-34.

MANDELLI, S.M.D.C.; LIMA, L.M.Q.; OJIMA, M.K., Tratamento de Resíduos Sólidos. **Compêndio de Publicações**. Universidade de Caxias do Sul, Caxias do Sul, 1991, pp. 35-65.

MC RAE J.L.; RUTLEDGE, P.C., Laboratory Kneading Of Soil to Simulate Field Compaction, **HRB**, Vol.31, 1952, pp. 593-600.

MESRI, G.; OLSON, R.E., Mechanisms Controlling the Permeability of Clays, **Clays and Clay Minerals**, Pergamon Press., Great Britain, Vol.19, 1971, pp.151-158.

MITCHELL, J.K, **Fundamentals of Soil Behavior**, Ed. John Wiley and Sons, Inc. University of California, USA, 1993, 437 p.

MITCHELL, J.K.; HOOPER, D.R.; CAMPANELLA, R.G., Permeability of Compacted Clay, **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, Vol. 91, No. SM4, 1965, pp. 41-65.

MONTENEGRO, M.S., **Relações entre as propriedades de um solo e as das suas frações constituintes**, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil - PUC-Rio, Rio de Janeiro, 1983, 195 p.

MOREIRA, B.D.M., **Estudo Experimental da Permeabilidade Saturada-Não Saturada de um Solo de uma Encosta do Rio de Janeiro**, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil - PUC-Rio, Rio de Janeiro, 1998.

MUNDELL, J.A.; BAILEY, B., The Design and Testing of a Compacted Clay Barrier Layer to Limit Percolation Through Landfill Covers, **Hydraulic Barriers in Soil and Rock**, ASTM, No. 874, 1985, pp.246-262.

NASCENTES, R., **Influência do Teor de Umidade na Condutividade Hidráulica de Camadas de Solo Residual Compactado**, Exame de Qualificação, Universidade de Viçosa, Minas Gerais, 2005, 104 p.

NETO, J.T.P., Conceitos Modernos de Compostagem, **Engenharia Sanitária**, Vol. 28, No. 2, 1989, pp.104-109.

OAKLEY, R.E., Design and Performance of Earth Lined Containment Systems, *In: Geotechnical Practice for Waste Disposal '87*, Proceedings of a Specialty Conference, MI, USA, **Geotechnical Special Publication**, ASCE, 1987, No. 13, pp.117-136.

OHU, J.O.; RAGHAVAN, G.S.V.; MCKYES, E.; MEHUYS, G., Shear Strength Prediction of Compacted Soils with Varying Added Organic Matter Contents, **American Society of Agricultural Engineers (ASAE)**, Vol. 29, No. 2, 1986, pp. 351-355.

OLSEN, H., Hydraulic Flow through Saturated Clays, **Clay and Clay Minerals**, Vol. 11, 1962, pp. 131-161.

OLSON, R.E., Effective Stress Theory of Soil Compaction, **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, Vol. 89, No. SM2, 1963, pp. 27-45.

OLSON, R.E.; DANIEL, D.E., Measurement of the Hydraulic Conductivity of Fine-Grained Soils, **ASTM Special Technical Publication**, 1981, pp. 18-64.

OTHMAN, M.A., LUETTICH, S.M. Compaction Control Criteria for Clay Hydraulic Barriers. **Transportation Research Record, Compaction of Difficult Soils and Resilient Modulus Testing**, No. 1462, Washington, D.C., USA, 1994, pp. 28-35.

OWEIS, I.S.; KHERA, R.P., **Geotechnology of Waste Management**, PWS Publishing Company, Boston, MA, USA, 1998, 472 p.

PIERCE, J.J.; SALLFORS S.; PETERSON, E., Clay Liner Construction and Quality Control, **Journal of Environmental Engineering**, Vol. 112, No. 1, 1986, pp. 13-24.

PINTO, C.D.S., **Curso Básico de Mecânica dos Solos**, 2a edição, Oficina de Textos, São Paulo, 2002, 247 p.

PROCTOR, R., The Design and Construction of Rolled Earth Damns, **Engineering News Record III**, 1933, pp.7, 21 e 28; *In*: HILF, J.W. Compacted Fill, **Foundation Engineering Handbook**, Van Nostrand Reinhold Company, New York, NY, 1975, pp. 244-311.

PROCTOR, R.R., Fundamental Principles of Soil Compaction, **Engineering News Record**, 1933, pp. 20-28.

RAGHAVAN, G.S.V.; OHU, J.O., Prediction of Static Equivalent Pressure of Proctor Compaction Blows, **American Society of Agricultural Engineers (ASAE)**, Vol. 28, No. 5, 1985, pp. 1398-1400.

ROGOWSKI, A.S., Comparison Between the Field and Laboratory Measured Properties of a Clay Liner, *In*: Proceedings of the ASCE 17th Annual National Conference, **Optimizing the Resources for Water Management**, ASCE, Fort Worth, TX, USA, 1990, pp.476-481.

ROWE, R. K.; QUIGLEY, R. M.; BOOKER, J. R., **Clayey Barrier Systems for Waste Disposal Facilities**, E&FN Spon, London, 1995, 390 p.

SEED, H.B.; CHAN, C.K., Structure and Strength Characteristics of Compacted Clays, **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, ASCE, Vol. 85, No.SM5, 1959, pp 87-128.

SEED, H.B.; MONISMITH, C.L., Relationship Between Density and Stability of Subgrade Soils, **Highway Research Board Bulletin**, 1954, pp. 16-32.

SERTÃ, H.B.C., **Aspectos geológicos e Geotécnicos do Solo Residual do Campo Experimental II da PUC-Rio**, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil - PUC-Rio, Rio de Janeiro, 1986, 185 p.

SHACKELFORD, C.D., Waste Soil Interactions that Alter Hydraulic Conductivity, **Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil**, ASTM, No. 1142, 1994, pp. 111-168.

SOARES, R. M., **Resistência ao Cisalhamento de um Solo Coluvionar Não Saturado do Rio de Janeiro, RJ**, Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil - PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2005, 214 p.

SRIDHARAN, A.; NAGARAJ, H.B., Hydraulic Conductivity of Remolded Fine-Grained Soils versus Index Properties, **Journal of Geotechnical and Geological Engineering**, No.23, 2005, pp. 43-60.

TAHA, M.R.; KABIR, M.H., Tropical Residual Soil as Compacted Soil Liners, **Environmental Geology**, Vol. 47, No. 3, 2005, pp. 375-381.

U.S. BUREAU OF RECLAMATION, **Earth Manual: A Water Resources Technical Publication**, 2a edição, United States Government Printing Office, Washington DC, 1974.

U.S. ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY, Requirements for Hazardous Waste Landfill Design, Construction and Closure, **Seminar Publication**, U.S. Environmental Protection Agency, Washington, D.C, 1989.

WILSON, S.D., Small Soil Compaction Apparatus Duplicates Field Results Closely, **Engineering News-Record**, Vol. 145, No. 18, 1950, pp. 34-36.

Anexo I

Micromorfologia de Amostras Compactadas com Proctor Normal e Pisoteamento

Foram elaboradas quatro lâminas delgadas de amostras de solo e da M3 pelo instituto de Geociências da UFRJ. As lâminas foram extraídas da parte média de corpos de prova de solo coluvionar e da mistura M3, compactados na umidade ótima com Proctor Normal e com pisoteamento, com o objetivo de visualizar o efeito produzido por cada método em ambos os materiais e de comparar também a influência da natureza das frações que constituem cada uma destas amostras. As figuras seguintes mostram a estrutura visualizada no microscópio ótico.

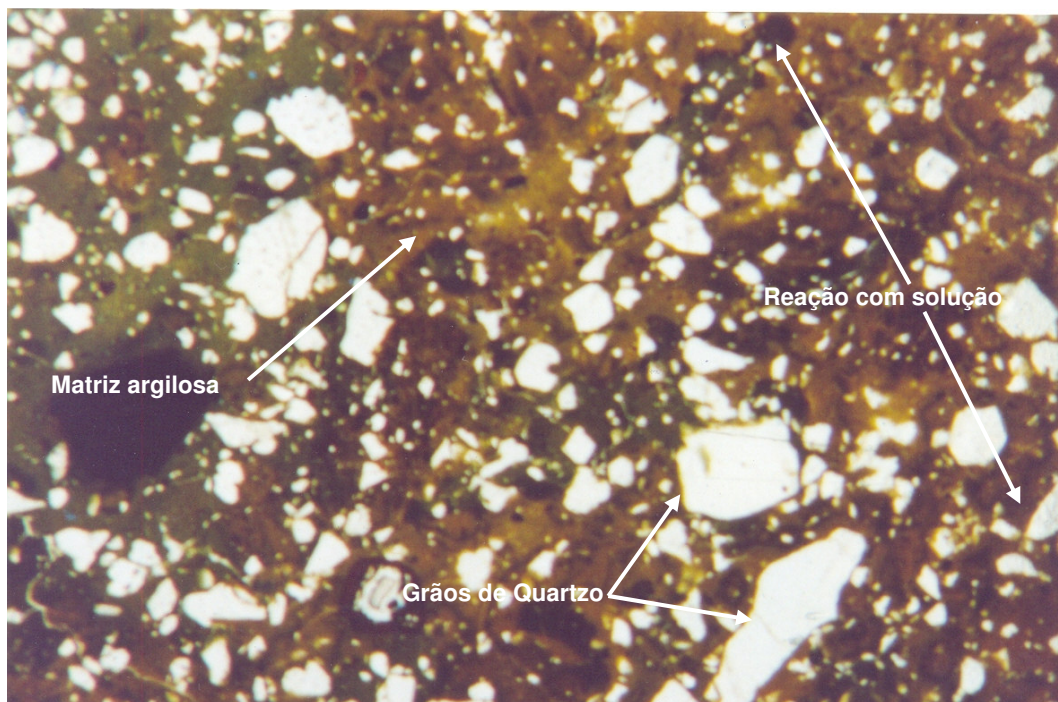


Figura I. 1 - Visão geral da estrutura da amostra de solo compactado por Proctor Normal na W_{ot} (Aumento:2,5x).

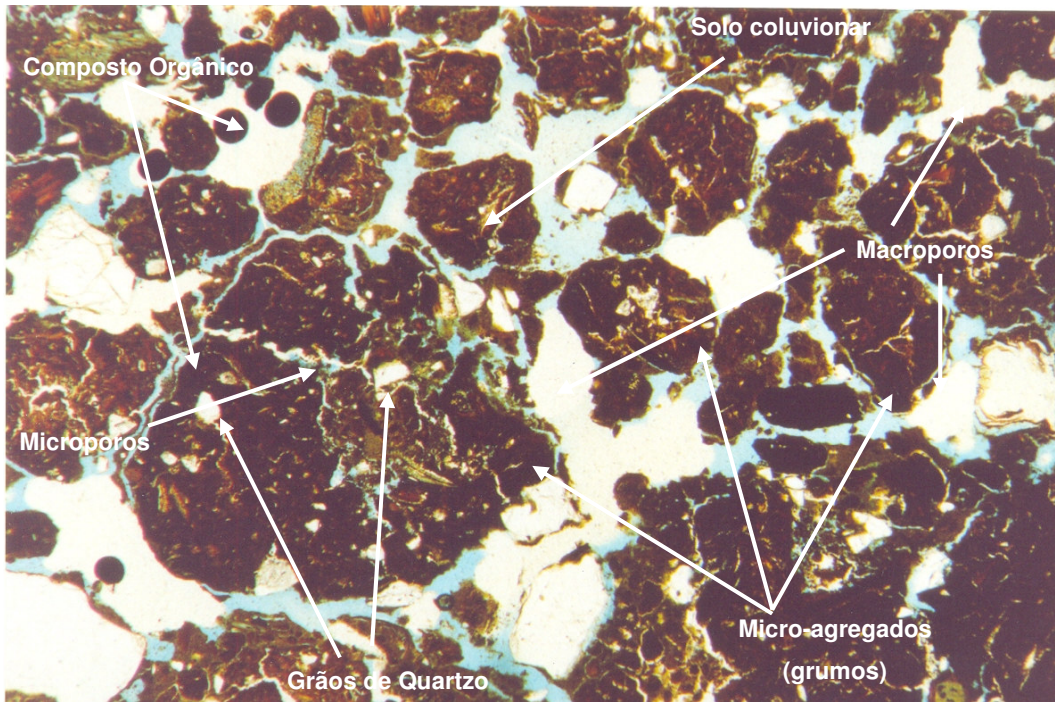


Figura I. 2 - Visão geral da estrutura da amostra da M3 compactada por Proctor Normal na W_{ot} (Aumento:2,0x).

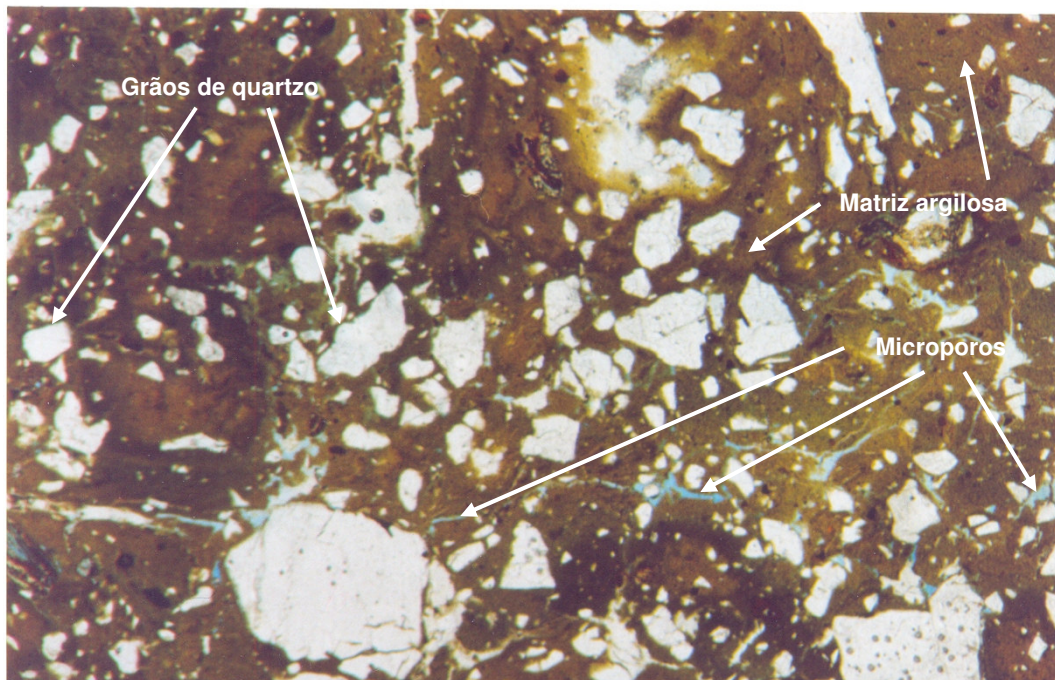


Figura I. 3 - Visão geral da estrutura da amostra de solo compactada por pisoteamento na W_{ot} (Aumento:2,0x).

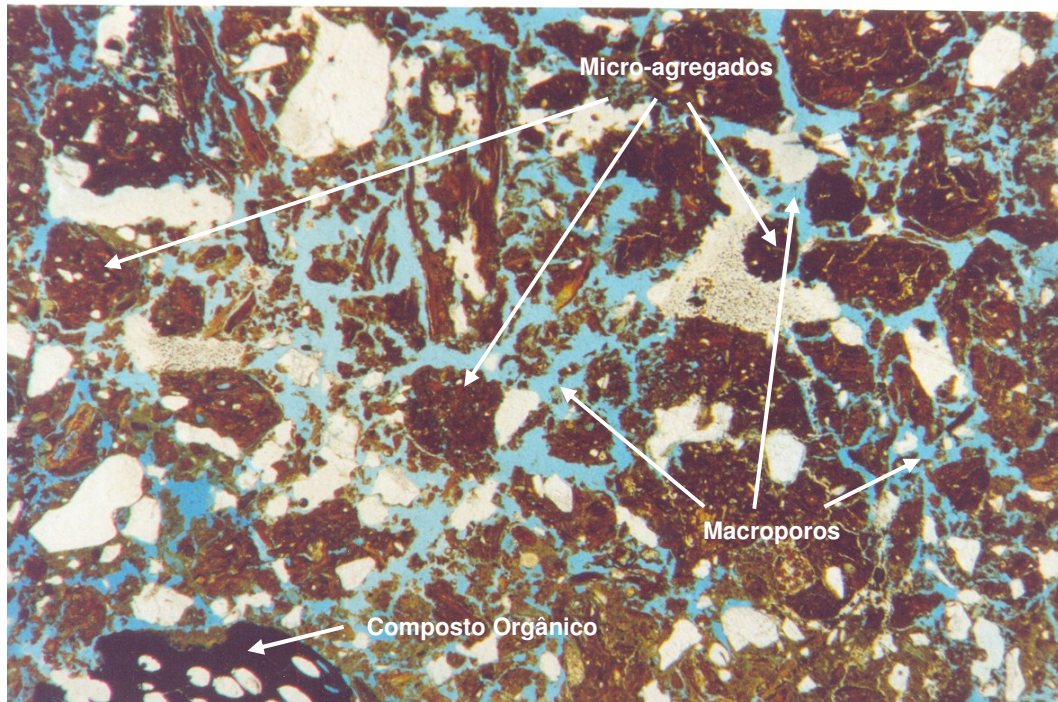


Figura I. 4 - Visão geral da estrutura da amostra da M3 compactada por pisoteamento na W_{ot} (Aumento: 2,0x).

Nas lâminas mostradas nas Figuras I.1 e I.3, observa-se que o solo apresenta poucos vazios e uma estrutura bastante uniforme, sem grumos visíveis. Os vazios, que aparecem como traços ou manchas azuis ou brancas, se encontram dentro da matriz argilosa, evidenciando a microporosidade. Dentro da matriz, observam-se também manchas pretas que representam uma reação ocorrida entre a solução impregnada na lâmina com os argilominerais presentes no solo. Quanto ao método de compactação, verificou-se a partir das figuras supracitadas que aparentemente não houve uma diferença significativa na estrutura resultante quando compactado pelos distintos métodos (Proctor Normal e pisoteamento).

Nas amostras da M3 (Figuras I.2 e I.4), observam-se estruturas bastante porosas e flocculadas, o que pode se associar à natureza do composto orgânico presente na mistura, já que a matéria orgânica, como foi afirmado por Antunes (2006) e Ohu *et al.* (1986), tem a propriedade de formar agregados ou aglutinações de material a além disso é extremamente porosa.

O método de compactação aparentemente teve um efeito importante no tamanho dos grumos, confirmando que, para este material (M3), quando compactado na umidade ótima, ocorre o afirmado por autores como Houston e Randeni (1992) e Benson *et al.* (1999) quanto ao efeito do pisoteamento na diminuição do tamanho dos micro-agregados.

Comparando as estruturas obtidas para as amostras do solo e da M3, conclui-se que a condutividade hidráulica das primeiras é menor, pois se nota uma estrutura mais dispersa com presença de microporos. Já para as amostras da M3 se observam macroporos entre os grumos ou micro-agregados formados por composto orgânico e solo, confirmando os maiores valores de condutividade hidráulica obtidos nos ensaios de permeabilidade.

Apesar de se ter identificado uma diferença significativa no tamanho dos micro-agregados resultantes de ambos os processos de compactação para as amostras da M3, não é possível afirmar, a partir das Figuras I-2 e I-4, qual das duas amostras seria mais permeável, pois embora apresente vazios de menor tamanho quando compactada por pisoteamento, estes parecem ser mais abundantes que os resultantes quando compactada com Proctor Normal. Para isto, teria que ser feita uma contagem para verificar qual das duas estruturas possui mais espaços vazios, e eventualmente, uma maior condutividade hidráulica.

Apêndice A

Detalhes da Composição Química do Composto Orgânico

A caracterização química do composto apresentada nas tabelas a seguir, foi realizada pela EMBRAPA. O composto orgânico utilizado neste trabalho, como foi mencionado no Capítulo 3, provém do processo de compostagem das aparas de grama do Aeroporto Internacional Galeão-RJ. Benites (2006) afirma que a composição do mesmo (também denominado pela EMBRAPA como insumo orgânico) pode variar em cada leva, devido a mudanças durante o processo de compostagem ou à composição do material de origem, que é susceptível a agentes externos (chuva, variação de temperatura, etc.).

Na Tabela A.1 se apresentam as diferentes denominações dadas ao composto orgânico, seu teor de umidade (%U), teor de matéria orgânica (MO%), carbono orgânico (CO%³) e densidade. O teor de matéria orgânica determinado na PUC-Rio de acordo com a norma NBR 13600 diverge do valor apresentado na tabela abaixo, o qual foi determinado por incineração à 550 °C por cerca de 4 horas, e alternativamente à 400 °C por 12 horas (Benites *et al.* 2004).

Tabela A. 1-Classificação e características dos insumos orgânicos analisados conforme metodologia adotada pelo Ministério da Agricultura (LANARV, 1988).

Classe MAPA ¹	Classe fantasia ²	%U	MO%	CO% ³	Densidade
Fertilizante orgânico composto	Composto Orgânico	54,1	56,1	31,0	0,50

Notas:

- 1- Classificação segundo Instrução Normativa nº 15/2004 do Ministério da Agricultura.
- 2- Classificação conforme declarado pelo fabricante na embalagem do produto.
- 3- Carbono orgânico (CO) calculado pela divisão de matéria orgânica (MO) por 1,8 (LANARV, 1988 *apud* Benites *et al.*, 2004).

As características químicas do composto e os teores de ácidos húmicos, fúlvicos e extrato húmico total, são mostrados nas Tabelas A.2 e A.3.

Tabela A. 2- Características químicas do composto orgânico obtido a partir de resíduos da manutenção de gramados em áreas urbanas.

pH	C	N	P	K	Ca	Mg	S	Na
----- g/kg -----								
7,6	310,22	12,78	7,08	9,83	19,45	2,01	5,35	0,68
Mn	Fe	Zn	Cu	Cr	Co	Cd	Pb	Mo
----- mg/kg -----								
943	7870	59	18	6,6	1,0	0,9	21	1,4

Tabela A. 3- Teores de ácidos húmicos (AH), fúlvicos(AF) e extrato húmico total (EHT) do extrato de ácidos húmicos dos insumos orgânicos analisados.

AH	AF	EHT	AH/AF	EHT/MO
----- mg C . g ⁻¹ -----				
3,3	4,3	7,7	0,8	1,4

Apêndice B

Detalhes dos permeâmetros flexíveis ligados a frascos de Mariotte para a execução de ensaios de permeabilidade

O equipamento construído no laboratório de Geotecnia da PUC-Rio consiste de quatro permeâmetros de parede flexível, dois frascos de Mariotte que aplicam uma carga constante, uma coluna de água para aplicar tensão confinante dentro de todas as câmaras e um conjunto de balanças conectadas a um sistema eletrônico de aquisição de dados. Na Figura B.1 se apresenta uma visão geral do equipamento. Observa-se que todas as conexões se encontram na base da câmara. Nela, existem quatro válvulas: uma ligada ao interior da câmara por onde é aplicada a pressão confinante, outra ligada ao topo do corpo de prova, e duas outras, diametralmente opostas, ligadas à base do corpo de prova.

A tensão confinante é aplicada em todo o sistema por meio de uma coluna de água, capaz de transmitir no máximo 3 mca (aproximadamente 30 kPa) portanto, este sistema só permite saturar a amostra por percolação e não por contrapressão, o que representa uma desvantagem do ponto de vista do tempo de execução dos ensaios.

A carga hidráulica constante é aplicada por meio dos frascos de Mariotte na base dos corpos de prova, provocando um fluxo ascendente. Cada frasco é capaz de abastecer duas câmaras, pois cada um possui duas saídas na base (como se mostra no item 8 da Figura B.1) com as respectivas válvulas de controle, o que permite que os ensaios sejam feitos ou não simultaneamente.

O fluxo que sai pelo topo do corpo de prova é recolhido em *beckers* (item 6 da Figura B.1). Cada *becker* se encontra fixado em uma balança, e esta pela sua vez, esta conectada a um sistema de leitura de dados elétricos. Assim, obtém-se uma leitura em volts ao longo de um determinado tempo, que é transformada em peso por meio das equações de calibração correspondentes a cada uma das balanças utilizadas. Assim, conhecendo-se o peso do efluente recolhido ao longo de um determinado período, é possível transformar para unidade de volume e obter o coeficiente de permeabilidade de cada material utilizando a lei de Darcy.



- | | |
|---|---|
| 1: Tubos de Mariotte | 5: Saída do efluente do topo do CP |
| 2: Permeômetros de parede flexível | 6: Becker |
| 3: Entrada da tensão confinante na câmara | 7: Balança eletrônica |
| 4: Entrada de pressão na base do CP | 8: Saída de água para aplicar pressão na base do CP |

Figura B.1-Permeômetros de parede flexível com carga constante aplicada por Mariottes.

A seguir, detalha-se a metodologia para a execução dos ensaios de permeabilidade no equipamento acima mostrado.

Após ter compactado o material com uma determinada técnica (pisoteamento ou Proctor Normal) os corpos de prova são moldados e colocados em uma câmara de acrílico que permanece hermeticamente fechada durante o ensaio.

Inicialmente, o corpo de prova é colocado dentro da câmara com papel filtro e pedras porosas saturadas em seus dois extremos. Posteriormente, este é confinado com uma membrana de látex presa com anéis de vedação na base e no cabeçote, para impedir o fluxo de água entre a membrana e a amostra de solo. Todas as linhas são previamente saturadas para garantir a saída do ar antes de começar o ensaio. As pedras porosas são limpas no ultra-som antes de cada ensaio também.

A câmara é preenchida com água e fechada para em seguida, aplicar a tensão confinante por meio da coluna de água. Então, aplica-se uma carga hidráulica constante na base da amostra por meio do frasco de Mariotte, para provocar um fluxo ascendente e abre-se a válvula de saída do topo para coletar o efluente nos *beckers* e pesar nas balanças.

Admite-se que a amostra está saturada quando o volume recolhido é superior ou igual a três vezes o volume de vazios da amostra ou quando a variação de volume ao longo de um intervalo de tempo permanece constante (vazão de saída constante). Nesse momento, determina-se a vazão e calcula-se o coeficiente de permeabilidade do solo.

Este tipo de ensaio pode ser mais eficiente quando usado com solos que possuam uma permeabilidade de média a alta, pois, quando se utilizam materiais de baixa permeabilidade (com elevada porcentagem de finos), os ensaios podem ser muito demorados, devido ao processo de saturação por percolação.

No caso do presente estudo, devido aos inconvenientes explicados no capítulo 4, o uso do equipamento foi descartado, e passou-se a utilizar o sistema de permeômetros flexíveis com sistema de saturação por contrapressão.