

Dissertação de Mestrado

**CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA E
COMPATIBILIDADE EM COMBINAÇÕES DE
SOLO TROPICAL E BENTONITA PARA USO EM
BARREIRAS**

NUGEO

AUTOR: THIAGO LUIZ COELHO MORANDINI

ORIENTADOR: Prof. Dr. Adilson do Lago Leite (UFOP)

ESCOLA DE MINAS / UFOP

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA DA UFOP

OURO PRETO - SETEMBRO DE 2009

Livros Grátis

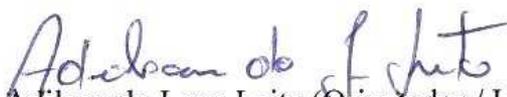
<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA E COMPATIBILIDADE EM COMBINAÇÕES DE SOLO TROPICAL E BENTONITA PARA USO EM BARREIRAS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia do Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de **Mestre em Geotecnia**.

Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 21 de setembro de 2009, pela Banca Examinadora composta pelos membros:



Prof. Dr. Adilson do Lago Leite (Orientador / UFOP)



Prof. Dr. Luís de Almeida Prado Bacellar (UFOP)



Prof. Dr. Edmundo Rogério Esquivel (USP)

M829c Morandini, Thiago Luiz Coelho.
Condutividade hidráulica e compatibilidade em combinações de solo tropical e bentonita para uso em barreiras [manuscrito] / Thiago Luiz Coelho Morandini - 2009.
xx, 171f.: il., color.; grafs.; tabs.; mapas.

Orientador: Prof. Dr. Adilson do Lago Leite.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto.
Escola de Minas. NUGEO.
Área de concentração: Geologia de Engenharia e Geotecnia Ambiental.

1. Geotecnia - Teses. 2. Solos tropicais - Teses. 3. Bentonita - Teses.
4. Hidráulica - Teses. I. Universidade Federal de Ouro Preto. II. Título.

CDU: 631.445.7:553.61

Catálogo: sisbin@sisbin.ufop.br

“O degrau de uma escada não serve simplesmente para que alguém permaneça em cima dele, destina-se a sustentar o pé de um homem pelo tempo suficiente para que ele coloque o outro um pouco mais alto.”

Thomas Huxley (1825-1895, Biólogo Inglês).

Dedico este trabalho aos meus pais Nair e Sandra, ao meu irmão Vinícius, e à minha namorada Bárbara. Vocês me ensinam todos os dias que o importante na vida não é a conquista, e sim as pessoas queridas com quem posso compartilhá-la.

AGRADECIMENTOS

Agradeço

Aos meus pais Nair e Sandra pelo apoio incondicional, pelos ensinamentos da vida, e por sempre acreditarem em mim.

À minha namorada Bárbara pelo amor, companheirismo e renúncia.

Aos meus avós pelo carinho de sempre.

A todos os meus amigos e familiares pelo incentivo e afeição.

Ao professor Adilson do Lago Leite pela orientação durante o desenvolvimento do trabalho.

Aos professores do NUGEO pelos ensinamentos.

Aos técnicos administrativos do NUGEO pela atenção dispensada.

Aos bolsistas Marcos, Pedro e Gilney, e à doutoranda Adriana pela ajuda laboratorial.

Aos técnicos laboratoristas Edmar (Geotecnia) e Celso (Geoquímica) pela disponibilização dos equipamentos.

À CAPES pelo apoio financeiro.

À Bentonit União Nordeste SA pela doação das amostras do trabalho.

Aos amigos do NUGEO pelo conhecimento compartilhado e momentos de descontração.

RESUMO

Morandini, T. L. C. (2009). *Condutividade hidráulica e compatibilidade em combinações de solo tropical e bentonita para uso em barreiras*. Dissertação de Mestrado, 171 p. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia. Universidade Federal de Ouro preto, Ouro Preto.

As barreiras selantes são elementos chave na proteção ambiental de sítios de disposição de resíduos. Adicionalmente, a aplicação dos solos tropicais compactados possui grande potencial para construção destas barreiras, desde que algumas propriedades sejam satisfeitas, incluindo baixa condutividade hidráulica e compatibilidade adequada com os fluidos existentes no sítio. Dentro deste contexto, a adição de bentonita nos solos tropicais pode ser uma alternativa para melhorar estas e outras propriedades técnicas. Esta dissertação consistiu um estudo laboratorial integrado na avaliação da condutividade hidráulica em misturas de um solo tropical e bentonita e da compatibilidade entre estas misturas e soluções químicas diversas. Os teores de bentonita avaliados foram de 3, 6, 9 e 12% (peso seco), além da amostra do solo tropical e bentonita puros. O programa experimental compreendeu três etapas: (1) caracterização das amostras com o propósito de verificar possíveis alterações das propriedades (geotécnicas e físico-químicas) do solo tropical quando em misturas com a bentonita; (2) avaliação da condutividade hidráulica em câmara triaxial (permeâmetro de parede flexível), sob condições de carga hidráulica constante de 50 kPa e tensões confinantes de 20, 40 e 80 kPa; e (3) avaliação da compatibilidade entre as amostras e algumas soluções químicas (HNO₃ - pH 3; NaOH - pH 11; NaCl - 5g/l; e álcool etílico), por meio da determinação dos limites de Atterberg modificados e expansão livre da bentonita. Os resultados da caracterização revelaram importantes alterações nas propriedades índices do solo tropical, destacando acréscimos na plasticidade, CTC e expansão livre devido à adição de bentonita. A condutividade hidráulica, por sua vez, revelou significativo decréscimo com o aumento do teor de bentonita e da tensão confinante. Já os resultados de compatibilidade mostraram um decréscimo da plasticidade das amostras quando submetidas às soluções químicas, mais relevantes para a solução salina, porém não desprezíveis para as soluções ácida, básica e orgânica. A perda da plasticidade mostrou-se maior nas amostras com maior percentual de bentonita, provavelmente como resultado da contração da dupla camada iônica. Por fim, os resultados gerais recomendam o uso da adição de bentonita a solos tropicais para fins de sistemas de selagem em sítios de disposição de resíduos, desde que sejam ponderados os critérios geotécnicos (resistência e permeabilidade) e os critérios de compatibilidade entre o solo e o contaminante retido.

PALAVRAS-CHAVE: solos tropicais, bentonita, condutividade hidráulica, compatibilidade, barreiras selantes.

ABSTRACT

Morandini, T. L. C. (2009). *Hydraulic conductivity and compatibility in combinations of tropical soil and bentonite for barriers usage purpose*. Dissertation of Master of Science, 171 p. Graduate Program in Geotechnics. Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

Barriers are key elements for the environmental protection in waste disposal sites. Additionally, compacted tropical soils have great potential to be used in these barriers, once some technical matters are correctly addressed, including low hydraulic conductivity and adequate compatibility to the disposed fluids. In this context, the bentonite addition in tropical soils could be an alternative to improve these and other technical properties. This dissertation involves an integrated laboratorial study of the hydraulic conductivity of mixtures a tropical soil sample and bentonite and also their compatibility previous to different chemical solutions. The bentonite proportions of 3, 6, 9 and 12% (dry weight) were investigated, as well as the tropical soil and bentonite samples. The experimental program can be divided in three different steps: (1) sample characterization, which to investigate the modifications in properties (geotechnical and physicochemical) imposed to the samples as the result of the bentonite addition; (2) assessment of the hydraulic conductivity using the triaxial test (flexible-wall permeameter), under the constant hydraulic head of 50 kPa and confining pressures of 20, 40 and 80 kPa; and (3) compatibility assessment of the studied samples some chemical solutions (HNO_3 - pH 3; NaOH - pH 11; NaCl - 5g/l and ethanol), using the modified Atterberg and bentonite free-swelling determination. The characterization results showed important changes in the index properties of tropical soil, highlighting a great increase in the plasticity, CEC and free swelling as the result of the bentonite addition. The hydraulic conductivity, in turn, experimented significant decreasing as the proportions of bentonite and confining pressure increased. Already the compatibility results showed significantly decreased in the plasticity of the samples when subjected to chemical solutions, more relevant for the salt solution, but not negligible for the acidic, basic and organic solutions. The decrease of plasticity has showed to be greater for the higher proportions of bentonite, as the result of the ionic double layer contraction. Finally, the overall results recommend the bentonite addition for improving the quality of tropical soils, once the geotechnical criteria (shear strength and permeability) and compatibility are considered for the specific fluid to be disposed.

KEY WORDS: tropical soils, bentonite, hydraulic conductivity, compatibility, barriers.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1. PANORAMA GERAL E PROPOSTA DE TRABALHO	1
1.2. JUSTIFICATIVAS E RELEVÂNCIA DO TRABALHO	3
1.3. OBJETIVOS	4
1.4. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	5

CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. SOLOS TROPICAIS	6
2.1.1. Definição e Gênese	6
2.1.2. Classificação, Caracterização e Ocorrência	11
2.2. BENTONITA	22
2.2.1. Características Gerais	22
2.2.2. Mineralogia, Estrutura Cristalina e Propriedades Físico-Químicas	23
2.2.3. Propriedades Coloidais do Sistema Argila - Água	27
2.2.4. Aplicações Geotécnicas	32
2.3. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA EM SOLOS	34
2.3.1. Teoria Geral da Condutividade	34
2.3.2. Fatores Intervenientes na Condutividade Hidráulica	36
2.3.3. Determinação da Condutividade Hidráulica	42
2.4. COMPATIBILIDADE ENTRE FLUIDOS E SOLOS	47
2.4.1. Reações dos Solos Ante Diferentes Fluidos	47
2.4.2. Métodos Indiretos de Avaliação da Compatibilidade	52
2.5. SISTEMAS DE SELAGEM	54
2.5.1. Sistemas de Disposição de Resíduos e o Panorama Brasileiro	54
2.5.2. Fundamentos das Barreiras Impermeabilizantes	57
2.5.3. Principais Tipos de Barreiras Impermeabilizantes	59

CAPÍTULO 3 - ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	64
3.2. MÉTODOS EMPREGADOS	66
3.2.1. Verificação do Caráter Laterítico do Solo Natural	66

3.2.2. Caracterização Geotécnica	68
3.2.3. Caracterização Físico-Química.....	70
3.2.4. Caracterização Mineralógica do Solo Tropical e da Bentonita	72
3.3. RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	73
3.3.1. Verificação do Caráter Laterítico do Solo Natural	73
3.3.2. Caracterização Geotécnica	74
3.3.3. Caracterização Físico-Química.....	80
3.3.4. Caracterização Mineralógica do Solo Tropical e da Bentonita	83
CAPÍTULO 4 - ENSAIOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	
4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	86
4.2. MÉTODO EMPREGADO	88
4.3. RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	93
CAPÍTULO 5 - ENSAIOS DE COMPATIBILIDADE	
5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	102
5.2. MÉTODOS EMPREGADOS.....	103
5.2.1. Limites de Atterberg Modificados.....	103
5.2.2. Expansão Livre da Bentonita.....	106
5.3. RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	107
5.3.1. Limites de Atterberg Modificados.....	107
5.3.2. Expansão Livre da Bentonita.....	114
CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES	
6.1. CONCLUSÕES RELATIVAS AO PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	116
6.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	119
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	121
ANEXOS	127

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Distribuição nacional dos solos tropicais (Fonte: Medina & Motta, 1989).	15
Figura 2.2. Distribuição global dos solos tropicais segundo WRB/FAO (Fonte: FAO, 1998 e Lepsch 2005, modificado).	19
Figura 2.3. Distribuição nacional dos Latossolos (Fonte: IBGE 2005).	20
Figura 2.4. Distribuição nacional dos Argissolos (Fonte: IBGE 2005).	21
Figura 2.5. Composição mineralógica da bentonita Kataz (Fonte: Farnezi, 2006).	24
Figura 2.6. Esquema do arranjo atômico da bentonita (Fonte: Neumann, 2000).	25
Figura 2.7. Expansão cristalina: (a) hidratação dos cátions e (b) expansão entre lamelas (Fonte: Madsen & Muller Vanmoos 1989).	29
Figura 2.8. Expansão osmótica: distribuição iônica e concentração de equilíbrio da dupla camada catiônica (Fonte: Mitchell, 1993).	30
Figura 2.9. Variação da condutividade hidráulica em função do teor de bentonita em areias (Fonte: Gleason et al. (1997).	33
Figura 2.10. Variação da condutividade hidráulica em função do teor de bentonita e da tensão de confinamento em um solo laterítico do Havaí (Fonte: Anderson & Hee, 1995).	34
Figura 2.11. Variação da condutividade hidráulica em função energia de compactação (A) e do teor de umidade na compactação (B) (Fonte: Daniel & Benson, 1990).	37
Figura 2.12. Validade da lei de Darcy (Fonte: Freeze & Cherry, 1979).	42
Figura 2.13. Esquemas construtivos de permeâmetros de parede rígida com: (a) molde de compactação; (b) tubo superdimensionado; (c) célula de adensamento (Fonte: Daniel, 1994).	44
Figura 2.14. Esquema construtivo de permeâmetro de parede flexível (Fonte: Daniel, 1994).	45
Figura 2.15. Aparato construtivo do ensaio de adensamento e permeabilidade em câmara triaxial (Fonte: Head, 1986).	46
Figura 2.16. Classificações dos líquidos quanto à sua natureza (Fonte: Farnezi, 2006).	48
Figura 2.17. Percentual da geração de resíduos e sua correlação com a população e PIB por regiões do Brasil (Fonte: Jucá, 2003).	54
Figura 2.18. Formas de disposição final de resíduos sólidos, (a) por volume e (b) por número de municípios (Fonte: Jucá, 2003).	56
Figura 2.19. Esquema dos diversos componentes de um aterro sanitário (Fonte: Switzenbaum, 1992).	57
Figura 2.20. Configurações de camadas impermeabilizantes (Fonte: Sharma & Lewis, 1994).	60
Figura 2.21. Zonas de compactação adequadas para utilização em camadas de argila compactada (Modificado de Daniel & Benson, 1990).	61
Figura 3.1. Localização da coleta do solo tropical.	64

Figura 3.2. Carta de classificação segundo metodologia MCT (Fonte: Nogami & Villibor, 1980).	67
Figura 3.3. Difratômetro de raios-X do Laboratório de Microscopia Óptica (DEGEO) da Universidade Federal de Ouro Preto.	72
Figura 3.4. Resultado da classificação segundo metodologia MCT.	73
Figura 3.5. Curvas granulométricas das amostras BN, SN, SN03, SN06, SN09 e SN12.	74
Figura 3.6. Variação dos limites de Atterberg com o teor de bentonita.	76
Figura 3.7. Curvas de compactação das amostras BN, SN, SN03, SN06, SN09 e SN12.	77
Figura 3.8. Variação da massa específica seca máxima e teor de umidade ótimo com o teor de bentonita.	78
Figura 3.9. Variação da capacidade de troca catiônica e superfície específica com o teor de bentonita.	83
Figura 3.10. Difratograma da amostra SN (lâmina normal).	84
Figura 3.11. Difratograma da amostra SN (lâmina aquecida e com etileno glicol).	84
Figura 3.12. Difratograma da amostra BN (lâmina normal).	85
Figura 3.13. Difratograma da amostra BN (lâmina com etileno glicol).	85
Figura 4.1. Equipamento triaxial empregado nos ensaios de condutividade hidráulica (a) e detalhe do medidor de volume (b).	86
Figura 4.2. Torno manual para moldagem dos corpos de prova (a) e corpo de prova moldado (b).	87
Figura 4.3. Esquema do aparato para ensaio de condutividade hidráulica em célula triaxial.	89
Figura 4.4. Variação da condutividade hidráulica em função do teor de bentonita.	95
Figura 4.5. Variação da condutividade hidráulica em função da tensão confinante das amostras.	95
Figura 4.6. Variação da condutividade hidráulica em função do teor de bentonita e da tensão confinante das amostras.	96
Figura 4.7. Variação da condutividade hidráulica em função da porosidade das amostras.	97
Figura 4.8. Variação da condutividade hidráulica em função da porosidade ao cubo das amostras.	98
Figura 4.9. Variação da condutividade hidráulica em função do inverso da superfície específica ao quadrado das amostras.	98
Figura 4.10. Variação $K_{1/2}$ em função de n^3/SE^2 das amostras.	99
Figura 5.1. Equipamento empregado no ensaio de limite de liquidez (a) e limite de plasticidade (b).	104
Figura 5.2. Variação do limite de liquidez das amostras submetidas às soluções químicas.	108
Figura 5.3. Variação do limite de plasticidade das amostras submetidas às soluções químicas.	108
Figura 5.4. Variação do índice de plasticidade das amostras submetidas às soluções químicas.	109
Figura 5.5. Variação do índice de plasticidade das amostras, inclusive bentonita pura, submetido às soluções químicas.	109
Figura 5.6. Variação do índice de incompatibilidade das amostras submetidas às soluções químicas.	110
Figura 5.7. Variação de LL, LP, IP e IC para a amostra SN sob diferentes soluções químicas.	111

Figura 5.8. Variação de LL, LP, IP e IC para a amostra SN03 sob diferentes soluções químicas.....	112
Figura 5.9. Variação de LL, LP, IP e IC para a amostra SN06 sob diferentes soluções químicas.....	112
Figura 5.10. Variação de LL, LP, IP e IC para a amostra SN09 sob diferentes soluções químicas....	113
Figura 5.11. Variação de LL, LP, IP e IC para a amostra SN12 sob diferentes soluções químicas....	113
Figura 5.12. Variação de LL, LP, IP e IC para a amostra BN sob diferentes soluções químicas.	114
Figura 5.13. Variação da expansão livre na amostra BN sob diferentes soluções químicas.....	115

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Ordens dos solos e respectivas terminologias e horizontes diagnósticos segundo sistema brasileiro de classificação SiBCS (Fonte: EMBRAPA, 1999, modificado).	17
Tabela 2.2. Ordens de solos tropicais segundo diferentes sistemas de classificações (Fonte: Lepsch, 2005, modificado).	18
Tabela 2.3. Propriedades físico-químicas da bentonita Kataz (Fonte: Farnezi, 2006).	26
Tabela 2.4. Propriedades geotécnicas da bentonita Kataz (Fonte: Farnezi, 2006).	26
Tabela 2.5. Fenômenos de fluxos diretos e associados (Fonte: Mitchell, 1993, traduzido).	39
Tabela 2.6. Interferências na condutividade hidráulica devido a propriedades dos fluidos (Fonte: Shackelford, 1994, traduzido).	48
Tabela 3.1. Resumo de resultados para escolha da bentonita.	65
Tabela 3.2. Massa específica de diferentes minerais (Fonte: Nogueira, 1995).	69
Tabela 3.3. Frações granulométricas das amostras.	74
Tabela 3.4. Limites de Atterberg e Índice de Atividade das amostras.	75
Tabela 3.5. Massa específica dos sólidos das amostras.	76
Tabela 3.6. Massa específica seca máxima e teor de umidade ótimo das amostras.	77
Tabela 3.7. Índices avaliados e classificações das amostras.	79
Tabela 3.8. Potencial hidrogeniônico das amostras.	80
Tabela 3.9. Condutividade elétrica das amostras.	81
Tabela 3.10. Expansão livre das amostras.	82
Tabela 3.11. Capacidade de troca catiônica e superfície específica das amostras.	82
Tabela 4.1. Condutividade hidráulica, índice de vazios e porosidade das amostras estudadas para diferentes tensões confinantes.	93
Tabela 4.2. Índice de condutividade hidráulica das amostras estudadas.	94
Tabela 4.3. Condutividade hidráulica dos CP1, CP2 e CP3 para a amostra SN.	99
Tabela 4.4. Condutividade hidráulica dos CP1, CP2 e CP3 para a amostra SN03.	100
Tabela 4.5. Condutividade hidráulica dos CP1, CP2 e CP3 para a amostra SN06.	100
Tabela 4.6. Condutividade hidráulica dos CP1, CP2 e CP3 para a amostra SN09.	100
Tabela 4.7. Condutividade hidráulica dos CP1, CP2 e CP3 para a amostra SN12.	100
Tabela 4.8. Avaliação estatística das Dif.K das amostras.	101
Tabela 5.1. Resultados dos Limites de Atterberg modificados para as amostras estudadas.	107
Tabela 5.2. Resultados do índice de incompatibilidade (IC) das amostras estudadas.	110
Tabela 5.3. Resultados da expansão livre para a amostra BN.	114

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIACÕES

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
l/K	Espessura da dupla camada
A	Área da seção transversal
C_B/C_A	Relação de concentração salina entre os pontos A e B
CCL	<i>Compacted clay liner</i>
CE	Condutividade elétrica do extrato aquoso
CEMP	Comissão de Estudos de Matérias Primas
CETESB	Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental
CTC	Capacidade de troca catiônica
D	Difusão; Constante dielétrica do meio
DER	Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo
$Dif.K$	Diferença porcentual entre K de cada CP e K médio
DNPM	Departamento Nacional de Produção Mineral
e	Índice de vazios, Carga eletrônica
e_0	Índice de vazios inicial
EL	Expansão livre
EMBRAPA	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
FAO	<i>Food and Agriculture Organization</i>
GCL	Geocompostos argilosos
h	Carga hidráulica
h_0	Carga Hidráulica no instante inicial
HBR	<i>Highway Research Board</i>
h_t	Carga hidráulica no tempo t
I	Fluxo elétrico
i	Gradiente hidráulico
IA	Índice de Atividade
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
i_c	Gradiente químico
IC	Índice incompatibilidade química
i_e	Gradiente elétrico
IG	Índice de grupo
IP	Índice de Plasticidade
IP_f	Índice de plasticidade do solo quando percolado com fluido

IP_w	Índice de plasticidade do solo quando percolado com água
i_t	Gradiente térmico
J_d	Fluxo químico
K	Condutividade Hidráulica
k	Permeabilidade intrínseca; Constante de Boltzmann
K/K_{SN}	Índice de condutividade hidráulica
k_0	Fator de forma dos poros
K_0	Coefficiente de empuxo em repouso
K_c	Condutividade osmótica
K_e	Condutividade eletrosmótica
K_i	Condutividade hidráulica de cada CP
K_t	Condutividade térmica
l	Comprimento longitudinal
L_0	Altura inicial
LDS	<i>Leak detection system</i>
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
MCT	Miniatura, Compactado, Tropical
M_s	Massa de solo seco
n	Porosidade
n_0	Concentração eletrolítica
p_1	Tensão na base
p_2	Tensão no topo
pH	Potencial hidrogeniônico
Q	Fluxo hidráulico
q	Vazão específica
Q_t	Fluxo térmico
s	Superfície específica por unidade de volume
S	Grau de saturação; Superfície do cátion azul de metileno
SE	Superfície específica
S_i	Grau de saturação inicial
SiBCS	Sistema Brasileiro de Classificação de Solos
SUCS	Sistema unificado de classificação dos solos
T	Temperatura; Coeficiente de tortuosidade
t	Tempo
U	Poropressão

U.S.ST	<i>United States Soil Taxonomy</i>
USDA	<i>United States Department of Agriculture</i>
V	Volume de solução de azul de metileno
V_0	Volume inicial
V_b/V_a	Relação volumétrica entre bentonita e areia
Vol	Volume de água medido
w	Teor de umidade
W	Energia de compactação
Wot	Teor de umidade ótimo
WRB	<i>World Reference Base for Soil Resource</i>
γ	Peso específico
ΔC	Variação da concentração molar
ΔE	Diferença de potencial
ΔH	Variação da carga hidráulica
ΔT	Variação da temperatura
ΔV	Variação de volume
ε	Função erro
ε_0	Permissividade do vácuo
μ	Coeficiente de viscosidade dinâmica
ν	Valência do cátion
ρ	Massa específica
ρ_{dmax}	Massa específica seca máxima
ρ_s	Massa específica dos sólidos
σ_3	Tensão confinante
σ_e	Condutividade elétrica
ψ_0	Potencial elétrico superficial

LISTA DE ANEXOS

Figura A.1. Adensamento e percolação para amostra SN – CP1 (tensão confinante de 20 kPa).....	127
Figura A.2. Adensamento e percolação para amostra SN – CP2 (tensão confinante de 20 kPa).....	128
Figura A.3. Adensamento e percolação para amostra SN – CP3 (tensão confinante de 20 kPa).....	129
Figura A.4. Adensamento e percolação para amostra SN – CP1 (tensão confinante de 40 kPa).....	130
Figura A.5. Adensamento e percolação para amostra SN – CP2 (tensão confinante de 40 kPa).....	131
Figura A.6. Adensamento e percolação para amostra SN – CP3 (tensão confinante de 40 kPa).....	132
Figura A.7. Adensamento e percolação para amostra SN – CP1 (tensão confinante de 80 kPa).....	133
Figura A.8. Adensamento e percolação para amostra SN – CP2 (tensão confinante de 80 kPa).....	134
Figura A.9. Adensamento e percolação para amostra SN – CP3 (tensão confinante de 80 kPa).....	135
Figura A.10. Adensamento e percolação para amostra SN03 – CP1 (tensão confinante de 20 kPa)..	136
Figura A.11. Adensamento e percolação para amostra SN03 – CP2 (tensão confinante de 20 kPa)..	137
Figura A.12. Adensamento e percolação para amostra SN03 – CP3 (tensão confinante de 20 kPa)..	138
Figura A.13. Adensamento e percolação para amostra SN03 – CP1 (tensão confinante de 40 kPa)..	139
Figura A.14. Adensamento e percolação para amostra SN03 – CP2 (tensão confinante de 40 kPa)..	140
Figura A.15. Adensamento e percolação para amostra SN03 – CP3 (tensão confinante de 40 kPa)..	141
Figura A.16. Adensamento e percolação para amostra SN03 – CP1 (tensão confinante de 80 kPa)..	142
Figura A.17. Adensamento e percolação para amostra SN03 – CP2 (tensão confinante de 80 kPa)..	143
Figura A.18. Adensamento e percolação para amostra SN03 – CP3 (tensão confinante de 80 kPa)..	144
Figura A.19. Adensamento e percolação para amostra SN06 – CP1 (tensão confinante de 20 kPa)..	145
Figura A.20. Adensamento e percolação para amostra SN06 – CP2 (tensão confinante de 20 kPa)..	146
Figura A.21. Adensamento e percolação para amostra SN06 – CP3 (tensão confinante de 20 kPa)..	147
Figura A.22. Adensamento e percolação para amostra SN06 – CP1 (tensão confinante de 40 kPa)..	148
Figura A.23. Adensamento e percolação para amostra SN06 – CP2 (tensão confinante de 40 kPa)..	149
Figura A.24. Adensamento e percolação para amostra SN06 – CP3 (tensão confinante de 40 kPa)..	150
Figura A.25. Adensamento e percolação para amostra SN06 – CP1 (tensão confinante de 80 kPa)..	152
Figura A.26. Adensamento e percolação para amostra SN06 – CP2 (tensão confinante de 80 kPa)..	152
Figura A.27. Adensamento e percolação para amostra SN06 – CP3 (tensão confinante de 80 kPa)..	153
Figura A.28. Adensamento e percolação para amostra SN09 – CP1 (tensão confinante de 20 kPa)..	154
Figura A.29. Adensamento e percolação para amostra SN09 – CP2 (tensão confinante de 20 kPa)..	155
Figura A.30. Adensamento e percolação para amostra SN09 – CP3 (tensão confinante de 20 kPa)..	156
Figura A.31. Adensamento e percolação para amostra SN09 – CP1 (tensão confinante de 40 kPa)..	157
Figura A.32. Adensamento e percolação para amostra SN09 – CP2 (tensão confinante de 40 kPa)..	158
Figura A.33. Adensamento e percolação para amostra SN09 – CP3 (tensão confinante de 40 kPa)..	159
Figura A.34. Adensamento e percolação para amostra SN09 – CP1 (tensão confinante de 80 kPa)..	160

Figura A.35. Adensamento e percolação para amostra SN09 – CP2 (tensão confinante de 80 kPa)..	161
Figura A.36. Adensamento e percolação para amostra SN09 – CP3 (tensão confinante de 80 kPa)..	162
Figura A.37. Adensamento e percolação para amostra SN12 – CP1 (tensão confinante de 20 kPa)..	163
Figura A.38. Adensamento e percolação para amostra SN12 – CP2 (tensão confinante de 20 kPa)..	164
Figura A.39. Adensamento e percolação para amostra SN12 – CP3 (tensão confinante de 20 kPa)..	165
Figura A.40. Adensamento e percolação para amostra SN12 – CP1 (tensão confinante de 40 kPa)..	166
Figura A.41. Adensamento e percolação para amostra SN12 – CP2 (tensão confinante de 40 kPa)..	167
Figura A.42. Adensamento e percolação para amostra SN12 – CP3 (tensão confinante de 40 kPa)..	168
Figura A.43. Adensamento e percolação para amostra SN12 – CP1 (tensão confinante de 80 kPa)..	169
Figura A.44. Adensamento e percolação para amostra SN12 – CP2 (tensão confinante de 80 kPa)..	170
Figura A.45. Adensamento e percolação para amostra SN12 – CP3 (tensão confinante de 80 kPa)..	171
Tabela A.1. Resultados para amostra SN – CP1 (tensão confinante de 20 kPa).....	127
Tabela A.2. Resultados para amostra SN – CP2 (tensão confinante de 20 kPa).....	128
Tabela A.3. Resultados para amostra SN – CP3 (tensão confinante de 20 kPa).....	129
Tabela A.4. Resultados para amostra SN – CP1 (tensão confinante de 40 kPa).....	130
Tabela A.5. Resultados para amostra SN – CP2 (tensão confinante de 40 kPa).....	131
Tabela A.6. Resultados para amostra SN – CP3 (tensão confinante de 40 kPa).....	132
Tabela A.7. Resultados para amostra SN – CP1 (tensão confinante de 80 kPa).....	133
Tabela A.8. Resultados para amostra SN – CP2 (tensão confinante de 80 kPa).....	134
Tabela A.9. Resultados para amostra SN – CP3 (tensão confinante de 80 kPa).....	135
Tabela A.10. Resultados para amostra SN03 – CP1 (tensão confinante de 20 kPa).....	136
Tabela A.11. Resultados para amostra SN03 – CP2 (tensão confinante de 20 kPa).....	137
Tabela A.12. Resultados para amostra SN03 – CP3 (tensão confinante de 20 kPa).....	138
Tabela A.13. Resultados para amostra SN03 – CP1 (tensão confinante de 40 kPa).....	139
Tabela A.14. Resultados para amostra SN03 – CP2 (tensão confinante de 40 kPa).....	140
Tabela A.15. Resultados para amostra SN03 – CP3 (tensão confinante de 40 kPa).....	141
Tabela A.16. Resultados para amostra SN03 – CP1 (tensão confinante de 80 kPa).....	142
Tabela A.17. Resultados para amostra SN03 – CP2 (tensão confinante de 80 kPa).....	143
Tabela A.18. Resultados para amostra SN03 – CP3 (tensão confinante de 80 kPa).....	144
Tabela A.19. Resultados para amostra SN06 – CP1 (tensão confinante de 20 kPa).....	145
Tabela A.20. Resultados para amostra SN06 – CP2 (tensão confinante de 20 kPa).....	146
Tabela A.21. Resultados para amostra SN06 – CP3 (tensão confinante de 20 kPa).....	147
Tabela A.22. Resultados para amostra SN06 – CP1 (tensão confinante de 40 kPa).....	148
Tabela A.23. Resultados para amostra SN06 – CP2 (tensão confinante de 40 kPa).....	149
Tabela A.24. Resultados para amostra SN06 – CP3 (tensão confinante de 40 kPa).....	150
Tabela A.25. Resultados para amostra SN06 – CP1 (tensão confinante de 80 kPa).....	151
Tabela A.26. Resultados para amostra SN06 – CP2 (tensão confinante de 80 kPa).....	152

Tabela A.27. Resultados para amostra SN06 – CP3 (tensão confinante de 80 kPa).....	153
Tabela A.28. Resultados para amostra SN09 – CP1 (tensão confinante de 20 kPa).....	154
Tabela A.29. Resultados para amostra SN09 – CP2 (tensão confinante de 20 kPa).....	155
Tabela A.30. Resultados para amostra SN09 – CP3 (tensão confinante de 20 kPa).....	156
Tabela A.31. Resultados para amostra SN09 – CP1 (tensão confinante de 40 kPa).....	157
Tabela A.32. Resultados para amostra SN09 – CP2 (tensão confinante de 40 kPa).....	158
Tabela A.33. Resultados para amostra SN09 – CP3 (tensão confinante de 40 kPa).....	159
Tabela A.34. Resultados para amostra SN09 – CP1 (tensão confinante de 80 kPa).....	160
Tabela A.35. Resultados para amostra SN09 – CP2 (tensão confinante de 80 kPa).....	161
Tabela A.36. Resultados para amostra SN09 – CP3 (tensão confinante de 80 kPa).....	162
Tabela A.37. Resultados para amostra SN12 – CP1 (tensão confinante de 20 kPa).....	163
Tabela A.38. Resultados para amostra SN12 – CP2 (tensão confinante de 20 kPa).....	164
Tabela A.39. Resultados para amostra SN12 – CP3 (tensão confinante de 20 kPa).....	165
Tabela A.40. Resultados para amostra SN12 – CP1 (tensão confinante de 40 kPa).....	166
Tabela A.41. Resultados para amostra SN12 – CP2 (tensão confinante de 40 kPa).....	167
Tabela A.42. Resultados para amostra SN12 – CP3 (tensão confinante de 40 kPa).....	168
Tabela A.43. Resultados para amostra SN12 – CP1 (tensão confinante de 80 kPa).....	169
Tabela A.44. Resultados para amostra SN12 – CP2 (tensão confinante de 80 kPa).....	170
Tabela A.45. Resultados para amostra SN12 – CP3 (tensão confinante de 80 kPa).....	171

1.1. PANORAMA GERAL E PROPOSTA DE TRABALHO

O conceito de um ambiente sustentável é evidente nos dias atuais, sobretudo no conhecimento e consciência das ações danosas do ser humano aos recursos naturais. A contribuição da geotecnia ambiental para o manejo de um ambiente sustentável implica na atuação interdisciplinar em relação ao solo, rocha e água e suas interações com os ciclos ambientais (atmosfera, biosfera, hidrosfera, e litosfera). Propõe-se, desta forma, tanto a garantir a preservação das áreas limítrofes aos empreendimentos (minimizando os impactos negativos sobre os meios físico, biótico e antrópico) quanto na remediação de áreas degradadas para níveis satisfatórios.

O crescente aumento populacional, assim como a interferência antrópica nos ecossistemas para fins de desenvolvimento tecnológico, resulta, inevitavelmente, em diferentes configurações de degradação ambiental.

Diversos empreendimentos geotécnicos podem resultar na referida degradação ambiental, como disposição de resíduos sólidos urbanos e industriais, disposição de rejeitos e estéreis de mineração, escavações, construção de barragens, rodovias e aeroportos, obras de controles erosivos, assoreamentos, abatimentos, rebaixamentos do lençol freático etc. O trabalho proposto tem conexão direta, sobretudo, com o problema da incorreta disposição de resíduos sólidos urbanos e industriais.

Segundo dados da *Pesquisa Nacional do Saneamento Básico – IBGE (2000)*, estima-se que no Brasil existam cerca de 12.000 locais onde as formas de disposição de resíduos se dão de forma inadequada, merecendo destaque negativo os aterros controlados e vazadouros a céu aberto que, na sua concepção, não mostram qualquer procedimento de minimização de impactos ambientais.

O conceito de desenvolvimento sustentável aplicado a sítios de disposição de resíduos significa um correto gerenciamento no processo de armazenamento dos resíduos, assim como o monitoramento de materiais percolantes através das barreiras impermeabilizantes.

Os conhecimentos técnicos científicos da geotecnia ambiental aplicado aos sistemas de contenção de resíduos podem ser aplicados nas seguintes formas:

- 1) Comportamento mecânico, estabilidade dos taludes, capacidade de carga e recalques dos aterros;
- 2) Condições de fluxo dos líquidos e gases através dos sistemas de selagem basais e de cobertura dos aterros;
- 3) Interações físico-químicas e biológicas no sistema solo/resíduo;
- 4) Soluções integradas de remediação de áreas contaminadas através de barreiras passivas ou reativas de solo.

Para que seja possível a adoção de medidas técnicas inovadoras e uma evolução dos sistemas de contenção de resíduos, faz-se necessário um estudo profundo das propriedades geotécnicas em materiais empregados na concepção destes sistemas, enquadrando-se, dentre outras, a condutividade hidráulica dos solos e a sua compatibilidade com os resíduos confinados.

Desta forma, esta dissertação propõe um estudo integrado na avaliação da condutividade hidráulica em misturas de um solo tropical e bentonita e a compatibilidade entre estas misturas e soluções químicas diversas. Tentou-se simular em laboratório algumas das condições extremas de percolação a que estarão submetidos estes materiais em campo. Isto sob a esfera de seu aproveitamento futuro em sistemas de selagem em sítios de disposição de resíduos.

Foram avaliadas amostras com misturas contendo teores (peso seco) de bentonita nas porcentagens de 3, 6, 9 e 12%, além da amostra do solo tropical e bentonita puros. A escolha dos materiais foi baseada nos estudos prévios e nas propriedades geotécnicas do solo tropical (e.g. baixa atividade, elevada resistência mecânica e a intempéries) e da bentonita (e.g. elevada expansividade, elevada plasticidade e atributo de material impermeabilizante), que lhes conferem grande potencial para o emprego em camadas impermeabilizantes.

As amostras foram testadas em câmara triaxial (parede flexível), sob condições de carga hidráulica constante de 50 kPa e tensões confinantes de 20 kPa, 40 kPa e 80 kPa. Adicionalmente, a compatibilidade entre as amostras e algumas soluções químicas (HNO₃ - pH 3 ; NaOH - pH 11 ; NaCl - 5g/l e álcool etílico) foi avaliada indiretamente por propriedades índices (limites de Atterberg modificados e expansão livre).

1.2. JUSTIFICATIVAS E RELEVÂNCIA DO TRABALHO

Os sistemas de selagem constituem componente essencial na proteção do ambiente circundante, atuando segundo dois sistemas distintos: sistemas de cobertura (do inglês: *cover systems*), que são barreiras impermeabilizantes que visam restringir a infiltração da água pluvial nos resíduos, e os sistemas basais (do inglês: *liners*), que são barreiras para reduzir o fluxo ou atenuar quimicamente os efeitos do percolado (chorume) em direção ao lençol freático.

Segundo Eklund (1985), os sistemas de selagem atuam em dois mecanismos: (1) impedir que o fluxo do poluente transportado entre no subsolo, ou (2) atenuar poluentes suspensos ou dissolvidos, de modo que o lixiviado chegue ao lençol com níveis aceitáveis de contaminantes.

Os sistemas de selagem devem apresentar algumas características para que exerçam as funções técnicas para as quais eles se destinam como, baixa condutividade hidráulica, alta resistência mecânica e a intempéries, além de compatibilidade entre o material impermeabilizante e o resíduo.

Normalmente os solos tropicais, principalmente os laterizados, possuem baixa atividade, são ricos em óxidos/hidróxidos de alumínio e ferro, além de apresentar boa resistência mecânica quando compactados. Devido à sua grande abundância em nosso território, os solos tropicais são empregados freqüentemente em obras de contenção de resíduos no Brasil, incluindo aterros sanitários urbanos e aterros industriais.

Entretanto, os solos tropicais podem não atender aos valores mínimos de condutividade hidráulica exigidos em obras de contenção de resíduos. Por exemplo, de acordo com CETESB (1993), estes valores não devem ser maiores que 10^{-7} cm/s em se tratando de aterros sanitários urbanos. Por esta razão, a adição da bentonita torna-se um potencial adequado para redução da sua condutividade hidráulica.

A bentonita é reconhecida por algumas de suas características geotécnicas peculiares, como elevada expansividade e plasticidade, com o conseqüente atributo de material impermeabilizante. No entanto, outras características desta argila devem ser consideradas para o fim proposto, citando-se a elevada capacidade de troca catiônica e a elevada reatividade, capazes de aumentar a capacidade de retenção/atenuação de contaminantes por mecanismos de sorção, degradação abiótica ou complexação.

Diversos trabalhos demonstraram a redução da condutividade hidráulica com adição de bentonita em solos arenosos, incluindo indicações de teores, citando-se Chapuis (1990), Cancelli *et al.* (1994), Yong *et al.* (1992), Gnanapragasam *et al.* (1995) e Sivapullaiah *et al.* (1998). Daniel (1987) e Keeney *et al.* (1992) demonstram estes benefícios, observando que para solos arenosos o melhor teor de bentonita seria de até 12%, sendo que para maiores quantidades de bentonita os decréscimos não seriam tão significativos.

Adicionalmente, trabalhos como os de Anderson & Hee (1995), Osinubi & Nwaiwu (2002), Farnezi (2006), Farnezi & Leite (2007) e Batista (2006) avaliam aspectos de melhoramentos geotécnicos de solos tropicais para sistemas de selagem através da adição de pequenas porcentagens de bentonita.

Madsen & Mitchell (1989), por sua vez, descrevem que a condutividade hidráulica e sua susceptibilidade às mudanças com tempo ou com a exposição a diferentes produtos químicos são fatores principais na seleção da argila para o uso em sistemas de contenção de resíduos. Segundo estes autores, em quase todos os casos as substâncias químicas interagirão adversamente com as argilas, fazendo-as encolher e rachar, com conseqüente aumento da condutividade hidráulica.

Deste modo, justifica-se o estudo científico da condutividade hidráulica em solos tropicais, assim como em misturas destes à bentonita, com o intuito de aplicabilidade futura em sistemas de selagem de sítios de disposição de resíduos.

1.3. OBJETIVOS

O presente trabalho teve por objeto geral a avaliação dos benefícios da adição de bentonita a um solo tropical em termos de redução da condutividade hidráulica, associado às possíveis interações entre as misturas e soluções químicas diversas. Desta forma, o objetivo principal da pesquisa é a aplicabilidade dos materiais empregados em sistemas de selagem em sítios de disposição de resíduos.

Deste modo, apresenta-se uma alternativa aos modelos tradicionalmente adotados no país, onde os sistemas de selagem, quando existentes, são em sua maioria compostos de barreiras argilosas e/ou geomembranas.

Em termos específicos, os objetivos deste trabalho são:

- Avaliar a magnitude de possíveis alterações nas propriedades índices de uma amostra de solo tropical quando nela são adicionados diferentes teores de bentonita. Para esta avaliação foram empregados ensaios de caracterização (geotécnica, físico-química e mineralógica);
- Analisar a condutividade hidráulica do solo tropical e de suas misturas com bentonita por meio de ensaios de laboratório em permeâmetro de parede flexível;
- Analisar a variação da condutividade hidráulica do solo tropical e das misturas em relação a outros parâmetros como tensão confinante e índice de vazios;
- Avaliar a compatibilidade entre as amostras estudadas e diferentes soluções químicas (ácidas, básicas, salinas e orgânicas) por meio de correlações indiretas com os limites de Atterberg modificados e expansão livre;
- Evidenciar indicações e restrições da adição de bentonita a solos tropicais para fins de sistemas de selagem em sítios de disposição de resíduos.

1.4. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação foi estruturada em 6 capítulos, conforme a seguir.

O Capítulo 2 traz uma revisão bibliográfica com tópicos afins à proposta desta dissertação, congregando os materiais avaliados (solos tropicais e bentonita), o programa experimental adotado (condutividade hidráulica em solos e compatibilidade química entre fluidos e solos), e a aplicação do estudo (sistemas de selagem).

Os Capítulos 3, 4 e 5 são referentes ao programa experimental adotado. O Capítulo 3 trata dos ensaios de caracterização, o Capítulo 4 aborda os ensaios de condutividade hidráulica e o Capítulo 5 aborda os ensaios de compatibilidade. Em cada um destes capítulos são abordadas considerações iniciais, métodos empregados e resultados e discussões pertinentes.

O Capítulo 6 aponta as principais conclusões do trabalho e sugestões para pesquisas futuras.

2.1. SOLOS TROPICAIS

2.1.1. Definição e Gênese

Conforme proposto por Lepsch (2005), a interpretação e conceituação dos solos é concernente ao ramo da ciência que o estuda. Desta forma, a pedologia, que se destaca pelo estudo básico e essencial, define solo como um corpo natural dinâmico constituído por minerais, água, gases e húmus, resultantes de processos intempéricos e pedogenéticos condicionados pela rocha matriz, clima, biosfera, tempo e relevo. Já na geotecnia, onde a conceituação é inerente ao caráter prático aplicado da esfera mecânica e hidráulica, o solo é definido como um corpo passível de ser escavado, constituído por um sistema trifásico, grão (fase sólida), água (fase líquida) e ar (fase gasosa), empregado como material de suporte ou matéria prima de obras geotécnicas.

Os solos tropicais são, por definição, formados em locais de condições climáticas tropicais. Entretanto esta condição não representa uma regra, pois os solos tropicais são formados sob condições específicas de processos geológicos e/ou pedológicos de clima quente e úmido, sobretudo sob o processo de laterização, que lhes conferem comportamentos mecânico e hidráulico distintos. (NOGAMI & VILLIBOR, 1995).

Lepsch (2005) ressalta que o conjunto de processos denominado laterização podem se desenvolver tanto na rocha matriz quanto no regolito, este último abrangendo material inconsolidado (saprólito), solos residuais ou solos sedimentares. Devido à laterização, o solo tropical geralmente é um solo de baixa atividade, rico em óxidos de alumínio e ferro, que o confere um grande potencial para o uso na construção de camadas selantes. É muito abundante e de trabalhabilidade relativamente fácil.

Fernandes (2005) destaca que a nomenclatura dos solos tropicais provém das condições climáticas de sua gênese, constituídos basicamente por duas classes: os solos lateríticos, bastante intemperizados, ricos em minerais de argila e sesquióxidos, e os solos saprolíticos, pouco intemperizados (com preservação de estruturas da rocha matriz). Contudo, uma caracterização mais detalhada (muitas vezes negligenciada) torna-se fundamental para a

distinção dos solos tropicais, considerando, por exemplo, o grau de intemperização, porcentagem de sesquióxidos, aspectos físico-morfológicos, propriedades químicas e mineralógicas.

Os processos atuantes na formação dos solos tropicais conferem a eles peculiaridades mineralógicas e conseqüentes particularidades no seu comportamento geotécnico. A formação dos solos, de maneira geral, pode ser dividida em processos intempéricos (transformação das rochas na superfície da Terra) e processos pedogenéticos (gênese e evolução dos solos).

Segundo Lepsch (2005), entendem-se como processos intempéricos dos solos os mecanismos responsáveis pela transformação da rocha em material semiconsolidado, que posteriormente dará início a formação os solos. Os processos intempéricos se distinguem em físicos (e.g. fragmentação, esfoliação) e químicos (e.g. hidrólise, hidratação, oxidação/redução, troca iônica). Salomão (1985) ressalta que na formação dos solos tropicais, devido à água em abundância e alta temperatura, o intemperismo químico predomina em relação ao físico.

Já os processos de gênese e evolução (processos pedogenéticos) dos solos são responsáveis pela diferenciação dos horizontes e formação dos argilominerais. Oliveira (2001) cita como principais processos pedogenéticos a transformação (ruptura da rede cristalina e gênese dos minerais secundários), remoção (lixiviação, queluviação e lessivage), translocação (fluxo de materiais orgânicos, argilas e óxidos para o horizonte B) e adição (incorporação de matéria orgânica).

Resende (1996) destaca que a simultaneidade de processos de formação e os processos de evolução são responsáveis pela distinção dos solos. A esta união de processos denomina-se evolução pedológica, dependente, sobretudo, do clima e umidade do ambiente. As evoluções pedológicas convencionadas atualmente são podzolização, laterização, salinização e gleização. A formação dos solos tropicais é, conforme mencionado em Salomão (1985), resultante evolução pedológica de laterização (não excetuando a podzolização, em menor grau), onde prevalece o intemperismo químico de hidrólise, seguido de hidratação e oxidação, que ocorrem simultaneamente aos processos pedogenéticos de transformação, translocação e remoção, detalhados a seguir.

Processos Intempéricos:

- a) Hidrólise: quebra da ligação entre os íons dos minerais pela ação dos íons H^+ e OH^- da água. Segundo Salomão (1985), o íon H^+ é capaz de substituir outros cátions, como

K^+ , Na^+ , Ca^+ e Mg^+ , enquanto o íon OH^- pode substituir outro ânion. A hidrólise pode ser total (alutização) ou parcial (sialitização). Na alutização ocorre a remoção total da sílica e acumulação de ferro e alumínio, dando origem aos óxidos/hidróxidos (e.g. gibsitita, hematita). Já na sialitização, ocorre a remoção parcial da sílica, sendo monosialitização quando há alta remoção deste composto e bisialitização quando há baixa remoção deste. Na monosialitização formam-se argilominerais do tipo 1:1 (e.g. caulinita), enquanto na bisialitização formam-se argilominerais do tipo 2:1 (e.g. esmectita). Devido ao elevado grau de intemperização ocorrente nos solos tropicais, os processos de hidrólise mais comuns nestes solos são a alutização e a monosialitização, donde se entende a formação do argilomineral caulinita e óxidos/hidróxidos de Fe, Al e Mn;

- b) Hidratação: Salomão (1985) ressalta que, além da hidrólise, a água ainda pode promover outras três reações secundárias: hidratação, dissolução e carbonatação. A hidratação mostra-se mais freqüente na formação dos solos tropicais, consistindo na combinação da água com os óxidos resultantes da hidrólise, formando óxidos de alumínio e ferro hidratados. Na dissolução a água impregna-se com gás carbônico ou substâncias ácidas, podendo dissolver cloretos, sulfatos e carbonatos. Já a carbonatação é um fenômeno específico de transformação de óxidos em carbonatos, ou de carbonatos em bicarbonatos;
- c) Oxidação ou redução: relevante processo de formação dos solos tropicais onde há oxidação do sulfeto ferroso/aluminoso em sulfato ferroso/aluminoso (ambientes bem aerados), ou redução do sulfato ferroso/aluminoso em sulfeto ferroso/aluminoso (ambientes mais profundos e pouco aerados). A oxidação/redução pode eventualmente atuar também no manganês em alguns solos tropicais.

Processos Pedogenéticos:

- d) Transformação: processo pedogenético correspondente a toda modificação química, física ou biológica dos constituintes dos solos. Nos solos tropicais o principal processo de transformação ocorre na transformação da rede cristalina dos minerais primários, como quartzo, feldspatos e micas, em minerais secundários, como caulinitas, esmectitas, cloritas e ilitas;
- e) Translocação: processo responsável pelo fluxo de matéria orgânica, argilas, e óxidos para o horizonte B na forma de colóides orgânicos ou inorgânicos. Conforme menciona Lepesch (2005), a translocação ocorre como um dos processos principais nos

solos tropicais com horizonte B bem definido (e.g. argissolos, nitissolos), sendo esporádica ou de menor intensidade na formação dos solos tropicais com horizonte B não definido (e.g. latossolos, plintossolos).

- f) Remoção: segundo Duchaufour (1977), corresponde ao processo de desincorporação de matéria do solo a camadas mais profundas e/ou lençol freático. O processo de remoção pode ser dividido em lixiviação, queluviação e lessivage, dependendo do material mobilizado: a lixiviação se dá pela remoção de substâncias solúveis, principalmente de bases e sílica resultante da hidrólise dos silicatos; a queluviação ocorre pela remoção de metais (sesquióxidos de ferro e alumínio) na forma de complexos organometálicos ou quelatos; já a lessivage advém da remoção de partículas em suspensão, sobretudo de argilominerais. Na evolução pedogenética por laterização ocorre num primeiro momento a lixiviação, seguida pela queluviação e lessivage, sendo assim, responsável pelo predomínio de sesquióxidos e argilominerais 1:1 nos solos tropicais.

É importante salientar que os processos intempéricos e pedogenéticos, e conseqüentemente a gênese e a diferenciação dos solos, são governados por agentes externos, denominados fatores de formação. Cinco fatores são considerados principais: clima, organismos, rocha parental, relevo e tempo. As principais características dos fatores formação inerentes aos solos tropicais seguem enumerados.

- 1) Clima: Salomão (1985) profere que os aspectos climatológicos são os mais importantes no desenvolvimento dos solos tropicais, uma vez que os processos de sua formação são potencializados pela alta temperatura e elevado índice pluviométrico. A influência da temperatura é demonstrada pela Lei de Vant'Hoff, citada em Salomão (*op cit*), onde para cada aumento de 10 °C de temperatura, a velocidade de uma reação química aumenta de duas a três vezes. Já a água atua segundo dois processos: facilitando a alteração química dos minerais por hidrólise e hidratação, e removendo (lixiviando) elementos solúveis para camadas mais profundas;
- 2) Organismos: segundo Oliveira (2001), os organismos influenciam na formação dos solos diretamente (fornecendo material orgânico e elementos minerais) e indiretamente (mudando a alcalinidade do sistema e protegendo contra a erosão). No caso de solos tropicais, o clima quente e úmido favorece as seguintes ações biológicas: florestas com raízes profundas e capazes de promover caminhos para a água; intensa

atividade microbiológica (algas, fungos e bactérias); elevada decomposição de matéria orgânica e conseqüente acidificação do sistema;

- 3) Rocha parental: Lepsch (2005) ressalta que a rocha parental é um fator de formação passivo à ação do clima e dos organismos ao longo do tempo. Os solos tropicais podem se originar a partir de qualquer rocha, não sendo primordialmente relevante frente às ações climatológicas e biológicas. Neste caso, o fator proeminente da constituição mineralógica está ligado, sobretudo, aos minerais resistentes ao processo de remoção, como óxidos de ferro e alumínio, quartzo e argilominerais (remanescentes ao solo) e os materiais facilmente hidrolisados, como os silicatos (lixiviados em forma de bases e sílica);
- 4) Relevo: segundo Salomão (1985), o solo sofre interferência direta dos processos de dinâmica superficial, entendidos como processos de erosão e sedimentação e condições de escoamento superficial e infiltração. Deste modo, especificamente em solos tropicais, regiões de topografia suave e com materiais permeáveis facilitam a deposição de sedimentos e a infiltração das águas pluviais. Neste caso tende-se a formação de solos bastantes lixiviados e intemperizados, geralmente profundos (solos lateríticos). Já em regiões de topografia declivosa, as águas pluviais são escoadas superficialmente (com baixa taxa de infiltração), erodindo os solos para regiões de baixadas, retardando o aprofundamento da pedogênese. Neste caso tende-se a formação de solos pouco desenvolvidos e normalmente rasos (solos saprolíticos);
- 5) Tempo: conforme cita Salomão (1985), o solo como material dinâmico e evolutivo tem suas características condicionadas ao tempo de desenvolvimento. Lepsch (2005) ressalta que o início (“*datum*”) da formação do solo é o momento em que fenômenos cataclísmicos (rochas ígneas), erosivos (rochas sedimentares) ou metamórficos (rochas metamórficas) expõem as rochas aos processos geológicos e pedológicos, condicionados aos fatores de formação de clima e organismos locais. É importante salientar que o desenvolvimento do solo está diretamente ligado a velocidade de sua pedogênese. Deste modo, no caso dos solos tropicais, onde os processos intempéricos e pedogenéticos são intensos, os solos tendem a ser altamente desenvolvidos em um tempo relativamente pequeno. Adicionalmente, regiões de relevo mais suave, como no caso dos grandes cratons brasileiros, são favoráveis a ação dos processos intempéricos/pedogenéticos.

Resende (2006) relata que, condicionados pelos fatores de formação citados, os processos de formação e evolução dos solos são extremamente variados, refletindo em solos de classes distintas. Salomão (1985) cita as principais classes de solos tipicamente desenvolvidos em climas tropicais e subtropicais:

- Solos com horizonte B latossólico (Latosolos): Latossolo Vermelho-Escuro, Latossolo Vermelho-Amarelo, Latossolo Amarelo, Latossolo Roxo, Latossolo Ferrífero, Latossolo Bruno, Latossolo Variação Uno;
- Solos com horizonte B textural (Argissolos, Nitossolos): Podzólico Vermelho-Escuro, Podzólico Vermelho-Amarelo, Terra Roxa Estruturada, Podzólico bruno Acinzentado, Brunizem Avermelhado;
- Solos com horizonte litoplântico ou plântico (Plintossolos): Lateritas Hidromórficas, Solos Concrecionários Lateríticos.

Por fim, Salomão (1985) ressalta a importância do conhecimento da formação e pedologia dos solos, relacionando-os com parâmetros geotécnicos facilmente dedutíveis por levantamentos pedológicos, como textura, espessura das camadas ou horizontes, topografia do terreno, posição do lençol freático, suscetibilidade à inundação e/ou das marés, aptidão natural de uso, qualidade como materiais de empréstimos ou de jazidas, erodibilidade, condições para instalações de fossas sépticas, capacidade de suporte, drenabilidade, condutividade hidráulica e atividade química.

2.1.2. Classificação, Caracterização e Ocorrência

Sob a esfera da geotecnia, a classificação dos solos propõe o seu agrupamento segundo características similares, com o propósito de prever determinados comportamentos geotécnicos (mecânicos e hidráulicos). O procedimento de classificação dos solos é precedido pela sua caracterização que, por sua vez, corresponde à determinação de características peculiares capazes de diferenciá-los uns dos outros. Deste modo, os procedimentos de descrição, caracterização, classificação e apresentação encontram-se invariavelmente associados, sendo esta a abordagem escolhida no presente trabalho.

Conforme menciona Lepsch (2005), quando a classificação dos solos estabelece critérios específicos para uma determinada finalidade, visando unicamente aplicações de caráter prático, esta classificação é denominada “classificação técnica” (e.g. classificação geotécnica). Por outro lado, quando a classificação dos solos tem como objetivo maior a

organização dos espécimes segundo unidades sistemáticas (ordem, subordem, grupo, subgrupo, família, série), que consideram apenas atributos característicos de determinado solo para sua distinção, esta classificação é denominada “classificação natural” (e.g. classificação pedológica). No presente trabalho os solos tropicais são avaliados segundo ambos os tipos de classificação.

Os trabalhos de Aitchison (1973), Allemeir (1973), Wells (1973) e Atlan & Feller (1980), citados em Pastore *et al.* (1990), foram precursores ao adotar sistemas de classificação pedológicos para fins não-agrícolas. No Brasil, Nogami (1985), Salomão (1985), Pastore *et al.* (1990), Cardoso *et al.* (1996) propuseram trabalhos correlacionando as classificações pedológicas e o estudo de diferentes solos, sobretudo os solos tropicais brasileiros.

As classificações geotécnicas podem ser divididas em classificações geotécnicas convencionais, baseadas na granulometria e nos limites de Atterberg para se determinar o estado dos solos, e classificações geotécnicas não-convencionais, cujos índices classificatórios são quaisquer outros que não os anteriormente mencionados.

As principais classificações geotécnicas convencionais são a classificação SUCS (sistema unificado de classificação dos solos) e a classificação HBR (*Highway Research Board*), também conhecida como a classificação da AASHTO. Por outro lado, dentre as inúmeras classificações geotécnicas não-convencionais existentes, destaca-se como a de maior aceitação no Brasil a classificação MCT (Miniatura, Compactado, Tropical) proposta por Nogami & Villibor (1980).

As classificações pedológicas, por sua vez, recorrem às características morfológicas e atributos diagnósticos para a distinção e classificação dos solos. Subtende-se como características morfológicas as propriedades dos horizontes pedológicos, como profundidade e espessura de cada camada, cor, granulometria, textura, estrutura e consistência. Já os atributos diagnósticos são características ou propriedades dos solos, utilizadas para separação de classes em vários níveis categóricos (e.g. atividade da fração argila, caráter litoplíntico, caráter plíntico, descontinuidade litológica, material mineral, material orgânico, etc.).

Dentre os sistemas de classificações pedológicos empregados atualmente destacam-se o sistema de classificação americano *U. S. Soil Taxonomy*, desenvolvido pela *USDA – United States Department of Agriculture (Natural Resources Conservation Service)*, e o sistema de classificação internacional *WRB – World Reference Base for Soil Resource*, desenvolvido pela *FAO – Food and Agriculture Organization (International Society of Soil Science)*. No Brasil,

emprega-se atualmente o sistema de classificação SiBCS – Sistema Brasileiro de Classificação de Solos, desenvolvido pela EMBRAPA – Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (Centro Nacional de Pesquisa de Solos).

Solos Tropicais Segundo a Classificação Geotécnica

Do ponto de vista geotécnico, Fernandes (2005) descreve que os solos tropicais normalmente são classificados segundo duas grandes classes: os solos lateríticos e os solos saprolíticos. Fernandes (*op cit.*) enfatiza ainda que os primeiros caracterizam-se por apresentarem propriedades mecânicas e hidráulicas que levam a classificá-los como de comportamento laterítico segundo a classificação MCT, enquanto os últimos resultam da degradação direta da rocha matriz, preservando sua estrutura mineralógica.

As classificações geotécnicas convencionais buscam, conforme mencionado anteriormente, correlacionar propriedades geotécnicas (granulometria e limites de Atterberg) aos comportamentos geotécnicos (compacidade, compressibilidade e resistência, etc.). Entretanto diversos autores consideram que as classificações geotécnicas convencionais não geram resultados satisfatórios quando aplicados aos solos tropicais, citando Pandiam *et al.* (1993), Nogami & Villibor (1980, 1985, 1995), Cozzolino & Villibor (1993), Fernandes (2005), Santos (2006), e Batista (2006).

Pinto (2000) menciona que as classificações geotécnicas convencionais não se aplicam por completo aos solos tropicais, pois foram desenvolvidas em países de clima temperado, ou seja, em solos distintos dos tropicais, enquanto Cozzolino & Villibor (1993) destacam que a ineficácia da aplicação de classificações geotécnicas convencionais aos solos tropicais se deve a fenômenos ou propriedades inerentes a estes solos, a citar:

- a) Agregação: fenômeno bastante forte, sobretudo na fração fina dos solos lateríticos, capazes de influenciar tanto na análise granulométrica, quanto nos limites de Atterberg. Normalmente, a essa agregação atribuem-se medições de frações argila e de limites de liquidez menores que os reais;
- b) Natureza físico-química: a fração argila dos solos tropicais é bastante diversificada, a qual, sob determinados valores de pH, pode apresentar cargas positivas opostas às cargas predominantemente negativas dos argilominerais. Nestas condições, a capilaridade ou tensão superficial pode ser alterada, significando comportamentos diversos para o mesmo solo;

- c) Influência dos macro-cristais: a microscopia nos solos tropicais saprolíticos tem revelado, freqüentemente, a presença de macro-cristais de caulinita ou de mica na sua fração siltosa. A presença destes macro-cristais pode resultar em plasticidade da fração siltosa (oposta à conceituação de Skempton), aumentando o seu limite de liquidez;
- d) Natureza dos poros: a natureza porosa e fragmentável dos grãos constituintes de alguns solos tropicais saprolíticos revela que, freqüentemente, criam-se vazios entre cristais capazes de alterar propriedades granulométricas e de saturação do solo.

Cozzolino & Villibor (1993) destacam que a metodologia MCT baseia-se no princípio de que os índices tradicionalmente empregados na classificação geotécnica não podem ser aplicados diretamente aos solos tropicais, havendo assim, a necessidade de se desenvolver índices mecânicos e hidráulicos, cujos atributos podem ser diretamente correlacionados ao comportamento geotécnico dos solos.

Nogami e Villibor (1995), por meio da classificação MCT, destacam duas grandes classes dentre os solos tropicais: os solos de comportamento laterítico e de comportamento não laterítico (saprolítico), cujas peculiaridades geológico-geotécnicas são:

- Solos Lateríticos: formam-se em áreas bem drenadas, geralmente correspondem às camadas mais superficiais com espessuras freqüentemente superiores a 2 m, podendo atingir 10m. Caracterizam-se pela agregação dos grãos finos em forma de torrões, bastantes resistentes a ação hídrica. Nessa estrutura macroscópica nota-se grande volume de vazios entre os aglomerados (não dos grãos individuais), conotando elevada permeabilidade, porém com elevada resistência mecânica;
- Solos Saprolíticos: geralmente situam-se em camadas subjacentes a outros solos (exceto quando expostos por efeitos erosivos). Sua espessura é bastante variada, de alguns centímetros a dezenas de metros, caracterizado por resquícios da rocha matriz, como xistosidades, camadas, manchas, vazios, etc. Contrastando com os solos lateríticos, que podem ser transportados ou residuais, os solos saprolíticos são genuinamente residuais, caracterizados por propriedades geotécnicas (mecânicas e hidráulicas) extremamente variadas e imprevisíveis à simples identificação.

Quanto à ocorrência, estima-se que os solos tropicais correspondam a 16% da superfície terrestre, sendo 8% lateríticos. No Brasil os solos tropicais (lateríticos e saprolíticos) encontram-se distribuídos em todo território, como mostra a figura 2.1.

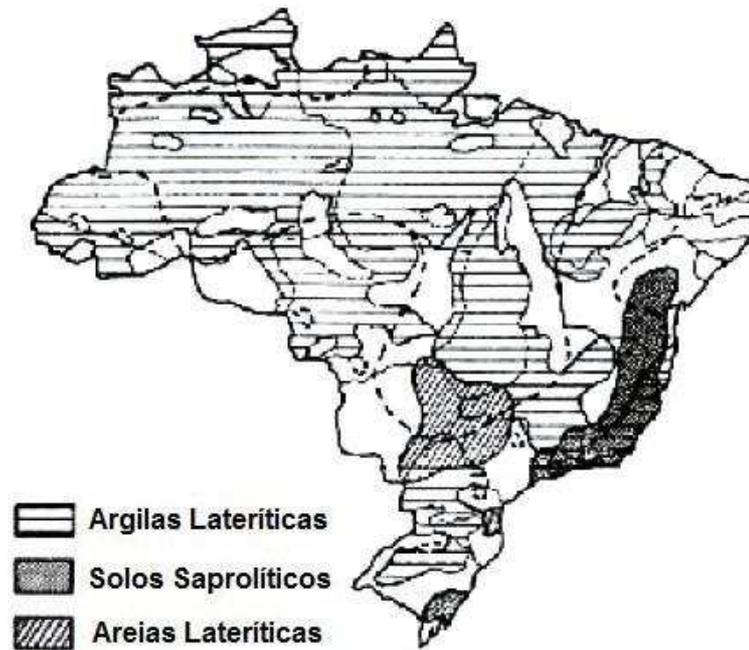


Figura 2.1. Distribuição nacional dos solos tropicais (Fonte: Medina & Motta, 1989).

Trabalhos como o de Nogami & Villibor (1985), citados em Fernandes (2005), observam que os solos tropicais podem ter respostas mecânicas bastante diferenciadas sob condições similares de solicitações externas, dependendo não somente da classificação como lateríticos ou não, mas também de propriedades morfológicas, mineralógicas e químicas. Eles ressaltam que além da gênese, muitos comportamentos inerentes aos solos tropicais podem ser explicados pela sua constituição mineralógica.

Quanto à constituição mineralógica dos solos tropicais, trabalhos como Nogami & Villibor (1980, 1985, 1995), Fernandes (2005) e Takeda (2006) destacam:

- Solos Lateríticos: possuem fração arenosa e pedregulhosa constituída principalmente por quartzo e laterita (óxido hidratado de ferro) e fração siltosa com predominância de quartzo, com ocorrências de magnetita e ilmenita. Já a fração argilosa é composta por argilominerais do tipo 1:1 (caulinita) e sesquióxidos como hidróxidos de ferro (goetita, lepidocrocita, limonita, ferrihidrita), hidróxidos de alumínio (diásporo, bohemita e gibbsita), ou ainda óxidos anidros de ferro (hematita e magnetita);
- Solos Saprólíticos: possuem fração arenosa e pedregulhosa constituída por feldspatos, micas e fragmentos de rocha, não excluindo o quartzo, enquanto a fração siltosa é constituída predominantemente por caulinita e micas. Já na fração argilosa podem

ocorrer argilominerais tais como a esmectita e a illita (não descartando a caulinita), associados ou não aos sesquióxidos.

O sistema de classificação MCT distingue os solos em sete subclassificações, caracterizadas por Santos (2006) como:

- LA (areias lateríticas): compreendem areias com pouco finos lateríticos, associados às areias quartzosas e regossolos da classificação pedológica;
- LA' (solos arenosos lateríticos): siltes ou argilas arenosas associados aos latossolos arenosos e solos podzólicos arenosos da classificação pedológica;
- LG'(solos argilosos lateríticos): argilas ou argilas arenosas associados ao horizonte B dos latossolos, solos podzólicos e terras roxas estruturadas classificação pedológica;
- NA (areia não laterítica): areias, siltes e areias siltosas constituídas principalmente por quartzo e/ou micas;
- NA' (solos arenosos não lateríticos): areias quartzosas com pequena fração de finos de comportamento não laterítico, tipicamente originados de rochas como granitos, gnaisses, arenitos e quartzitos;
- NS'(solos siltosos não lateríticos): solos silto arenosos de comportamento peculiar, constituído predominantemente por feldspatos, micas e quartzo na fração silte;
- NG' (solos siltosos não lateríticos): argilas provenientes de rochas sedimentares argilosos (folhetos, argilitos e siltitos), ricas em anfibólios, piroxênios e feldspatos cálcicos.

Solos Tropicais Segundo a Classificação Pedológica

As classificações pedológicas de solos são úteis para diversas áreas da engenharia, principalmente onde os dados são escassos, destaca Mitchell (1993). Atualmente, como mencionado anteriormente, os sistemas de classificação mais difundidos no mundo são o sistema de classificação internacional (*WRB/FAO*), que agrupam os solos segundo 30 ordens (*Acrisols, Albeluvisols, Alisols, Andosols, Anthrosols, Arenosols, Calcisols, Chernozems, Cryosols, Durisols, Ferralsols, Gelisols, Fluvisols, Gleysols, Gypsisols, Histosols, Kastanozems, Leptosols, Lixisols, Luvisols, Nitisols, Phaeozems, Plintosols, Podzols, Regosols, Solonchaks, Solonetz, Umbrisols, Vertisols*) e o sistema de classificação americano (*U. S. Soil Taxonomy*), que agrupam os solos segundo 12 ordens (*Gelisols, Histosols, Spodosols, Andisols, Oxisols, Vertisols, Aridisols, Ultisols, Mollisols, Alfisols, Inceptisols, Entisols*).

O Sistema Brasileiro de Classificação dos Solos (SiBCS) agrupa os solos segundo 13 ordens, de acordo com etimologia conotativa a cada grupo, como mostra a tabela 2.1.

Tabela 2.1. Ordens dos solos e respectivas terminologias e horizontes diagnósticos segundo sistema brasileiro de classificação SiBCS (Fonte: EMBRAPA, 1999, modificado).

Ordens	Etimologia	Horizontes Diagnósticos
Organossolo	Do grego <i>organikós</i> , pertinente dos compostos de carbono; conotativo de solos de constituição orgânica	Horizonte hístico com espessuras maiores de 40cm
Gleissolo	Do russo <i>gley</i> , massa de solo pastosa; conotativo de excesso de água	Horizonte glei dentre os 50cm primeiros centímetros superficiais
Plintossolo *	Do grego <i>plinthos</i> , ladrilho; conotativo de materiais argilosos que endurecem quando expostos	Horizonte plíntico ou litoplíntico
Planossolo	Do latim <i>planus</i> , plano; conotativo de solos desenvolvidos com saturação superficial estacional	Horizonte B plânico abaixo do horizonte eluvial e superficial
Espodossolo	Do grego <i>spodos</i> , cinza vegetal; conotativo de solos com acumulação de materiais orgânicos	Horizonte B espódico abaixo do horizonte eluvial e superficial
Latossolo *	Do latim <i>lat</i> , tijolo; conotativo de elevado conteúdo de sesquióxidos.	Horizonte B latossólico abaixo do horizonte superficial
Nitossolo *	Do latim <i>nitidus</i> , brilhante; conotativo de solos brilhantes	Horizonte B nítico e argilas 1:1
Argissolo *	Do latim <i>argilla</i> , conotativo de solos com processo de acumulação de argila	Horizonte B textural e argilas 1:1
Chernolossolo	Do russo <i>chern</i> , negro; conotativo de solos ricos em matéria orgânica, com coloração escura	Horizonte A chernozêmico, Horizonte B incipiente e com argilas 2:1
Luvisolo	Do latim <i>luere</i> , lavar; conotativo de acumulação de argila	Horizonte B textural rico em cátions básicos e argilas 2:1
Cambissolo	Do latim <i>cambiare</i> , trocar; conotativo de solos em formação	Horizonte B incipientes, sem horizonte A chernozêmico
Vertissolo	Do latim <i>vertere</i> , movimentar; conotativo de movimento na superfície do solo (expansão/contração).	Horizonte B vértico argilas 2:1
Neossolo	Do grego <i>néos</i> , novo; conotativo de solos jovens, em início de formação	Sem horizonte B

* Solos tipicamente formados em climas tropicais e subtropicais

Segundo Lepsch (2005), no SiBCS o processo de distinção dos solos é definido de acordo com características dos horizontes de maior representatividade, denominados “horizontes diagnósticos”, cujos principais empregados no nível hierárquico “Ordens” são:

- Hístico: superficial e essencialmente orgânico (pelo menos 80 g/kg de C. O.);

- A chernozêmico: superficial mineral, espesso, de coloração escura, rico em matéria orgânica e alto teor de cálcio;
- Glei: subsuperficial acinzentado, influenciado pelo excesso de água;
- Plíntico/Litoplíntico: subsuperficial caracterizado pela presença de Plintita ou Petroplintita em quantidade igual ou superior a 15% e espessura de pelo menos 15 cm;
- B textural: subsuperficial com acúmulo de argila formado por iluviação;
- B plânico: tipo especial de horizonte B textural com mudança textural abrupta;
- B espódico: subsuperficial com acúmulo de matéria orgânica, ferro ou alumínio;
- B latossólico: subsuperficial muito intemperizado e sem acúmulo de argila;
- B nítico: subsuperficial com estruturas em blocos e superfícies brilhantes;
- B incipiente: subsuperficial pouco desenvolvido;
- B vértico: subsuperficial com rachaduras e feições típicas de argilas expansíveis;

Segundo classificação pedológica, os solos tropicais compreendem os grupos de solos bem desenvolvidos sob climas tropicais úmidos. No sistema de Classificação Internacional (*WRB/FAO*), mencionado por Lepsch (2005), os solos tropicais englobam seis ordens (*Ferralsols, Lixisols, Acrisols, Alisols, Nitisols e Plinthosols*), reduzidos a quatro ordens no SiBCS (*Latossolos, Argissolos, Nitossolos e Plintossolos*) e análogos a apenas duas ordens no *U. S. Soil Taxonomy (Oxisols, Ultisols)*. A tabela 2.2 apresenta as ordens de solos tropicais segundo o SiBCS, listados junto aos seus equivalentes nos sistemas *WRB/FAO* e *U. S. Taxonomy*.

Tabela 2.2. Ordens de solos tropicais segundo diferentes sistemas de classificações (Fonte: Lepsch, 2005, modificado).

Ordens do SiBCS	Ordens do <i>WRB/FAO</i>	Ordens do <i>U. S. Taxonomy</i>
Latossolos	<i>Ferralsols</i>	<i>Oxisols</i>
Argissolos	<i>Lixisols</i>	<i>Ultisols</i>
	<i>Acrisols</i>	
	<i>Alisols</i>	<i>Oxisols / Ultisols*</i>
Nitossolos	<i>Nitisols</i>	<i>Oxisols / Ultisols*</i>
Plintossolos	<i>Plinthosols</i>	<i>Oxisols *</i>

* Os *Alisols* e os *Nitisols* são classificados em parte em *Oxisols* e *Ultisols*, já os *Plinthosols* correspondem a uma subordem de *Oxisols*.

A Figura 2.2 mostra a distribuição mundial dos solos tropicais segundo a classificação internacional (WRB/FAO), revelando a vasta ocorrência dos Argissolos (*Lixisols*, *Acrisols* e *Alisols*) e Latossolos (*Ferralsols*), enquanto os Nitossolos (*Nitisols*) e Plintosolos (*Plinthosols*) ocorrem em campos isolados e delimitados.

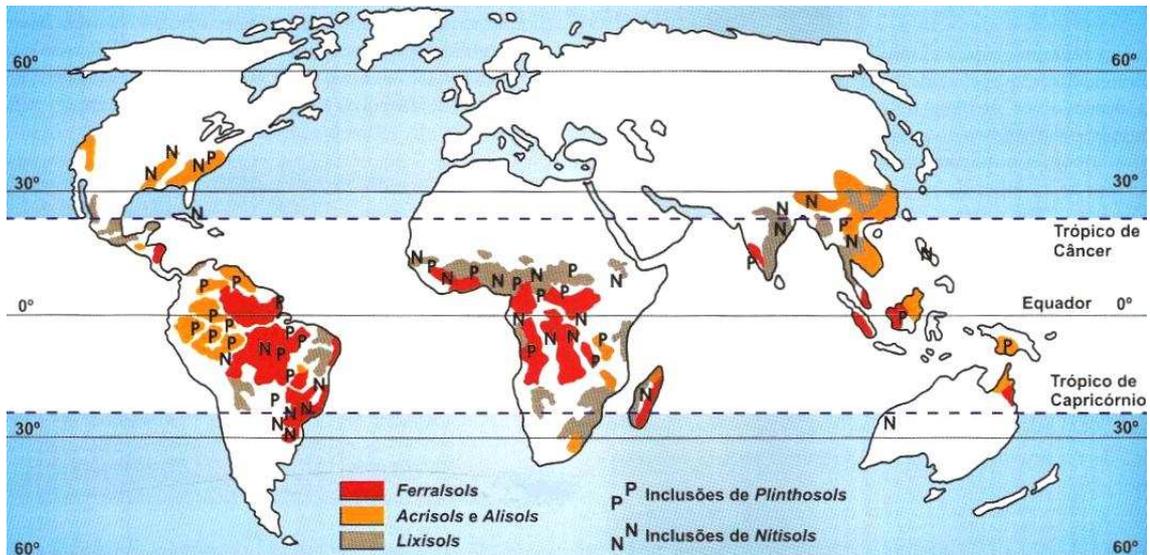


Figura 2.2. Distribuição global dos solos tropicais segundo WRB/FAO (Fonte: FAO, 1998 e Lepsch 2005, modificado).

O manual técnico de pedologia IBGE (2005) traz as seguintes caracterizações e ocorrências das principais ordens (SiBCS) de solos tropicais:

- Latossolos: são predominantemente constituídos por argilas do tipo caulinita, cujas partículas são, geralmente, revestidas por sesquióxidos de ferro ou alumínio. A transição entre os horizontes é gradual e difusa, com textura média ou argilosa, uniforme e destituída de horizonte B textural (não há acúmulo de argila). São formados em altas temperaturas e elevado índice pluviométrico, além de terrenos relativamente estáveis que possibilitam a ação do clima por muito tempo. Ocorrem em aproximadamente 750 milhões de hectares, sendo 300 milhões em território brasileiro, como mostra a Figura 2.3. Os Latossolos dividem-se em quatro subordens (Latossolo Vermelho, Latossolo Vermelho-Amarelo, Latossolo Amarelo, Latossolo Bruno);

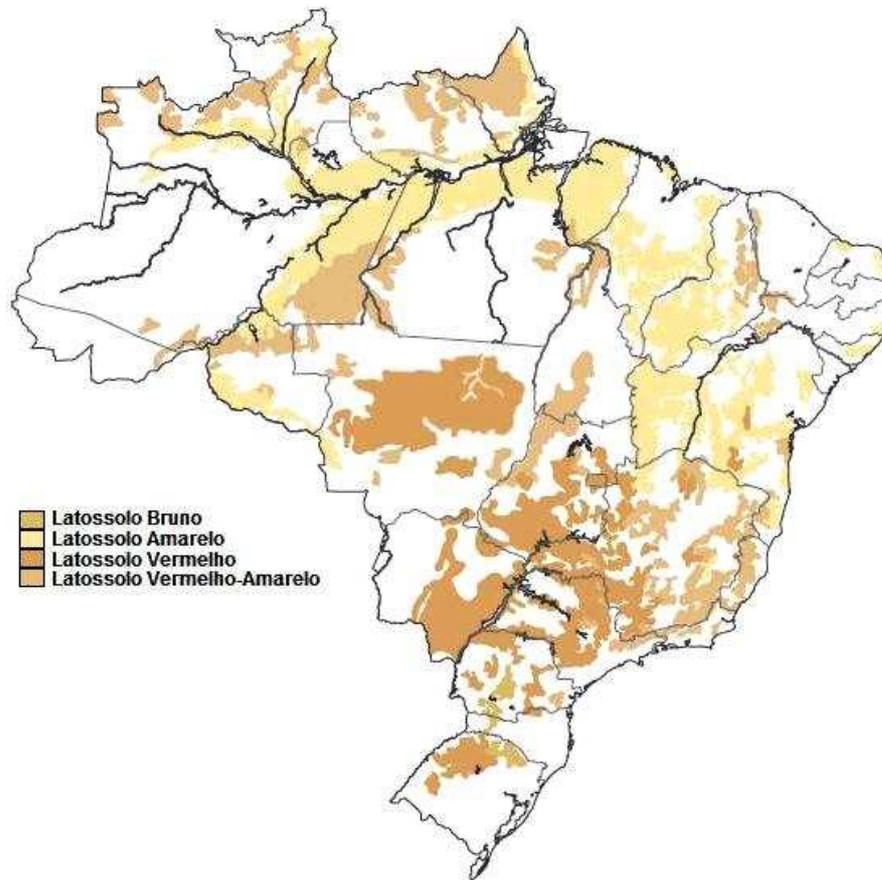


Figura 2.3. Distribuição nacional dos Latossolos (Fonte: IBGE 2005).

- Argissolos: assim como os latossolos, são constituídos principalmente por argilas do tipo caulinita. Possuem horizonte B textural, ou seja, o horizonte A é menos argiloso que o horizonte B, e comumente apresentam um horizonte E (mais claro que o A e B). Comparados aos Latossolos, possuem maior acidez, fração siltosa maior, menor espessura dos horizontes e são formados, normalmente, em terrenos mais acidentados. Ocorrem em aproximadamente 1530 milhões de hectares, sendo 430 milhões em território brasileiro, como mostra a figura 2.4. No *WRB/FAO* equivalem às ordens *Lixisols*, *Acrisols* e *Alisols*, onde as principais distinções entre os dois primeiros são mineralogia e nutrientes, diferenciando ainda dos *Alisols* pela presença neste de argilas com alta atividade. Os Argissolos dividem-se em três subordens (Argissolo Vermelho, Argissolo Vermelho-Amarelo, Argissolo Amarelo);

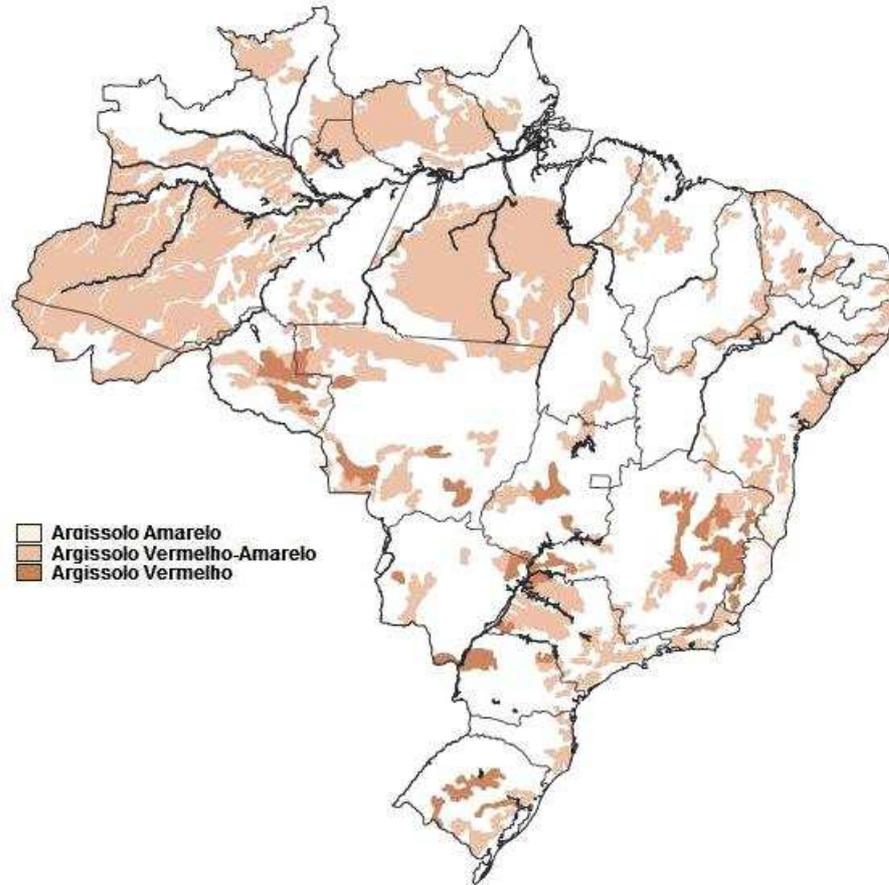


Figura 2.4. Distribuição nacional dos Argissolos (Fonte: IBGE 2005).

- Nitissolos: possuem horizontes com transição gradual, sem a presença do horizonte E, tipicamente argiloso e com presença de agregados angulares de faces nítidas. Do ponto de vista da gênese, podem ser considerados intermediários entre os Latossolos e os Argissolos. Ocorrem em pequenas extensões, sempre em regiões delimitadas e associadas aos Latossolos e Argissolos. Na antiga classificação brasileira, correspondem à Terra Roxa Estruturada, Terra Bruna Estruturada e alguns Podzólicos Vermelho-Escuros;
- Plintossolos: a característica principal desta ordem é a presença de plintita ou petroplintita, material rico em óxidos de ferro em forma de camadas ou nódulos avermelhados. Formam-se em clima quente e úmido onde existe alguma restrição a drenagem de água. Ocorrem em cerca 60 milhões de hectares no mundo, sendo que no Brasil, as principais ocorrências se dão no oeste da Amazônia e no Estado do Tocantins. Correspondem, na antiga classificação brasileira, aos Solos Concrecionários Lateríticos e às Lateritas Hidromórficas.

Com o propósito comparativo, são apresentadas algumas considerações sobre solos tropicais segundo o sistema de classificação americano (*U. S. Soil Taxonomy*). De acordo com o *USDA* (1999), os solos tropicais abrangem uma projeção no globo terrestre de aproximadamente 25 milhões de km² (16% da superfície terrestre exceto regiões congeladas), sendo que destes os *Oxisols* correspondem a 8% e os *Ultisols* aos outros 8%, caracterizando-os da seguinte forma:

As propriedades exclusivas dos *Oxisols* são: extrema lixiviação da maioria dos minerais exceto o quartzo, caulinita e óxidos livres, baixa atividade da fração argila e uma textura argilosa ou arenosa fina. *Oxisols* ocorrem caracteristicamente em regiões tropicais ou subtropicais, em superfícies de terras que estão estáveis há muito tempo. Em geral, as superfícies são muito antigas, mas os *Oxisols* podem ocorrer nas superfícies relativamente jovens, quando o intemperismo do material é intenso. *Oxisols* são desenvolvidos em um clima quente e úmido. (...) *Ultisols* têm horizontes definidos pela translocação de argila, mas também possuem lixiviação intensa. As propriedades exclusivas comuns a *Ultisols* são um horizonte argiloso e uma baixa oferta de bases, em horizontes inferiores. A capacidade de troca de cátions nos *Ultisols* é moderada ou baixa. São normalmente formados em clima quente e úmido. (Traduzido de *USDA*, 1999, p. 121-122).

Por fim, *USDA* (1999) descreve que é importante diferenciar os solos considerados tropicais (*Oxisols*, *Ultisols*) daqueles que possuem características similares, como os *Andsoils*, que apesar de serem formados nos trópicos, são resultantes de rochas ígneas da região dos Andes sob baixas temperaturas.

2.2. BENTONITA

2.2.1. Características Gerais

Grim (1953) define argila como material natural de textura terrosa e de baixa granulometria, constituídas essencialmente por silício e alumínio, que desenvolve plasticidade quando misturado com uma quantidade de água. Bentonita é uma argila formada pela alteração de cinzas vulcânicas, cujo termo procede da argila montmorilonítica encontrada em Fort Benton, Wyoming, EUA (SANTOS, 1989).

A bentonita tem em sua constituição a montmorilonita como argilomineral predominante. Segundo Santos (1989), argilas constituídas por argilominerais do grupo da esmectita possuem, em geral, alta plasticidade, expansividade na presença de água, elevada

capacidade de troca catiônica, além de propriedades coloidais representativas. Santos (*op cit.*) menciona que, segundo conceituação norte americana, existem basicamente dois tipos de bentonita: bentonitas que incham (*swelling bentonites*) e bentonitas que não incham (*non-swelling bentonites*), propriedade esta atribuída a sua constituição mineralógica. Santos (*op cit.*) traz a seguinte definição para dois tipos de bentonita segundo conceituação norte americana:

Bentonitas que incham: essas argilas são caracterizadas por sua propriedade de inchar até vinte vezes o volume da argila seca, quando imersas em água; uma vez colocada em água e expandida, a argila entra em suspensão formando espontaneamente uma solução ou gel tixotrópico, permanecendo em suspensão por meses. (...) apresentam teores apreciáveis de metais alcalino-terrosos; o sódio é o cátion trocável predominante. (...) formam-se pela alteração *in situ* de cinzas vulcânicas ácidas depositadas em ambiente lacustre, rico principalmente em sais sódicos. Bentonitas que não incham: são idênticas em composição mineralógica às bentonitas que incham, diferindo nos cátions trocáveis, que são predominantemente cálcio e magnésio. (...) A troca do sódio por cálcio ou magnésio em uma bentonita sódica destrói a propriedade de inchar e dispersar espontaneamente em água, além da tixotropia. (Santos, 1989, p.143)

O Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM 2004) revela que a produção mundial de bentonita no ano de 2003 foi de aproximadamente 10,1 milhões de toneladas, sendo os Estados Unidos responsável por 39,7% desta produção. O Brasil aparece como o 5º maior produtor, com 0,42 milhões de toneladas (4% da produção mundial). A Paraíba é o principal estado produtor, onde a empresa Bentonit União Nordeste S.A. apresenta-se como maior fornecedora nacional, tendo produzido cerca de 178.200 toneladas no ano de 2003. O estado de São Paulo é o segundo maior produtor, com 20.774 toneladas no ano de 2003.

Os principais segmentos consumidores de argila bentonítica segundo DNPM (2004) são: indústria petrolífera; indústria siderúrgica; indústria de fundição; indústria de tintas e vernizes; indústria da construção civil; perfuração de poços artesianos; indústria alimentícia animal; indústria farmacêutica e de cosméticos.

2.2.2. Mineralogia, Estrutura Cristalina e Propriedades Físico-Químicas

Conforme mencionado anteriormente, são consideradas bentonitas as argilas que possuem algum ou vários argilominerais do grupo das esmectitas, com a montmorilonita como argilomineral principal. Alguns autores, como Grim (1953), caracterizam

mineralogicamente a bentonita como material argiloso formado por argilominerais esmectíticos, onde suas propriedades físico-químicas são governadas, sobretudo, pelas propriedades da montmorilonita. Além da montmorilonita, as bentonitas podem apresentar, freqüentemente, argilominerais cauliníticos, micas e quartzo.

Farnezi (2006) realizou ensaios de difração de raios-X na bentonita sódica Kataz, revelando na sua composição mineralógica a predominância da montmorilonita, caulinita, quartzo e micas, conforme mostra a Figura 2.5.

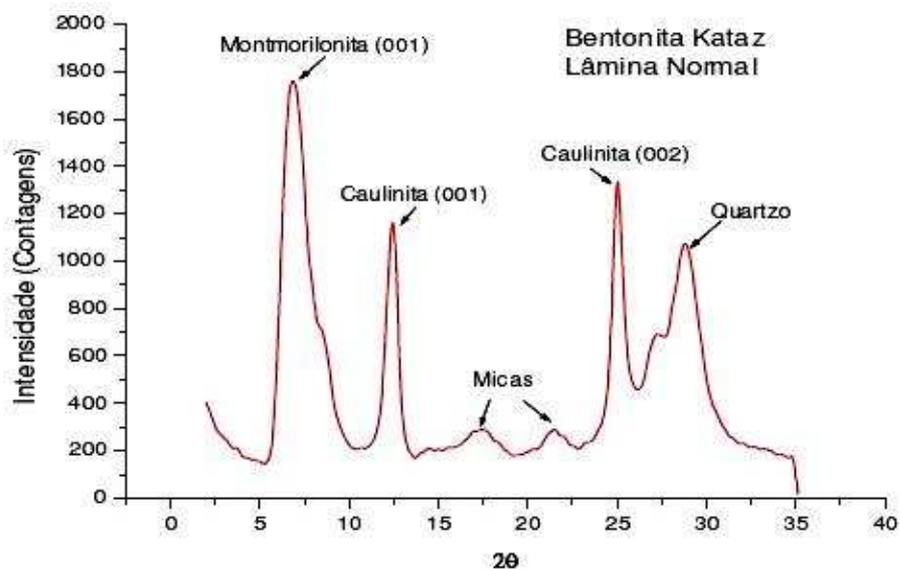


Figura 2.5. Composição mineralógica da bentonita Kataz (Fonte: Farnezi, 2006).

Barthelmy (2005), citado em Farnezi (2006), apresenta a fórmula genérica da montmorilonita: $(\text{Na,Ca})_{0,3}(\text{Al,Mg})_2\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_2.n(\text{H}_2\text{O})$, sendo: $\text{SiO}_2 = 43,77\%$; $\text{H}_2\text{O} = 36,09\%$; $\text{Al}_2\text{O}_3 = 18,57\%$; $\text{Na}_2\text{O} = 1,13\%$; e $\text{CaO} = 1,02\%$ ($n =$ água interlamelar). Farnezi (2006) confirmou através de análises químicas a proporção de alguns destes elementos na bentonita sódica Kataz: $\text{SiO}_2 = 56,0\%$; $\text{Al}_2\text{O}_3 = 15,7\%$; $\text{Na}_2\text{O} = 2,2\%$. Entretanto, Santos (1989) ressalta que a fórmula genérica da montmorilonita pode variar consideravelmente devido a substituições isomórficas no reticulado cristalino e nos cátions trocáveis.

Mitchell (1993) define substituição isomórfica como a substituição de íons de uma espécie por íons de outro tipo, de mesma valência ou valência diferente, mas com a manutenção da estrutura cristalina. No caso dos argilominerais esmectíticos, Grim (1953) cita que as principais substituições isomórficas ocorrem no alumínio e no silício por outros cátions: o alumínio (presente na folha octaédrica da camada) pode ser substituído por

magnésio, ferro, zinco, níquel, lítio, ou outros cátions como, cálcio e sódio; o silício (presente na folha tetraédrica da camada) normalmente é substituído por fósforo. No caso específico da montmorilonita, a principal substituição isomórfica ocorre no alumínio por cátions como cálcio e sódio, detalhados adiante.

A estrutura cristalina dos argilominerais é fator primordial no controle das propriedades físicas e químicas do solo. Conforme Santos (1989), os grupos fundamentais na formação de qualquer rede cristalina são os grupos tetraédricos, constituídos por átomos de oxigênio (íons de oxigênio ou íons hidroxila) ligados a cátions de Si^{4+} , Al^{3+} , Fe^{3+} , Fe^{2+} , e os grupos octaédricos, constituídos por átomos de oxigênio (íons de oxigênio ou íons hidroxila) ligados a cátions de Al^{3+} , Mg^{2+} , Fe^{3+} , Fe^{2+} (ocasionalmente Cr^{3+} , Mn^{2+} , Zn^{2+} , Li^{+}).

No caso da bentonita, constituído essencialmente pelo argilomineral montmorilonita, a rede cristalina é formada por silicatos hidratados com estrutura em folhas tetraédricas de silício (ou alumínio) e oxigênio, e folhas octaédricas de alumínio (magnésio ou ferro) e oxigênio, em proporção de 2:1, respectivamente. Neumann (2000) apresenta um esquema dessa distribuição na Figura 2.6.

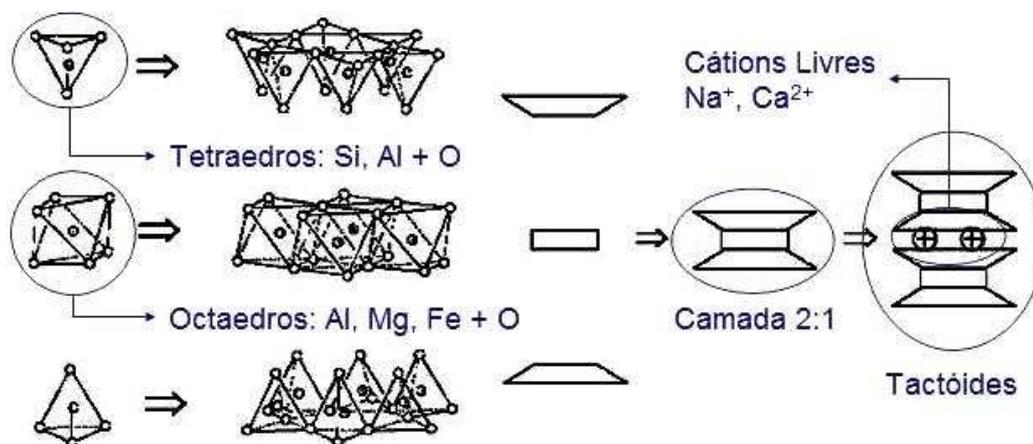


Figura 2.6. Esquema do arranjo atômico da bentonita (Fonte: Neumann *et al.*, 2000).

As montmorilonitas caracterizam-se por apresentarem o alumínio substituído parcialmente por outros cátions, o que origina um excesso de carga negativa na superfície das partículas, além de apresentarem ligações químicas quebradas nas bordas, também compensadas por cátions (Leon, 2002). Estes cátions adsorvidos nas faces e bordas de cada partícula podem ser substituídos por outros cátions, conferindo a estes argilominerais uma elevada capacidade de troca catiônica (CTC).

De acordo com Lemos (2006), a eletro-afinidade de um cátion nas ligações das partículas podem ser seqüenciadas da seguinte forma: $H^+ > Al^{+3} > Ca^{+2} > Mg^{+2} > K^+ > NH_4^+ > Na^+ > Li^+$. Entretanto esta ordem pode ser alterada conforme a disponibilidade de cátions durante a reação, ou seja, se houver muito mais Na^+ do que Ca^+ , o primeiro prevalecerá sobre o segundo. Desta forma, entre cada arranjo estrutural da montmorilonita encontram-se cátions hidratados, sendo os principais Na^+ e Ca^{2+} , daí a denominação de montmorilonitas sódicas e cálcicas, respectivamente (SANTOS, 1989).

A bentonita sódica é mais reativa e mais expansível do que a bentonita cálcica, entretanto é menos estável em meio aquoso rico em Ca^{2+} , uma vez que o cátion Na^+ “cede” lugar ao Ca^{2+} (o cálcio possui maior eletro-afinidade do que o sódio pela partícula).

Gleason *et al.* (1997) cita as principais características das bentonitas: alto poder expansivo, tixotropia, constituição coloidal, alta capacidade de troca catiônica, elevada superfície específica e baixa condutividade hidráulica. Farnezi (2006) realizou ensaios de caracterização físico-química e geotécnica na bentonita sódica Kataz, confirmando algumas das referidas propriedades. As tabelas 2.3 e 2.4 apresentam os resultados destas caracterizações.

Tabela 2.3. Propriedades físico-químicas da bentonita Kataz (Fonte: Farnezi, 2006).

Parâmetros	pH (KCl)	pH (H ₂ O)	Δ pH	CE (μ S/cm)	CTC (meq/100g)	SE (m ² /g)
Bentonita	9,40	10,43	-1,03	2,37	53,13	414,88

Tabela 2.4. Propriedades geotécnicas da bentonita Kataz (Fonte: Farnezi, 2006).

Parâmetros	LL	LP	IP	Argila (%)	Silte (%)	Areia Fina (%)	Areia Média (%)	ρ _s (g/cm ³)
Bentonita	494,12	93,84	400,28	85	11	3	1	2,834

Lukiantchuki (2007) cita que as propriedades da bentonita têm relação à sua afinidade com a água, ressaltando elevada capacidade de troca catiônica e superfície específica, alto poder de expansão e baixa condutividade hidráulica. Um estudo mais detalhado das propriedades da bentonita em meio à água é disposto do tópico subsequente, que trata a bentonita como um colóide.

2.2.3. Propriedades Coloidais do Sistema Argila - Água

Segundo Santos (1989), materiais que podem ser dispersos em fluidos formando uma dispersão ou solução de fase única (efeito óptico de Tyndall) são denominados colóides. Santos (*op cit.*) sintetiza que para uma argila ser considerada um colóide deve apresentar uma faixa granulométrica específica no qual é possível estabelecer uma solução dispersa onde as cargas elétricas das partículas anisométricas se equalizam às forças cinéticas impedindo a dissolução e precipitação. Normalmente convencionam-se sistemas coloidais como aqueles constituídos por partículas de dimensões no intervalo entre 0,1 μm e 0,001 μm (faixa granulométrica corriqueira nas bentonitas).

Mitchell (1993) traz as seguintes definições sobre sistema eletrolítico argila-água:

(...) quando duas partículas estão próximas, seus campos respectivos de força se sobrepõem e influenciam o comportamento do sistema. As partículas de argila, por causa de seu pequeno tamanho e forma planar, são influenciadas especialmente por estas forças. (...) Os efeitos das interações interpartículas são manifestados por uma variedade de forças de atração e repulsão, que, por sua vez, influenciam no comportamento de floculação e defloculação das argilas. (...) A química coloidal fornece meios para a descrição de muitas das interações no sistema eletrolítico argila-água, porque as maiorias das partículas da argila são demasiadamente pequenas e comportam-se como colóides. (...) Os colóides hidrofóbicos são dispersões líquidas de partículas pequenas, que são (1) sistemas bifásicos com uma área de superfície interfacial grande, (2) possuem um comportamento dominado pelas forças de superfície, e (3) podem flocular na presença de quantidades pequenas de sal. O sistema eletrolítico argila-água satisfaz a todos estes critérios. (Traduzido de Mitchell, 1993, p. 111).

Neumann *et al.* (2000) vinculam as forças iônicas ao fenômeno de floculação: quanto maior a ionização da argila, maior será a carga negativa livre das partículas em suspensão e conseqüentemente maior será a repulsão entre elas, evitando a aproximação e aglomeração das partículas (floculação). Porém, quando as partículas estão muito próximas umas das outras, como é o caso de suspensões muito concentradas, as forças atrativas (forças de van der Waals, ligações de hidrogênio e forças eletrostáticas) são mais intensas do que as forças repulsivas, e a argila tende a flocular.

Mitchell (1993) descreve o equilíbrio iônico nas argilas como conseqüência das interações entre as duplas camadas difusas das partículas, que promovem uma força de repulsão elétrica em oposição às forças naturais de atração, principalmente as forças de van

der Waals e pontes de hidrogênio. Mitchell (*op cit.*) ainda destaca fatores que podem influenciar na distribuição eletrolítica da dupla camada difusa:

- Concentração eletrolítica da solução percolante;
- Valência dos cátions da dupla camada e da solução percolante;
- Constante dielétrica da solução percolante;
- Temperatura;
- Diâmetro molecular do íon hidratado;
- pH do sistema;
- Adsorção de ânions da solução.

Capacidade de Troca Catiônica

Sob determinadas condições ambientais (temperatura, pH, pressão, composição química e biológica da água), uma argila irá absorver determinados cátions em quantidades específicas de modo a equilibrar a carga deficitária das partículas sólidas. Entretanto, reações de troca catiônica podem ocorrer em resposta às mudanças das referidas condições ambientais. Estas reações envolvem a substituição isomórfica de uma parte dos cátions adsorvidos por outros, alterando de forma significativa as propriedades físico-químicas das partículas. (MITCHELL, 1993).

Grim (1953) descreve as três principais causas da capacidade de troca catiônica dos argilominerais como sendo:

- 1) Ligações químicas quebradas nas bordas entre as unidades de silício e alumínio das folhas tetraédricas, que por sua vez geram cargas negativas insatisfeitas, contrabalanceadas pela adsorção de cátions;
- 2) Substituição isomórfica do alumínio (folhas octaédricas) por cátions como magnésio, ferro, zinco, níquel, lítio, cálcio e sódio ou do silício (folhas tetraédricas) por fósforo;
- 3) Substituição do hidrogênio por hidroxilas ligadas inoicamente a outros cátions.

Santos (1989) observa que, no caso da montmorilonita, a troca catiônica se deve, sobretudo, às substituições isomórficas do alumínio (presente nas folhas octaédricas) por cálcio, magnésio ou sódio. Entretanto, a troca catiônica devido às ligações químicas quebradas nas bordas pode ocorrer em menor grau neste argilomineral. Segundo Grim (1953), a bentonita sódica possui capacidade de troca catiônica entre 80 e 150 meq/100g de argila.

Hidratação e Expansão

Uma característica importante das bentonitas está relacionada à expansão interplanar basal além do limite original (em torno de 9,5 Å), como resultado da hidratação nos espaços interlamelares, podendo atingir até 40 Å no caso da esmectita (NEUMANN *et al.*, 2000).

Lemos (2006) explica que os espaços interplanares podem ser preenchidos por água, uma vez que esta possui natureza bipolar e pode ser adsorvida em soluções catiônicas nos espaços intercamadas. Lemos (*op cit.*) descreve que a força de atração exercida pelo cátion de cálcio é quatro vezes maior do que a exercida pelo cátion de sódio, explicando assim a maior expansão e maior poder de hidratação das bentonitas sódicas.

O fenômeno decorrente da hidratação das bentonitas é denominado expansão. De acordo com Cardoso (2005), a expansão das bentonitas pode ser dividida em duas fases: expansão cristalina e expansão osmótica.

Segundo Madsen & Muller Vanmoos (1989), a expansão cristalina é decorrente da hidratação dos cátions, elucidada da seguinte forma: devido à polaridade da água, o seu pólo negativo é atraído eletricamente pelos cátions da dupla camada, hidratando-os. As moléculas de água coordenadas aos cátions expandem os espaços interlamelares, além de enfraquecerem as forças de atração entre as superfícies da bentonita (carregadas negativamente) e os cátions, gerando um potencial para a hidratação osmótica. A figura 2.7 mostra a hidratação dos cátions e conseqüente expansão interlamelas da bentonita.

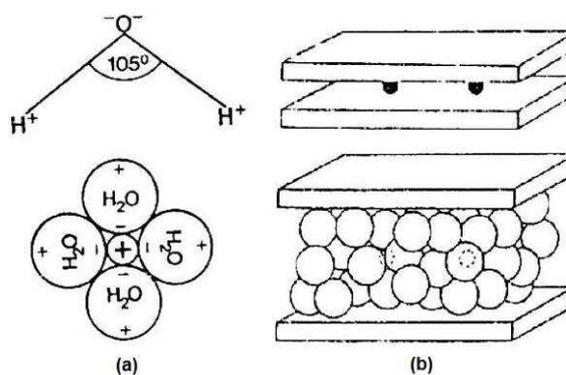


Figura 2.7. Expansão cristalina: (a) hidratação dos cátions e (b) expansão entre lamelas (Fonte: Madsen & Muller Vanmoos 1989).

A expansão osmótica, por sua vez, é resultado da repulsão entre as duplas camadas difusas, que gera um espaço intercamadas de elevada concentração de cátions adsorvidos.

Segundo Cardoso (2005), a concentração de cátions adsorvidos no espaço intercamadas é muito maior do que na água circundante, gerando assim a penetração da água para esta região por osmose. A Figura 2.8 mostra a distribuição iônica na superfície das partículas de bentonita e no espaço intercamadas (dupla camada catiônica), assim como a concentração de equilíbrio para o estado disperso segundo Mitchell (1993).

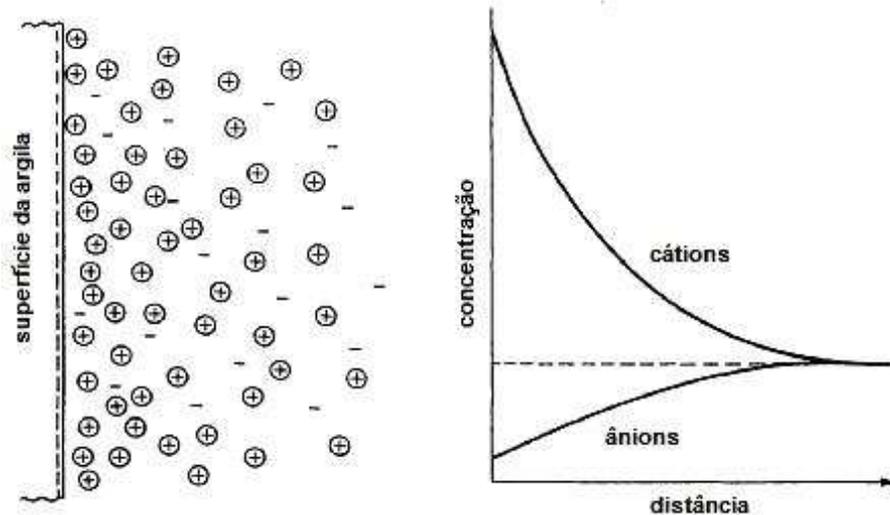


Figura 2.8. Expansão osmótica: distribuição iônica e concentração de equilíbrio da dupla camada catiônica (Fonte: Mitchell, 1993).

Agregação e Floculação

Segundo Mitchell (1993), a compreensão do comportamento de argilas coloidais é fundamental para o entendimento das diferentes associações que podem ocorrer, sobretudo, a agregação/dispersão e floculação/defloculação. Mitchell (*op cit.*) apresenta as seguintes definições para as associações de partículas em solos argilosos:

- Dispersas: partículas sem associação face-face;
- Agregadas: partículas com associação face-face;
- Floculadas: associação de partículas face-borda ou borda-borda (sistema floculado, porém disperso), ou associação de agregados face-borda ou borda-borda (sistema floculado e agregado);
- Defloculada: sem associação de agregados, podendo ocorrer com partículas agregadas (sistema defloculado, porém agregado) ou com partículas dispersas (sistema defloculado e disperso).

Santos (1989) ressalta que os fenômenos de agregação e/ou floculação podem, em determinados casos, resultar na perda da propriedade coloidal do sistema, ou seja, na dissolução e precipitação das partículas. Santos (*op cit.*) descreve três possíveis casos:

- a) Partículas isoladas de argilomineral: estado defloculado e desagregado. Solução coloidal estável para partículas de dimensão menor que 0,1 μm e precipitação para partículas de dimensão maior que 0,1 μm ;
- b) Partículas agregadas isoladas de argilomineral: estado defloculado e agregado (face-face, face-borda ou borda-borda). Solução coloidal estável para agregados menores que 0,1 μm e precipitação para agregados maiores que 0,1 μm ;
- c) Partículas floculadas: estado floculado e agregado (face-face, face-borda ou borda-borda). Não há solução coloidal estável e sim precipitação das partículas devido à aglomeração dos agregados.

Outra importante consideração sobre o processo de agregação e floculação das argilas está ligada a interveniência do fluido percolante na espessura da dupla camada. Conforme descrito por Lemos (2006), quando percolada com diferentes fluidos, a argila pode trocar cátions com o meio circundante, mudando o tipo de associação de suas partículas. Lemos (*op cit.*) exemplifica como os principais estados de orientação das partículas nas bentonitas sódicas podem ser alterados pela presença de outras soluções:

- Dispersão: estado onde não há nenhum tipo de orientação das lamelas, diretamente ligado à capacidade de troca catiônica da bentonita, sendo o estado com maior capacidade de hidratação e retenção do fluido percolante;
- Agregação: pode ocorrer quando a argila é submetida a soluções ricas cátions multivalentes, como o Ca^{2+} (neste caso, há uma diminuição na capacidade de hidratação à medida que a bentonita troca os cátions de sódio pelos de cálcio);
- Floculação: ocorre quando a bentonita é submetida a fluidos com elevados níveis eletrolíticos (sais livres), “lavando” os cátions entre as lamelas e diminuindo a força de repulsão entre elas. Como resultado deste processo, há um aprisionamento de água entre as porções floculadas de bentonita e formação de caminhos preferenciais de fluxo, acarretando num aumento da condutividade hidráulica;
- Defloculação: no processo de defloculação as lamelas tendem a voltar ao estado disperso, podendo ou não posteriormente haver uma agregação. Ocorre quando a

bentonita no estado floculado é submetida a soluções catiônicas capazes de neutralizar os elétrons livres e restabelecer a força de repulsão entre lamelas.

Mitchell (1993) conclui que as propriedades de troca catiônica das argilas, com conseqüente conhecimento dos fenômenos de hidratação e expansão, além da previsão de possíveis associações das partículas em sistemas agregados e/ou floculados, são fundamentais para a sua adequada utilização em sistemas de barreira de contenção de resíduos, tanto em relação à adsorção e desorção de diferentes produtos químicos quanto pela determinação da condutividade hidráulica com diferentes fluidos.

2.2.4. Aplicações Geotécnicas

Devido às características singulares da bentonita, como altos valores de capacidade de troca catiônica, superfície específica, expansividade e plasticidade, a bentonita é amplamente aplicada na engenharia, sobretudo em fundações (capacidade estabilizante) e barreiras selantes (capacidade impermeabilizante). Day & Daniel (1985), Farnezi (2006) e Batista (2006) citam algumas aplicações da bentonita em engenharia geotécnica, como:

- 1) Sistemas selantes basais e de cobertura (do inglês: *liners* e *cover systems*, respectivamente) em obras para disposição e contenção de resíduos;
- 2) Cortinas verticais (do inglês: *cutof walls*), com o propósito de contenção de plumas contaminantes;
- 3) Material selante nas fundações de barragens, reservatórios de retenção de água e lagoas de rejeitos;
- 4) Fluidos estabilizadores em poços, trincheiras e fundações;
- 5) Componente de geossintéticos do tipo geocompostos argilosos (GCL, do inglês: *geosynthetic clay liners*).

Diversos trabalhos avaliaram a condutividade hidráulica de misturas de solos naturais com diferentes teores de bentonita para aplicação em sistemas de contenção de resíduos, a citar Daniel (1987), Chapuis (1990), Keeney *et al.* (1992), Anderson & Hee (1995), Gleason *et al.* (1997), Sivapullaiah *et al.* (1998), Osinubi & Nwaiwu (2002), Farnezi (2006), Batista (2006) e Lukiantchuki (2007). Alguns destes trabalhos serão discutidos nos parágrafos que se seguem.

Daniel (1987) e Keeney *et al.* (1992) demonstraram os benefícios na redução da condutividade hidráulica (K) da adição de bentonita a solos arenosos, demonstrando que o melhor teor de bentonita seria de até 12%. Para maiores teores os decréscimos em K não foram tão expressivos.

Gleason *et al.* (1997) realizaram trabalhos com misturas de areias e bentonitas cálcicas e sódicas, em teores variando de 0 a 20%. Eles constataram a maior eficiência da bentonita sódica em relação à cálcica, conforme mostra a Figura 2.9. Ela mostra que para atingir valores de K inferiores a 10^{-7} cm/s, foi necessário, em média, um acréscimo 3 vezes maior de bentonita cálcica em relação à sódica. Os referidos autores observaram que a redução em K não foi linear com o acréscimo de bentonita, e que teores maiores que 12% de bentonita não geraram decréscimos significativos.

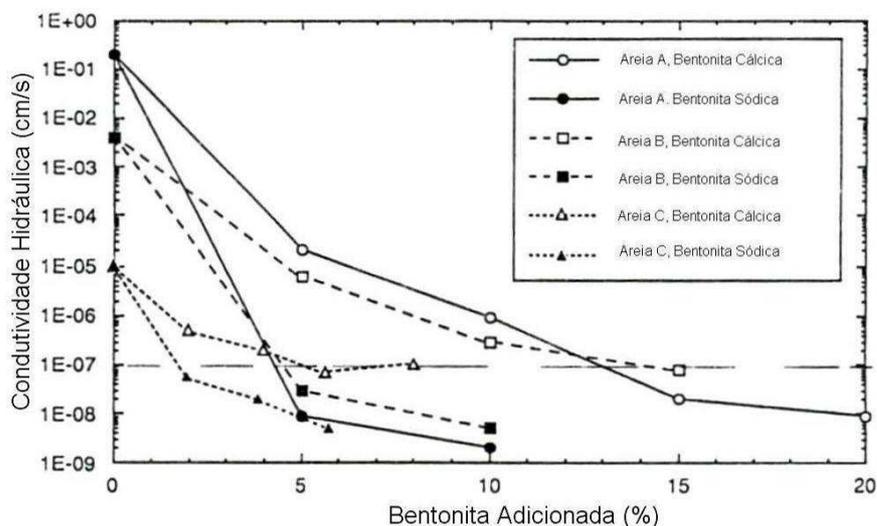


Figura 2.9. Variação da condutividade hidráulica em função do teor de bentonita em areias (Fonte: Gleason *et al.* (1997)).

Trabalhos como os de Anderson & Hee (1995) avaliam aspectos da redução da condutividade hidráulica em solos lateríticos com a adição de pequenas porcentagens de bentonita e com o aumento da tensão de confinamento, conforme apresentado na Figura 2.9. Neste trabalho foram moldados corpos de prova em diferentes teores de umidade (e.g. $w = w_{ot} - 2\%$ e $w = w_{ot} + 2\%$, conforme figura 2.10), os quais foram percolados sob as tensões confinantes de 10, 50 e 100 kPa. Os resultados mostraram uma significativa diminuição de K em função do teor de bentonita, revelando também que umidades de moldagem acima do teor de umidade ótimo em 2% ($w = w_{ot} + 2\%$) reduziram ainda mais o valor de K , assim como o

aumento da tensão confinante. Os mesmos efeitos do teor de umidade sobre o K dos solos já havia sido bem relatado em Lambe (1958) e Mitchell *et al.* (1993).

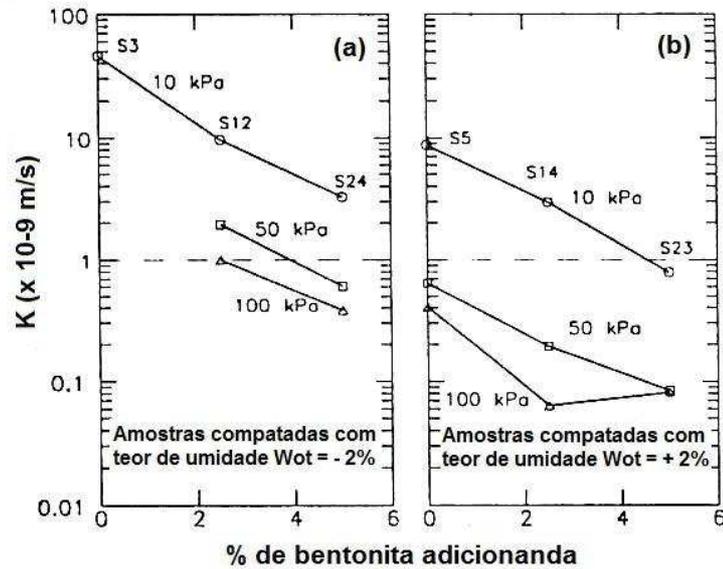


Figura 2.10. Variação da condutividade hidráulica em função do teor de bentonita e da tensão de confinamento em um solo laterítico do Havai (Fonte: Anderson & Hee, 1995).

2.3. CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA EM SOLOS

2.3.1. Teoria Geral da Condutividade

O fenômeno da condutividade hidráulica é amplamente aplicado na geotecnia. Em geologia de engenharia, é fundamental para avaliação das condições de infiltração e escoamento, tanto superficial, quanto subterrâneo. Em mecânica dos solos é imprescindível na análise do adensamento, na estabilidade de solos saturados, drenagem e rebaixamento de lençol freático. Já em geotécnica ambiental, a condutividade, hidráulica e química, é essencial na concepção de barreiras de proteção do lençol freático, armazenamento de resíduos, recuperação de sítios contaminados e efeitos osmóticos em camadas argilosas.

Mitchell (1993) traz uma correspondência entre o fenômeno da condutividade hidráulica e de outros tipos de condutividade em solos (elétrica, térmica e química), mostrando que todos partem do mesmo princípio: trata-se de gradientes entre dois pontos, que geram um deslocamento de material do maior potencial para o menor através de um condutor de seção transversal A e comprimento l .

As leis que regem as conduções nos solos foram propostas diferentemente por Darcy, Ohms, Fourier, Fick, para os respectivos fluxos hidráulico, elétrico, térmico e químico, descritos respectivamente nas equações 2.1 a 2.4 (MITCHELL, 1993).

$$Q = K \frac{\Delta H}{l} A = KiA \quad (2.1)$$

$$I = \sigma_e \frac{\Delta V}{l} A = \sigma_e i_e A \quad (2.2)$$

$$Q_t = K_t \frac{\Delta T}{l} A = K_t i_t A \quad (2.3)$$

$$J_d = D \frac{\Delta C}{l} A = Di_c A \quad (2.4)$$

Onde Q , I , Q_t , e J_d são as taxas de fluxo hidráulico, elétrico, térmico e químico, respectivamente. K , σ_e , K_t e D são denominados coeficientes de condutividade ou condutividade hidráulica, elétrica, térmica e de difusão, respectivamente. ΔH , ΔV , ΔT e ΔC são as variações de carga hidráulica, carga elétrica, temperatura e concentração molar respectivamente, que divididos pelo comprimento longitudinal no sentido do fluxo (l), formam os gradientes hidráulico, elétrico, térmico e químico (i , i_e , i_t , e i_c respectivamente). A , por sua vez, é a seção transversal do condutor, perpendicular ao fluxo.

Mitchell (1993) descreve as principais aplicações do fenômeno da condução em solos:

O fluxo hidráulico é extensivamente estudado por causa de seu importante papel em problemas de infiltração, consolidação, e estabilidade, como maior influência na análise de geotécnicos de solos e rochas. (...) A condução química em solos é aplicada na avaliação conjunta com o fluxo hidráulico em poluição do lençol freático, armazenamento de resíduos, recuperação de sítios contaminados, corrosão, fenômeno de lixiviação e efeitos osmóticos em camadas argilosas, e estabilização de solos. O fluxo térmico é relativamente importante na ação de geadas, construção em áreas congeladas, isolamento, armazenamento subterrâneo, poluição termal, estabilização temporária por congelamento, estabilização permanente por aquecimento, transporte subterrâneo de eletricidade, e outros problemas. O fluxo elétrico é importante nas estabilizações do subsolo por eletromose, isolamento, corrosão, e investigações do subsolo. (Traduzido de Mitchell, 1993, p. 228).

Darcy (1856) formulou a relação entre a taxa de fluxo ou vazão (Q) em função da condutividade hidráulica (K), equação (2.1), também descrito em função da vazão específica ou velocidade de Darcy (q), apresentada na equação (2.5).

$$q = \frac{Q}{A} = Ki \quad (2.5)$$

Freeze & Cherry (1979) citam que a condutividade hidráulica (K) é função das características do meio poroso e das características do fluido percolante, podendo ser descrita como o produto dessas duas parcelas, conforme mostra a equação (2.6).

$$K = k \frac{\gamma}{\mu} \quad (2.6)$$

Onde k representa a permeabilidade intrínseca do material, função apenas das características físicas e químicas do meio poroso, enquanto o cociente (γ/μ) representa as características do fluido percolante, sendo γ o peso específico do fluido, e μ seu coeficiente de viscosidade dinâmica.

2.3.2. Fatores Intervenientes na Condutividade Hidráulica

Chapuis (1990) ressalta que os fatores intervenientes no fluxo em solos podem ser distinguidos em propriedades do solo, propriedades do fluido, eficiência dos poros e regime do fluxo, detalhados a seguir.

Propriedades do Solo

Benson *et al.* (1994) propuseram uma avaliação estatística de dados da literatura objetivando obter uma relação entre diversas propriedades dos solos e a condutividade hidráulica. Eles avaliaram dados de 67 amostras de solos, demonstrando que a condutividade hidráulica é função da composição e da estrutura, principalmente.

Quanto à estrutura, Mitchell (1993) cita que a condutividade hidráulica é dependente do nível de rearranjo do solo com a água durante a compactação, mostrando que a menor condutividade hidráulica é atingida para o teor de umidade na moldagem entre 2 e 4% acima da umidade ótima. A energia de compactação, por sua vez, promove maior rearranjo quanto

maior a energia aplicada. Esta tendência pode ser verificada na Figura 2.11, de Daniel & Benson (1990).

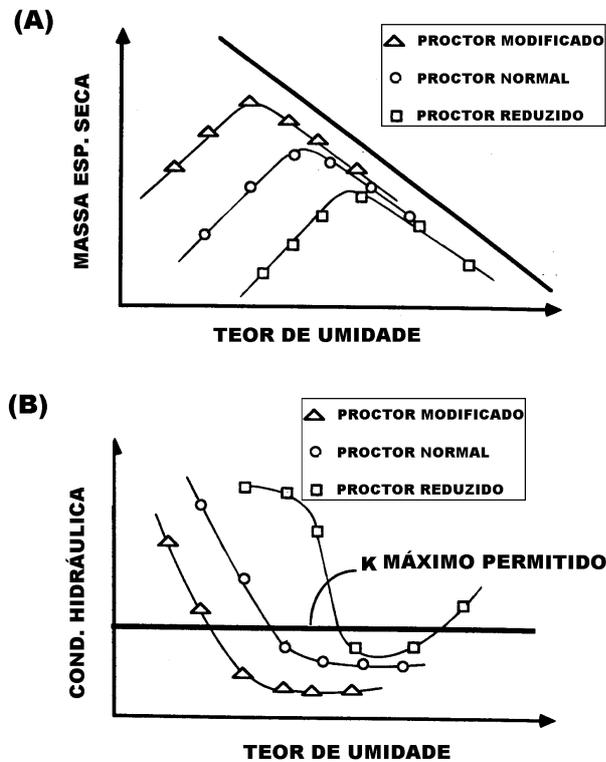


Figura 2.11. Variação da condutividade hidráulica em função energia de compactação (A) e do teor de umidade na compactação (B) (Fonte: Daniel & Benson, 1990).

Mitchell (1993) descreve três níveis de poros para percolação da água, a saber:

- Microporos: espaços vazios inferiores a 1 μm entre os grãos;
- Miniporos: espaços vazios superiores a 1 μm e inferiores a 100 μm entre os grãos;
- Macroporos: espaços vazios superiores a 100 μm entre os grãos.

Quanto a composição, Benson *et al.* (1994) focaram as relações entre a condutividade hidráulica e os limites de Atterberg, a atividade e a granulometria, chegando às seguintes conclusões:

- Limites de Atterberg: a condutividade hidráulica diminuiu exponencialmente com o aumento do limite de liquidez até 50% e índice de plasticidade até 30% (valores médios), sendo que a partir destas marcas, os decréscimos não foram tão

significativos. Os limites mínimos para a obtenção de $K < 10^{-7}$ cm/s foram $LL = 20\%$ e $IP = 10\%$;

- Atividade: a condutividade hidráulica diminuiu com o aumento da atividade até o valor de 0,6 (valor médio), sendo que os decréscimos não foram tão significativos a partir desta marca. A atividade mínima para a obtenção de $K < 10^{-7}$ foi de $A = 0,3$;
- Granulometria: a condutividade foi fortemente influenciada pela granulometria do solo, sendo que quanto maior o percentual de pedregulho e areia, maior a condutividade hidráulica, e quanto maior o percentual de silte e principalmente argila, menor a condutividade hidráulica. Em termos de valores médios, a condutividade diminuiu exponencialmente com o aumento do teor de argila até 40% e a obtenção de $K < 10^{-7}$ cm/s só foi observada para teores de argila superiores a 15%.

Através de uma análise estatística e um modelo regressão parcelada dos dados, Benson *et al.* (1994) formularam uma equação empírica relacionando a condutividade hidráulica e as propriedades dos solos, apresentada na equação 2.7.

$$\ln K = -18,35 + \frac{894}{W} - 0,08IP - 2,87S_i + 0,32\sqrt{G} + 0,02C + \varepsilon \quad (2.7)$$

Onde K é a condutividade hidráulica [cm/s], W é a energia de compactação [kJ], IP é o índice de plasticidade [%], S_i é o grau de saturação inicial [%], G é o teor de pedregulho [%], C é o teor de argila [%], e ε é a função erro com uma variância de 0,25.

Segundo Benson *et al.* (1994), a equação (2.7) teve um coeficiente de determinação de (R^2) de 0,78, ou seja, 78% dos dados avaliados compatibilizaram-se pela equação, demonstrando que, em situações práticas, esta equação pode ser empregada de forma preliminar quando se tem apenas a composição dos solos (limites de Atterberg e granulometria) e se deseja saber a energia de compactação e o grau de saturação inicial para a obtenção de uma determinada condutividade hidráulica.

Propriedades do Fluido

Boyton & Daniel (1985) e Sharma & Lewis (1994) citam que em solos arenosos as propriedades do solo governam o fluxo, mas em solos finos as propriedades do fluido trazem fatores físico-químicos muito significativos na condutividade hidráulica.

Conforme apresentado na equação (2.6), a condutividade hidráulica é dependente do fluido percolante, sendo diretamente proporcional ao seu peso específico e inversamente proporcional à sua viscosidade. Porém, segundo Mitchell (1993), o fluido percolante pode interferir no fluxo ainda de outras duas formas:

- 1) Através dos mecanismos de adsorção (troca catiônica, pontes de hidrogênio e forças de van der Waals, hidratação catiônica e hidratação osmótica), responsáveis pela variação do arranjo cristalino (agregação/dispersão e floculação/defloculação) e conseqüente variação da porosidade;
- 2) Através de mecanismos que geram fluxos associados, ou seja, reações químicas que geram fluxos elétrico, térmico e químico, associados ao fluxo hidráulico.

Os mecanismos de adsorção foram tratados no Tópico 2.2.3 (*Bentonita – Propriedades Coloidais do Sistema Argila-Água*), explicitando-se aqui uma avaliação dos mecanismos de fluxo associados inerentes ao fluido percolante.

Mitchell (1993) faz um apanhado dos possíveis mecanismos de fluxos associados que podem ocorrer nos solos, conforme apresenta a tabela 2.5.

Tabela 2.5. Fenômenos de fluxos diretos e associados (Fonte: Mitchell, 1993, traduzido).

Fluxo	Gradiente			
	Hidráulico ($\Delta H/l$)	Térmico ($\Delta T/l$)	Elétrico ($\Delta U/l$)	Químico ($\Delta C/l$)
Hidráulico (Q)	<i>Lei de Darcy</i>	Termo-osmose	Eletrosmose	Osmose
Térmico (Q_t)	Fluxo Isotérmico	<i>Lei de Fourier</i>	Efeito Peltier	Efeito Dufour
Elétrico (I)	Fluxo Elétrico	Termo Eletricidade	<i>Lei de Ohm</i>	Eletro Difusão
Químico (J_d)	Fluxo Químico	Termo Difusão	Eletroforese	<i>Lei de Fick</i>

No presente trabalho, revela-se importante o estudo do fluxo hidráulico associado aos fenômenos de eletrosmose e osmose química. Mitchell (1993) apresenta uma equação prática para um fluxo hidráulico associado a estes fenômenos (equação 2.8).

$$Q = K \frac{\Delta H}{l} A - K_c \frac{\log(C_B / C_A)}{l} A + K_e \frac{\Delta E}{l} A \quad (2.8)$$

Onde K , K_c e K_e são as condutividades hidráulica, osmótica e eletrosmótica, ΔH é a diferença de carga hidráulica, (C_B/C_A) é a relação de concentração salina entre os pontos A e B e ΔE é a

diferença de potencial em uma condutor de área de seção transversal A e comprimento longitudinal l .

É importante salientar que, segundo a equação (2.8), o fluxo elétrico promove uma parcela a favor do fluxo hidráulico, enquanto a diferença de concentração salina promove uma parcela contra o fluxo hidráulico.

A equação (2.8) pode ainda ser simplificada para os casos onde não há diferença de potencial elétrico (equação 2.9) e quando não existe diferença de concentração salina (equação 2.10), sendo assim possível estabelecer a parcela do fluxo devido à diferença de concentração salina (Q_c) e a parcela do fluxo devido à diferença de potencial elétrico (Q_e), respectivamente.

$$\frac{Q_c}{Q} = -\frac{K_c}{K} \frac{\log(C_B / C_A)}{\Delta H} \quad (\Delta E = 0) \quad (2.9)$$

$$\frac{Q_e}{Q} = -\frac{K_e}{K} \frac{\Delta E}{\Delta H} \quad (C_B - C_A = 0) \quad (2.10)$$

Mitchell destaca que as equações (2.8), (2.9), e (2.10) são simplificações da teoria original descritas por equações diferenciais de Laplace. Neste caso, as parcelas de segunda ordem (KK_c , KK_e , K_cK_e), ou seja, interferências que uma condutividade pode provocar nas outras, são desprezadas.

É importante salientar a interferência da temperatura no fluxo hidráulico que, segundo Mitchell (1993), pode atuar nos seguintes mecanismos:

- Variação da viscosidade e peso específico do fluido;
- Ativação de reações químicas que ocorrem somente na presença de calor;
- Aceleração/desaceleração no processo de troca catiônica e nos mecanismos de adsorção, hidratação cristalina e hidratação osmótica;
- Interferências nos fluxos hidráulico, elétrico e químico devido a termo-osmose, termo eletricidade e termo difusão, respectivamente;
- Interferência nos gradientes hidráulico, elétrico e químico devido a fluxo isotérmico, efeito Peltier, efeito Dufour, respectivamente.

Porosidade do Solo

Conforme a equação (2.6), a condutividade hidráulica (K) pode ser explicitada em função produto da permeabilidade intrínseca do material (k) e das características do fluido percolante (γ/μ). A permeabilidade intrínseca foi formulada inicialmente por Kozeny (1927), equação (2.11), e posteriormente modificada por Carman (1956), como mostra a equação (2.12), denominada de equação de Kozeny-Carman.

$$k = c \frac{n^3}{s^2} \quad (2.11)$$

Sendo n a porosidade total do meio poroso, s a sua superfície específica por unidade de volume, e c uma constante em função apenas do diâmetro e formato das partículas.

$$k = K \frac{\mu}{\gamma} = \frac{1}{k_0 T^2 s^2} \left(\frac{e^3}{1+e} \right) \quad (2.12)$$

Na equação (2.12) k_0 é o fator de forma dos poros, T é o coeficiente de tortuosidade das partículas e e é índice de vazios do solo.

Segundo Chapuis (1990), as relações entre condutividade hidráulica e a porosidade total (n) são aplicáveis somente em solos arenosos, onde a capacidade de retenção e adsorção de água é desprezível. Segundo o autor, para misturas de areia e bentonita, a proposta de melhor resultado é a que correlaciona a condutividade hidráulica e a porosidade efetiva n_e , ou porosidade eficiente n^* , expressas nas equações (2.13) e (2.14), respectivamente.

$$n_e = nS \quad (2.13)$$

$$n^* = nS - x \left(\frac{V_b}{V_a} \right) \quad (2.14)$$

onde S é o grau de saturação da amostra, o termo (V_b/V_a) representa a relação volumétrica entre bentonita e areia e x um coeficiente de proporcionalidade.

A porosidade efetiva, como afirma Chapuis (*op cit.*), leva em consideração apenas os vazios preenchidos com água, enquanto a porosidade eficiente leva este termo em consideração, desprezando-se a água aprisionada pela adsorção pela bentonita.

Condições de Fluxo

Como já mencionado, a lei de Darcy é válida somente para regimes de fluxo laminar, não se aplicando a regimes turbulentos. O termo laminar e turbulento são inerentes a velocidade do fluxo. No regime laminar, ela é suficientemente baixa a ponto de a força cinética gerada ser desprezível, enquanto no regime turbulento a velocidade é alta a ponto de a força cinética ser superior a força viscosa do fluido.

O coeficiente utilizado para definir o regime de escoamento é o número de Reynolds (Re), expresso por Freeze & Cherry (1979) em função da velocidade de Darcy (equação 2.15).

$$Re = \frac{\rho q d}{\mu} \quad (2.15)$$

Onde ρ é a massa específica do fluido, q a velocidade de Darcy, d o diâmetro do tubo e μ a viscosidade do fluido.

Freeze & Cherry (1979) apresentaram uma escala de Re, definindo uma região onde é válida a lei de Darcy, como mostra a figura 2.12.

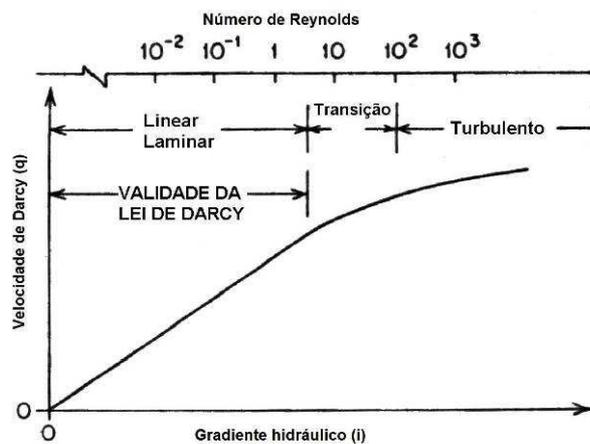


Figura 2.12. Validade da lei de Darcy (Fonte: Freeze & Cherry, 1979).

2.3.3. Determinação da Condutividade Hidráulica

A determinação da condutividade hidráulica dos solos é imprescindível para o dimensionamento e operação dos sistemas de disposição de resíduos sólidos e líquidos, consistindo no parâmetro básico de projetos cuja função é redução ou estagnação do fluxo de água ou contaminantes às camadas de solo adjacentes.

Segundo Caputo (1973), a condutividade hidráulica pode ser determinada através de fórmulas empíricas, ensaios de campo ou ensaios laboratoriais.

A determinação da condutividade hidráulica através das fórmulas empíricas consiste em correlacionar propriedades geotécnicas dos solos (e.g. equação 2.7) ou determinar a condutividade intrínseca do solo (e.g. equação 2.11), relacionando-a com propriedades do fluido (e.g. equação 2.6).

Daniel (1994) divide os ensaios laboratoriais para determinação da condutividade hidráulica em ensaios de permeâmetro de parede rígida e ensaios de permeâmetro de parede flexível, enquanto Shackelford (1994) separa-os segundo o método: percolação direta para os solos granulares e correlação pelo adensamento para solos argilosos. O ensaio ainda pode ser realizado com carga constante, através da aplicação direta da equação de Darcy (equação 2.1), ou carga variável, conforme descrito na ABNT – NBR 14545, formulado pela equação (2.16).

$$K = \frac{al}{At} \ln \frac{h_0}{h_t} \quad (2.16)$$

Onde a é a área da seção transversal da bureta responsável pela carga, l o comprimento da amostra, A a seção da amostra transversal ao fluxo, h_0 a carga hidráulica no instante inicial da medição e h_t a carga hidráulica no tempo t .

Neste capítulo optou-se pela diferenciação segundo o equipamento utilizado em permeâmetros de parede rígida, permeâmetros de parede flexível (com ênfase no ensaio de adensamento e permeabilidade em câmara triaxial).

Permeâmetros de parede Rígida

Daniel (1994) faz uma síntese dos principais permeâmetros de parede rígida, citando quatro tipos de moldes para a realização do ensaio: (1) moldes de compactação; (2) tubo superdimensionado; (3) células de adensamento; (4) tubo amostrador. A figura 2.13 mostra o esquema construtivo de três destes equipamentos.

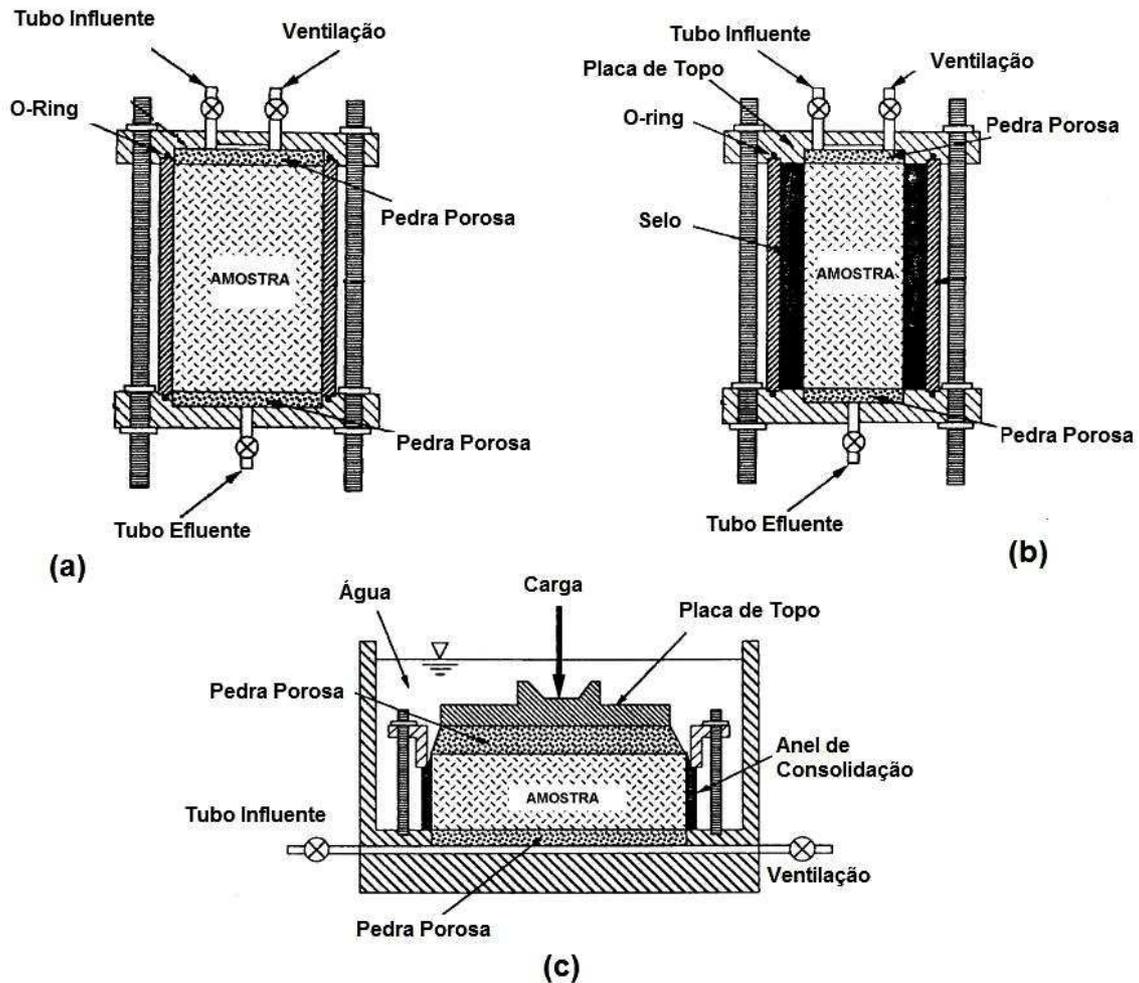


Figura 2.13. Esquemas construtivos de permeômetros de parede rígida com: (a) molde de compactação; (b) tubo superdimensionado; (c) célula de adensamento (Fonte: Daniel, 1994).

Segundo Daniel (1994), os permeômetros podem utilizar o próprio molde de compactação para a percolação, desde que uma especial atenção seja dada aos possíveis vazamentos laterais (“efeito parede”). Daniel (*op cit.*) mostra ainda o procedimento de percolação através do tubo superdimensionado, que utiliza material selante em torno da amostra, bentonita, por exemplo, e a célula de adensamento, onde o solo é adensado e o valor de K é função da taxa de adensamento imposta. Um último tipo de equipamento se refere ao tubo amostrador de parede fina (e.g. Tubo Shelby), que é diretamente submetido ao fluxo.

Daniel (*op cit.*) ressalta que nos permeômetros de parede rígida, normalmente os principais problemas estão associados a vazamentos laterais, uma vez que a presença de materiais granulares presentes promove a formação de espaços vazios e irregularidades entre a parede do tubo e a amostra, onde há a possibilidade de maior percolação.

Permeâmetros de Parede Flexível

Segundo Farnezi (2006), no permeâmetro de parede flexível a amostra é confinada por material poroso nas extremidades superior e inferior e por uma membrana flexível na porção lateral. A figura 2.14 mostra o esquema construtivo de um permeâmetro de parede flexível segundo Daniel (1994).

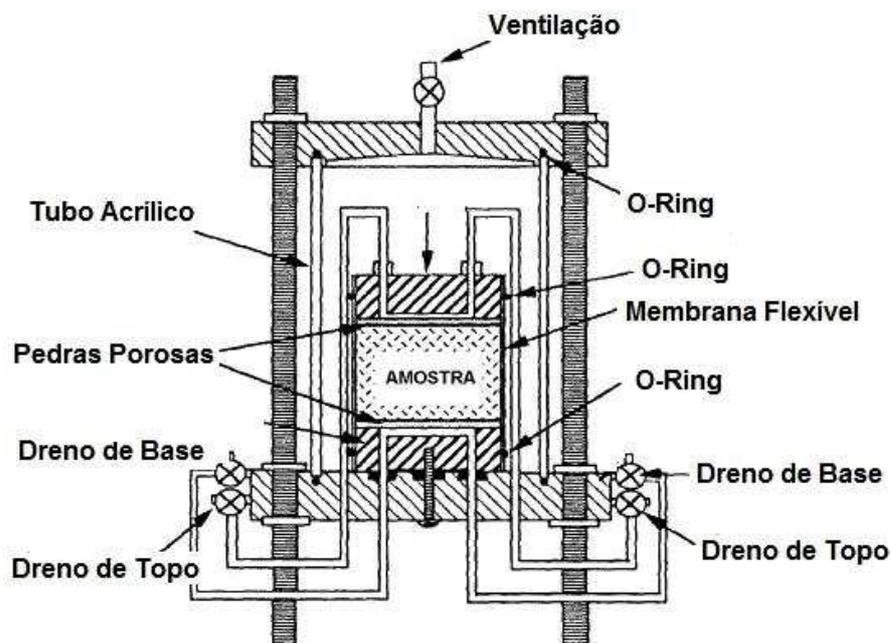


Figura 2.14. Esquema construtivo de permeâmetro de parede flexível (Fonte: Daniel, 1994).

Uma prática comum é a utilização da câmara triaxial como permeâmetro de parede flexível, neste caso o ensaio é denominado de adensamento e permeabilidade em câmara triaxial, conforme descrito por Head (1986). A figura 2.15 mostra o aparato construtivo deste ensaio.

Head (1986) cita algumas vantagens do ensaio triaxial em relação ao ensaio na célula adensamento (determinação de K por correlação com o tempo de adensamento):

- Podem-se testar amostras de dimensões maiores;
- Ensaios com dimensões maiores permitem testar solos de granulometria maior;
- É possível a avaliação da poropressão, não somente durante o adensamento, mas também na aplicação da carga axial externa;

- O ensaio pode ser realizado com a poropressão mais próxima daquela que se aplica na prática;
- O coeficiente de adensamento pode ser obtido diretamente através da medida da poropressão, sendo vantajoso principalmente em solos parcialmente saturados;
- O volume medido em solos parcialmente saturados durante o carregamento não drenado pode ser mensurado;
- Medições diretas de permeabilidade podem ser efetuadas no mesmo corpo de prova já adensado;
- A tensão horizontal de confinamento, assim como a tensão vertical, pode ser controlada com valores bem definidos;
- A previsão da condutividade pode ser feita tanto na drenagem vertical (axial) como na horizontal (radial);
- Erros causados pela deflexão da parede da célula de adensamento e atrito lateral com a parede da célula são eliminados;
- O adensamento pode ser feito sob condições isotrópicas, anisotrópicas e sem carregamento lateral.

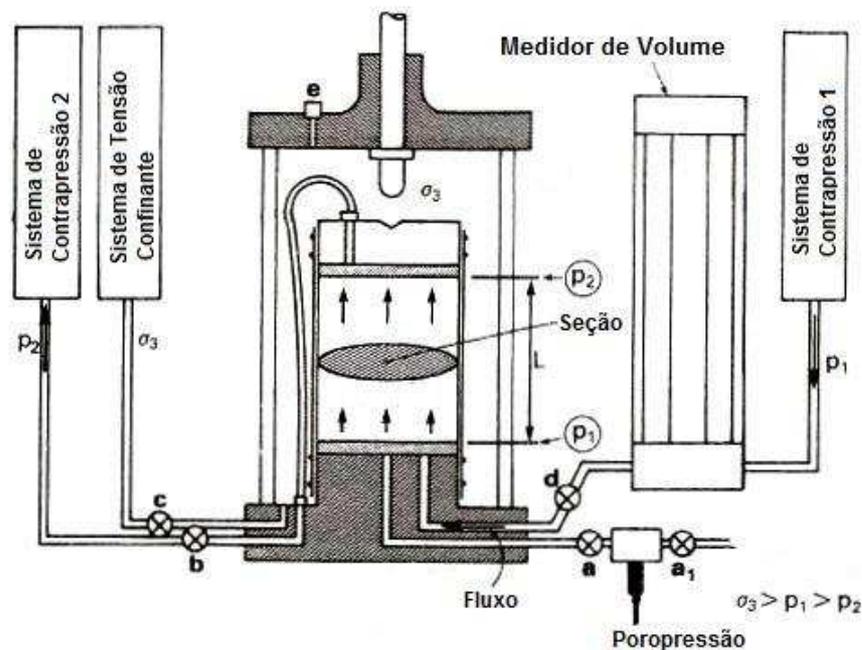


Figura 2.15. Aparato construtivo do ensaio de adensamento e permeabilidade em câmara triaxial

(Fonte: Head, 1986).

Quanto ao ensaio realizado por percolação direta em câmara triaxial, Head (1986) cita suas principais vantagens:

- A amostra pode ser saturada mediante a aplicação de contrapressão, eliminando obstruções no fluxo causado por bolhas de ar e diminuindo o tempo deste processo;
- O teste pode ser realizado sob baixas tensões efetivas e poropressões relacionadas com as condições reais;
- Pequenos valores de fluxo podem ser facilmente medidos;
- O procedimento de carga constante pode ser utilizado;
- Uma vasta gama de gradientes hidráulicos podem ser aplicados e mensurados;
- Solos de permeabilidade média, como siltes, podem ser ensaiados, bem como argilas;
- Amostras inderformadas podem ser facilmente configuradas, e o efeito parede não existe no regime de fluxo devido à membrana flexível e as tensões de confinamento.

2.4. COMPATIBILIDADE ENTRE FLUIDOS E SOLOS

2.4.1. Reações dos Solos Ante Diferentes Fluidos

O entendimento dos mecanismos químicos entre solos e fluidos contaminantes é fundamental para a previsão de funcionamento dos sistemas selantes de argila compactada. Alguns processos comuns entre o solo e fluido, como sorção, precipitação, complexação e hidrólise, podem interferir tanto nas propriedades dos fluidos contaminantes (aumentando ou diminuindo seu poder contaminante), quanto nas propriedades geotécnicas do solo (resistência, expansão, plasticidade, condutividade hidráulica, etc.).

Shackelford (1994) acrescenta que significativas alterações na condutividade hidráulica podem ser resultado da floculação das partículas argilosas causadas por percolação de substâncias eletrolíticas, encolhimento da matriz do solo pela presença de solventes orgânicos e dissolução de minerais dos solos por ácidos ou bases.

Shackelford (1994) faz um apanhado dos principais fluidos contaminantes, distinguindo-os em soluções hidrofílicas (miscíveis em água) e soluções hidrofóbicas (não miscíveis em água). Os líquidos não miscíveis dividem-se em componentes orgânicos densos (DNAPL, do inglês: *dense non aqueous phase liquids*) e leves (LNAPL, do inglês: *light non aqueous phase liquids*). Os líquidos miscíveis dividem-se em químicos inorgânicos (soluções

ácidas, básicas e salinas) e componentes orgânicos hidrofílicos (ácidos orgânicos, bases orgânicas e componentes polares neutros). A figura 2.16 mostra um organograma de classificação dos fluidos quanto a sua natureza.

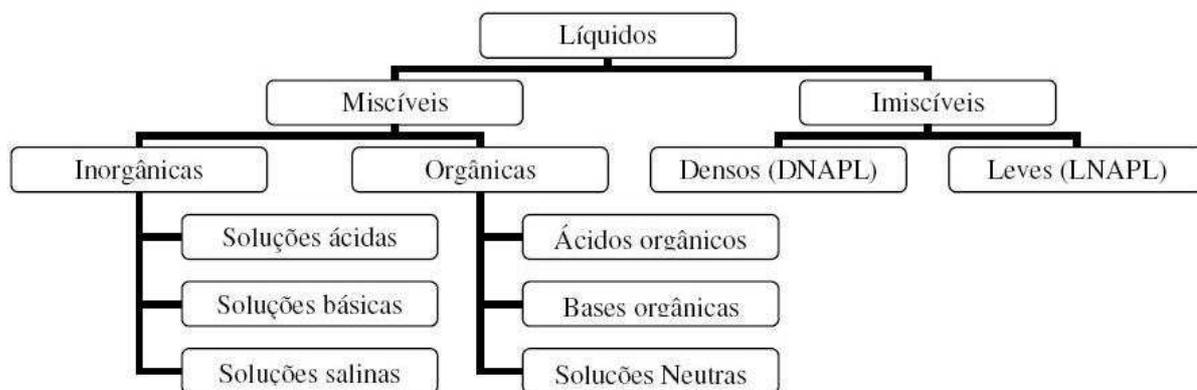


Figura 2.16. Classificações dos líquidos quanto à sua natureza (Fonte: Farnezi, 2006).

Shackelford (1994) mostra que o acréscimo na concentração catiônica e valência dos cátions, assim como o decréscimo na constante dielétrica e temperatura resultam em floculação, aumentando a condutividade hidráulica. Já outros fatores, como diâmetro dos cátions, pH e adsorção de ânions podem influenciar na dupla camada difusa. Shackelford (op cit.) apresenta um resumo de como estas propriedades podem influenciar na condutividade hidráulica dos solos, conforme descrito na tabela 2.6.

Tabela 2.6. Interferências na condutividade hidráulica devido a propriedades dos fluidos (Fonte: Shackelford, 1994, traduzido).

Parâmetro do Fluido	Efeito Relativo nos Parâmetros	
	Decréscimo da dupla camada, floculação e acréscimo da condutividade hidráulica	Acréscimo da dupla camada, dispersão e decréscimo da condutividade hidráulica
Concentração Eletrolítica	Acréscimo	Decréscimo
Valência dos Cátions	Acréscimo	Decréscimo
Constante Dielétrica	Decréscimo	Acréscimo
pH	Decréscimo	Acréscimo
Tamanho dos Cátions	Decréscimo	Acréscimo
Adsorção Aniônica	Decréscimo	Acréscimo

Mitchell (1993) comprova que a principal influência da condutividade hidráulica em solos está ligada a perturbações provocadas por estas soluções na dupla camada iônica das partículas argilosas, mostrando que propriedades como concentração eletrolítica, valência e diâmetro dos cátions, adsorção dos ânions, constante dielétrica, temperatura e potencial hidrogeniônico podem interferir diretamente na contração e expansão da referida dupla camada.

Mitchell (1993) utiliza a teoria de distribuição potencial e iônica de superfícies carregadas para explicar sensíveis variações na espessura da dupla camada iônica, como relaciona a equação (2.17).

$$\frac{1}{K} = \left(\frac{\epsilon_0 D k T}{2 n_0 e^2 v^2} \right)^{1/2} \quad (2.17)$$

Onde $(1/K)$ representa a espessura da dupla camada, ϵ_0 é a permissividade do vácuo ($8,8542 \times 10^{-12} \text{ C}^2 \text{ J}^{-1} \text{ m}^{-1}$), D é a constante dielétrica do meio, k é constante de Boltzmann ($1,38 \times 10^{-23} \text{ J}^\circ \text{ K}^{-1}$), T é a temperatura, n_0 é a concentração eletrolítica, e é a carga eletrônica ($1,602 \times 10^{-19} \text{ C}$), e v é valência do cátion.

O importante na equação (2.17), segundo Mitchell (1993), é a proporcionalidade que esta fornece em relação às propriedades dos fluidos, assim a espessura da camada iônica ($1/K$) é diretamente proporcional a raiz quadrada da constante dielétrica e temperatura e inversamente proporcional a valência do cátion e a raiz quadrada da concentração eletrolítica.

Shackelford (1994) mostra que as propriedades influentes na espessura da dupla camada, citadas em Mitchell (1993), são mais relevantes em algumas soluções. Desta forma, nas soluções salinas predominam influencias devido à concentração eletrolítica, valência e tamanho dos cátions; nas soluções orgânicas predominam influencias devido à constante dielétrica; e nas soluções ácidas e básicas predominam influencias devido ao pH e adsorção aniônica, descritos em maiores detalhes neste capítulo.

Influência da Concentração Eletrolítica, Valência e Tamanho dos Cátions

Conforme apresentado na equação (2.17), a espessura da dupla camada é inversamente proporcional a raiz quadrada da concentração eletrolítica. Assim, como exemplifica Mitchell (1993), uma solução de $0,83 \times 10^{-4} \text{ Mol/l}$ de NaCl promoveria uma espessura da dupla camada 10 vezes maior do que uma solução de $0,83 \times 10^{-2} \text{ Mol/l}$ de NaCl.

Segundo Mitchell (1993), a interferência da dupla camada devido à concentração eletrolítica (n_0) se deve ao decaimento do potencial elétrico superficial (ψ_0) da superfície da argila, que diminui com o aumento da distância entre os cátions e a superfície da argila.

A valência dos cátions (v), conforme expressa a equação (2.17), é inversamente proporcional a espessura da dupla camada. Este fenômeno, segundo Mitchell (1993), também é devido ao decaimento do potencial superficial (ψ_0). Assim, por exemplo, o potencial superficial promovido por um cátion Na^+ é duas vezes maior que o potencial superficial promovido por um cátion Ca^{2+} ($\psi_{0\text{Na}^+} = 2 \psi_{0\text{Ca}^{2+}}$), ou seja, a espessura da camada promovida por uma solução de Na^+ seria o dobro da espessura da camada promovida por uma solução de Ca^{2+} ($1/K_{\text{Na}^+} = 2 \times 1/K_{\text{Ca}^{2+}}$).

Quanto ao tamanho dos cátions, a interferência na dupla camada está associada ao diâmetro médio que o cátion alcança quando hidratado. Por exemplo, Mitchell (1993) cita que o cátion hidratado de Na^+ possui diâmetro de 15,8 Å, enquanto o cátion hidratado de Ca^{2+} possui diâmetro de 19,2 Å. Por outro lado, devido à valência dos cátions, um número duas vezes maior de cátions de Na^+ do que Ca^{2+} são atraídos pela superfície da argila, explicando o fato da bentonita sódica possuir, em média, uma espessura de dupla camada difusa aproximadamente 3,3 vezes maior do que a bentonita cálcica.

Shackelford (1994) e Yong *et al.* (1992) comprovaram as tendências supracitadas, mostrando um aumento da condutividade hidráulica em função do aumento da concentração de soluções percolantes de NaCl. Estes autores argumentam que esse aumento se deve principalmente à contração da dupla camada iônica e floculação da argila, devido ao aumento na quantidade de íons Na^+ no fluido.

Influência da Constante Dielétrica

A espessura da dupla camada iônica é, conforme expresso na equação (2.17), diretamente proporcional a raiz quadrada da constante dielétrica (D) do fluido adsorvido, sendo fator predominante na floculação quando se trata de um fluido orgânico de baixa constante dielétrica.

Acar & Olivieri (1989) avaliaram o efeito de fluidos orgânicos na estrutura de argilas compactadas e conseqüentes mudanças na condutividade hidráulica. Para a realização dos ensaios de limites de consistência e expansibilidade, Acar & Olivieri (1989) utilizaram três tipos de solo: montmorilonita cálcica, montmorilonita sódica e a caulinita, concluindo que:

- As propriedades físicas e a expansibilidade das montmorilonitas são altamente afetadas pela variação da constante dielétrica do fluido;
- Os resultados indicaram que as variações na condutividade hidráulica dos solos percolados por fluidos orgânicos são geradas pela floculação dos argilominerálias;
- Os fluidos orgânicos puros podem aumentar a condutividade hidráulica de barreiras argilosas devido à contração da dupla camada iônica, porém altas tensões confinantes e fluidos imiscíveis atenuam esse efeito, ou seja, camadas superficiais serão mais suscetíveis a mudanças na estrutura que barreiras confinadas sobre uma sobrecarga;
- A condutividade hidráulica da montmorilonita percolada com os fluidos orgânicos imiscíveis foi expressivamente maior que a condutividade hidráulica com a água.

Budhu *et al.* (1990) confrontaram diversos estudos de condutividade hidráulica de amostras de montmorilonita percolados com diferentes fluidos orgânicos, concluindo que a condutividade hidráulica é maior com eles do que quando percolados com água, e que quanto menor a constante dielétrica, maior a condutividade hidráulica.

Mitchell (1993) exemplifica que o álcool etílico ($D = 24,3$) reduziria a espessura da dupla camada iônica em um fator de $(24,3/80)^{0,5}$ ou a 0,55 de sua espessura normal quando o fluido é a água ($D = 0,80$). Do mesmo modo, o tolueno ($D = 2,4$) reduziria a dupla camada em um fator de $(2,4/80)^{0,5}$ ou a 0,17 de sua espessura com água. Segundo este autor, é importante ressaltar que a constante dielétrica altera-se com a temperatura do fluido, citando que, por exemplo, a constante dielétrica da água a 20 °C é de 80, enquanto a 60 °C é de 66.

Influência do pH

Shackelford (1994) revela três mecanismos comuns quando argilominerálias são submetidos a substâncias ácidas: (1) floculação das argilas, (2) dissolução de argilominerais e (3) dissolução de outros minerais (e.g. CaCO_3).

Mitchell (1993) descreve que hidróxidos (OH^-) presentes nas superfícies das argilas podem dissociar-se da água, sendo este fenômeno fortemente influenciado pelo pH. Quanto maior o pH, maior a tendência do H^+ entrar em solução, dissolvendo o conjunto (SiOH) em (Si + H_2O). Em contrapartida, a alumina (Al_2O_3), muito comum nas bordas dos argilominerais, são ionizadas positivamente em baixos valores de pH e vice-versa. Assim, quando bordas positivas são formadas, estas podem interagir com as superfícies negativas da argila, floculando-a.

Shackelford (1994) realizou ensaios de sedimentação nos quais submeteu amostras de montmorilonita a uma solução de HCl em diferentes concentrações (1M, 0,1M e 0,01M), verificando uma variação na sedimentação e uma significativa agressão no solo quando submetidos a valores de pH inferiores a dois.

Shackelford (1994) também submeteu as amostras de argila a solução de NaOH em diferentes concentrações (1,0, 0,1 e 0,01 M), verificando que estas soluções influenciaram na altura de sedimentação do solo (ensaio de sedimentação para granulometria), porém somente para grandes quantidades de solução.

2.4.2. Métodos Indiretos de Avaliação da Compatibilidade

Shackelford (1994) cita que as avaliações da compatibilidade química entre solos e materiais deletérios se dão de duas formas: avaliação direta e avaliação indireta. Na avaliação direta, os resíduos são colocados em contato direto com o solo e as propriedades requeridas (e.g. permeabilidade, resistência, etc.) são avaliadas diretamente. Na avaliação indireta, diferentes soluções químicas são aplicadas ao solo e propriedades índices (e.g. índice de plasticidade, expansividade, sedimentação, etc.) são medidas em laboratório, para então somente, através de correlações ou indicativos, sejam avaliadas as propriedades requeridas.

Shackelford (1994) destaca que, sempre que possível, as avaliações por percolação direta devem ser priorizadas para avaliação da condutividade hidráulica com fluidos que não a água, por estas fornecerem resultados mais próximos das situações reais de campo. Entretanto, nem sempre é possível compatibilizar o equipamento utilizado na percolação com o fluido químico percolante. Shackelford (*op cit.*) cita que os permeômetros, geralmente de aço, não são compatíveis com soluções ácidas e básicas, enquanto as membranas látex não são compatíveis com algumas soluções orgânicas.

Os métodos indiretos de avaliação de compatibilidade química são, pelas razões supracitadas, uma alternativa viável para uma avaliação preliminar das propriedades correlatas à condutividade hidráulica de solos e soluções químicas. Shackelford (1994) cita que os principais métodos de avaliação indireta são os limites de Atterberg modificados, expansão livre e sedimentação.

Bowders (1985) e Bowders & Daniel (1987) realizaram ensaios correlacionando a condutividade hidráulica e a compatibilidade química por meio de limites de Atterberg modificados em solos montmorinolíticos e caulíníticos percolados com soluções contendo

metanol, ácido acético e heptano em diversas concentrações. Eles observaram significativos decréscimos na plasticidade para soluções orgânicas concentradas (acima de 80%).

Farnezi & Leite (2007) definiram o índice incompatibilidade química (IC), equação (2.18), com intuito de verificar a perda de plasticidade do solo quando percolado com um fluido em comparação com a plasticidade do solo quando percolado com água.

$$IC = \frac{IP_w - IP_f}{IP_w} \quad (2.18)$$

Onde IP_w é o índice de plasticidade do solo quando percolado com água e IP_f é o índice de plasticidade do solo quando percolado com um fluido diferente da água. Segundo esta equação, quanto maior IC, maior a incompatibilidade do solo quando em contato com o fluido em relação ao contato com a água.

A avaliação indireta de compatibilidade por meio da expansão livre baseia-se no critério da porosidade eficiente definida por Chapuis (1990), onde o princípio é que a água retida nos poros do solo não contribui para o fluxo total. Bowders (1985) descreve que uma redução na expansão livre do solo representa uma diminuição na capacidade de retenção de água e um conseqüente aumento da condutividade hidráulica do solo.

Acar & Olivieri (1989) testaram a expansão livre em amostras de montmorilonita sódica, montmorilonita cálcica e caulinita em meio a soluções orgânicas variadas, estabelecendo importantes correlações entre a condutividade hidráulica, expansão livre e constante dielétrica do fluido percolante, sobretudo na indicação da floculação das montmorilonitas devido a uma diminuição das forças de repulsão entre as lamelas da argila.

O critério de avaliação da compatibilidade por meio de ensaios de sedimentação com diferentes soluções baseia-se na influência do fluido nos estados de associação das partículas (agregado, disperso, floculado, defloculado) e conseqüentemente no diâmetro aparente dos grãos e tempo de sedimentação.

Shackelford (1994) realizou ensaios de compatibilidade por meio de sedimentação em amostras de três argilas (atapulgita, bentonita e caulinita), submetidas a soluções de HCl, NaOH e NaCl (nas concentrações de 1M, 0,1M e 0,01M). Ele concluiu que o ensaio de sedimentação ajuda a ilustrar a influência de líquidos agressores na estrutura da argila, em concordância com a teoria de Gouy-Chapman para partículas coloidais em suspensão, além de mostrar que líquidos com propriedades floculadoras aumentam a condutividade hidráulica dos

solos, enquanto líquidos com propriedades defloculadoras diminuem a condutividade hidráulica dos solos.

2.5. SISTEMAS DE SELAGEM

2.5.1. Sistemas de Disposição de Resíduos e o Panorama Brasileiro

As formas de disposição dos resíduos no ambiente, assim como a composição e volume destes resíduos, são fundamentais a geotecnia ambiental, em especial aos projetos de sistemas de selagem destinados a contê-los e remediá-los.

Os resíduos sólidos, segundo Bidone & Povinelli (1999), podem ser classificados segundo sua origem ou tempo de degradação. Quanto à origem, classificam-se em urbanos, industriais, hospitalares, radioativos e agrícolas. Quanto ao tempo de degradação, classificam-se em facilmente degradáveis (materiais orgânicos), moderadamente degradáveis (material celulósico), dificilmente degradáveis (tecidos, borrachas e madeiras) e não degradáveis (vidros, metais e plásticos).

Jucá (2003) destaca que, de acordo com a *Pesquisa Nacional do Saneamento Básico* – IBGE (2000), o Brasil produz cerca de 228.413 toneladas de resíduos sólidos diariamente, sendo 125.258 toneladas referentes aos resíduos sólidos urbanos. Jucá (2003) apresenta a geração de resíduo sólido em cada região brasileira, relacionando-a com a população e PIB (produto interno bruto), como mostra a figura 2.17.

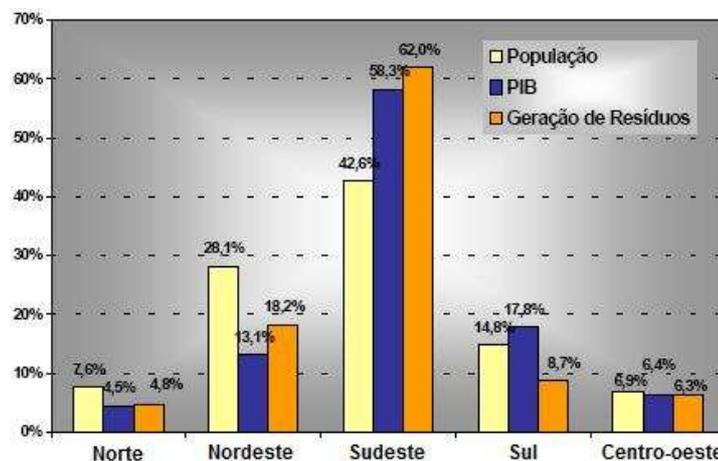


Figura 2.17. Percentual da geração de resíduos e sua correlação com a população e PIB por regiões do Brasil (Fonte: Jucá, 2003).

Jucá (2003) observa que existe uma grande discrepância entre a população e a geração de resíduos sólidos, assim como uma relação direta entre esta geração e o PIB de cada região, atribuindo este fato à geração de resíduos industriais predominantes em regiões mais desenvolvidas economicamente.

Lukiantchuki (2007) descreve que existem muitas formas de disposição dos resíduos sólidos objetivando a redução de volume e destinação final segura, entre elas, destacam-se incineração, compostagem, triagem, reciclagem e alternativas de trituração e enfardamento. No entanto, segundo Alberte (2005), o aterro sanitário ainda é o melhor método de disposição final de resíduos sólidos, levando em consideração fatores geotécnicos, econômicos, sociais, ambientais, de aproveitamentos de energia e de reutilização dos locais de disposição.

Lukiantchuki (2007) enfatiza os principais métodos de disposição de resíduos empregados no Brasil, definindo-os:

- Vazadouro a céu aberto: os resíduos são simplesmente dispostos sobre o solo, facilitando a proliferação de vetores e poluição das águas superficiais e subterrâneas pelo lixiviado;
- Aterro controlado: os resíduos são dispostos com recobrimento de solo, aumentando a segurança local contra contaminações, porém não existe nenhum método de tratamento do chorume, drenagem e queima de gases gerados;
- Aterro sanitário: os resíduos são dispostos segundo critérios de engenharia e normas operacionais específicas garantindo proteção ao ambiente circundante, além de possuir obrigatoriamente sistemas de tratamento de chorume, sistemas de drenagem e queima de gás, e plano de fechamento e reaproveitamento futuro da área.

Bidone & Povinelli (1999) diferenciam os aterros sanitários dos outros métodos de disposição de resíduos pelos dispositivos de controle e segurança presentes, cujos componentes principais são:

- Sistema de controle de volume de lixo (balança);
- Sistema de vias de acesso e proteção externa;
- Sistemas de tratamento prévio do lixo (reciclagem, compostagem);
- Sistemas de contenção (selagem basal e de cobertura);
- Sistema de operação (valas, rampas, áreas);
- Sistemas de drenagem (águas pluvias, gás e chorume percolado);
- Sistemas de tratamento de resíduos (líquidos e gases);

- Sistemas para diminuição de vetores;
- Sistemas de monitoramento (poços, placas de recalque, estacas);
- Sistema de fechamento.

Jucá (2003) relata que no mundo inteiro os aterros sanitários representam a principal destinação final dos resíduos sólidos. No Brasil, entretanto, este tipo de destinação final é praticamente inexistente em algumas regiões, correspondendo apenas a uma parcela ínfima da disposição final, como mostra a figura 2.18, elaborada por meio de dados da *Pesquisa Nacional do Saneamento Básico – IBGE (2000)*.



Figura 2.18. Formas de disposição final de resíduos sólidos, (a) por volume e (b) por número de municípios (Fonte: Jucá, 2003).

Segundo Jucá (2003), a grande dificuldade de implantação dos aterros sanitários no Brasil se deve, sobretudo, aos custos de operação de um aterro sanitário, que pressupõe tratamento adequado de líquidos e gases gerados, além de todos os demais cuidados previstos nas normas técnicas.

A geotecnia ambiental se aplica aos aterros sanitários sob diversos aspectos. Jucá (2003) os enumeram em:

- 1) Estudo do comportamento mecânico, estabilidade dos taludes, capacidade de carga e recalques dos aterros, que são controlados pelas propriedades de resistência e compressibilidade do lixo;
- 2) Estudo da condutividade hidráulica e permeabilidade nos fluxos de líquidos e gases através dos sistemas de selagem basais e de cobertura dos aterros;
- 3) Estudo das interações físico-químicas e biológicas no sistema solo/resíduo devido ao processo de biodegradação da matéria orgânica;

- 4) Estudos de capacidade de campo, sucção, e permeabilidade, assim como soluções integradas de tratamento através de barreiras passivas ou reativas de solo.

Por fim, Sharma & Lewis (1994) enfatizam que, em aterros sanitários, a geotecnia ambiental atua, sobretudo, no projeto, concepção e controle dos sistemas de confinamento dos resíduos, tanto nos sistemas de coberturas (minimizando a infiltração de água para dentro das células de resíduos e diminuindo o volume de chorume gerado), quanto nos sistemas basais (evitando a infiltração de chorume no solo e preservando a qualidade das águas subterrâneas).

2.5.2. Fundamentos das Barreiras Impermeabilizantes

As barreiras impermeabilizantes têm o papel fundamental de isolar os resíduos sólidos do ambiente circundante. Para tal, em aterros sanitários, as barreiras impermeabilizantes são utilizadas em dois sistemas: (1) sistemas basais (do inglês: *liners*), que visam reduzir o percolado à matriz hidrológica subjacente e (2) sistemas de cobertura (do inglês: *cover systems*), que visam reduzir a geração de percolados no interior das células de resíduos. Deste modo, as barreiras impermeabilizantes constituem componentes essenciais da proteção do ambiente, devendo garantir os requisitos básicos de qualidade das águas naturais segundo a atual legislação ambiental. A Figura 2.19 ilustra os diversos componentes de um aterro sanitário urbano segundo Switzenbaum (1992).

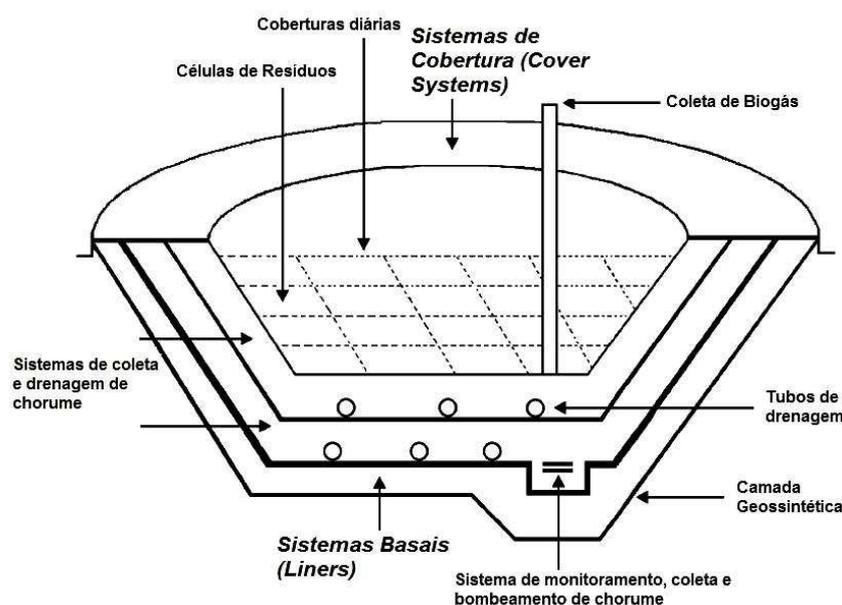


Figura 2.19. Esquema dos diversos componentes de um aterro sanitário (Fonte: Switzenbaum, 1992).

Segundo Eklund (1985), as barreiras de solos compactados são usadas frequentemente para retardar a migração de componentes líquidos do lixo, como no trecho a seguir:

(...) Em seu desempenho, as barreiras funcionam por dois mecanismos: (1) impedir que o fluxo do poluente transportado entre no subsolo, ou (2) atenuar poluentes suspensos ou dissolvidos de modo que o lixiviado chegue ao lençol com níveis de contaminantes aceitáveis. (...) A primeira função é atendida pela construção de barreiras com baixa permeabilidade. Já a capacidade de atenuação ou sorção depende da composição química e posicionamento da barreira. Os solos geralmente funcionam pelos dois mecanismos. (EKLUND, 1985, p. 189). (Traduzido).

Lukiantchuki (2007) descreve que as barreiras impermeabilizantes devem atender os critérios de baixa condutividade hidráulica, estanqueidade, durabilidade, resistência mecânica, resistência a intempéries e compatibilidade química com os resíduos confinados.

De acordo com Farnezi (2006), alguns países possuem legislações com especificações de projeto, concepção e operação das barreiras impermeabilizantes, compreendendo os materiais a serem empregados e espessuras mínimas requeridas. Farnezi (*op cit.*) relata que, geralmente, estas legislações são fundamentadas em normas preestabelecidas ou em avaliações de desempenho (laboratoriais e de campo).

Segundo Acar & Olivieri (1989), a condutividade hidráulica é o principal parâmetro a ser avaliado na concepção de barreiras impermeabilizantes. Daniel & Benson (1990), assim como Gleason *et al.* (1997), Anderson & Hee (1995), Shackelford (1994), Chapuis (1990), Keeney *et al.* (1992) e Farnezi (2006), citam o valor de $K = 10^{-7}$ cm/s como sendo o patamar mínimo para projetos de barreiras impermeabilizantes. Goldman *et al.* (1988), por meio do documento normativo EPA/530-SW-86-007 (EPA - agência de proteção ambiental norte-americana), adotou este valor ($K = 10^{-7}$ cm/s) como norma técnica para construção de sistemas selantes em sítios de disposição de resíduos sólidos urbanos. No Brasil, a Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (CETESB) toma esse mesmo patamar como desejável na maioria dos projetos de barreiras impermeabilizantes em sítios de disposição de resíduos.

Carvalho (1999) relata alguns valores de condutividade hidráulica de especificações normativas de diferentes países, como Alemanha ($K < 10^{-8}$ cm/s), EUA, Reino Unido, Áustria, Bélgica, Hungria e Itália ($K < 10^{-7}$ cm/s), e França, Portugal ($K < 10^{-6}$ cm/s).

Anderson & Hee (1995) alertam que em muitos projetos a quantidade necessária de solo de baixa permeabilidade torna-se inviável ou pouco econômica, mencionando um número crescente de projetos envolvendo geossintéticos e geocompostos como barreiras hidráulicas. Porém estes autores referem-se aos sistemas impermeabilizantes de argila compactada como sendo ainda o padrão de camadas basais auto-suficientes e parte integral da maioria dos sistemas de selagem.

O projeto e a construção bem sucedidos de sistemas de selagem de solo envolvem muitos fatores, Daniel & Benson (1990) mencionam: seleção criteriosa dos materiais, avaliação da compatibilidade entre o resíduo e o solo, determinação da metodologia de construção, análise da estabilidade dos taludes, capacidade de suporte, e fatores ambientais.

2.5.3. Principais Tipos de Barreiras Impermeabilizantes

Existem diversas formas de promover a impermeabilidade do sistema de selagem, quase sempre associadas aos materiais utilizados para este fim. Leite (2001), Farnezi (2006), Batista (2006), Lukiantchuki (2007) descrevem que as barreiras impermeabilizantes podem ser constituídas por diversos materiais, tais como solos argilosos compactados, geossintéticos (geocompostos bentoníticos, geotêxteis, geomembranas etc.), misturas areia-bentonita e misturas argila-bentonita.

Sharma & Lewis (1994) descrevem que o material utilizado para concepção das barreiras impermeabilizantes depende de diversos fatores: finalidade e vida útil do projeto, disponibilidade de materiais naturais e sintéticos, compatibilidade química entre a camada e o resíduo, critérios ambientais e restrições físicas. Sharma & Lewis (*op cit.*) relatam ainda que projetos modernos de barreiras impermeabilizantes devem ser concebidos, preferencialmente, em associações de barreiras compostas de diversos materiais, como mostra a figura 2.20.

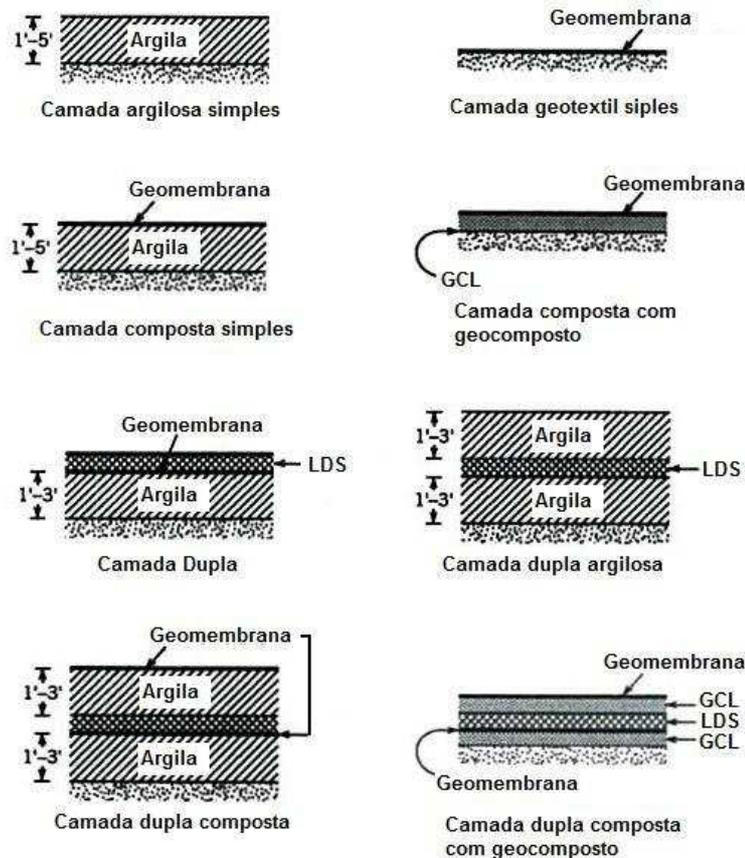


Figura 2.20. Configurações de camadas impermeabilizantes (Fonte: Sharma & Lewis, 1994).

Barreiras Argilosas Compactadas (CCL)

Segundo Anderson & Hee (1995), desde que atendam as especificações técnicas, as barreiras argilosas compactadas (CCL – do inglês: *compacted clay liner*) devem ser preferidas às barreiras sintéticas, pelas suas características técnicas de auto-suficiência e similaridade com o ambiente natural. Entretanto, segundo Rowe *et al.* (1995), para que os sistemas de argila compactada sejam empregados, alguns critérios devem ser atendidos:

- A condutividade hidráulica deve ser, no máximo, de 10^{-7} cm/s;
- O solo deve possuir uma quantidade mínima de 15 a 20% de argila e um índice de plasticidade maior que 7%. É desejável, alternativamente, uma capacidade de troca catiônica maior que 10 meq/100g;
- A barreira argilosa deve ser compatível quimicamente com o resíduo, não sofrendo aumentos significativos da condutividade hidráulica quando em contato com este;
- A espessura mínima recomendada de uma camada argilosa compactada para a disposição de resíduos urbanos é de 90 a 100 cm. No caso de estar associada à geomembranas, esta espessura pode ser de 60 cm;

- A espessura mínima adotada no caso da disposição de resíduos tóxico e industriais é de, geralmente, entre 3 e 4 m.

Segundo Mitchell (1993), a energia, o método e o teor de umidade na compactação exercem grande influência na condutividade hidráulica das barreiras argilosas compactadas. Daniel & Benson (1990) realizaram trabalhos correlacionando a condutividade hidráulica à curva de compactação de diversos solos estabelecendo “zonas de compactação” adequadas com o propósito de utilização em barreiras impermeabilizantes, como mostra a figura 2.21.

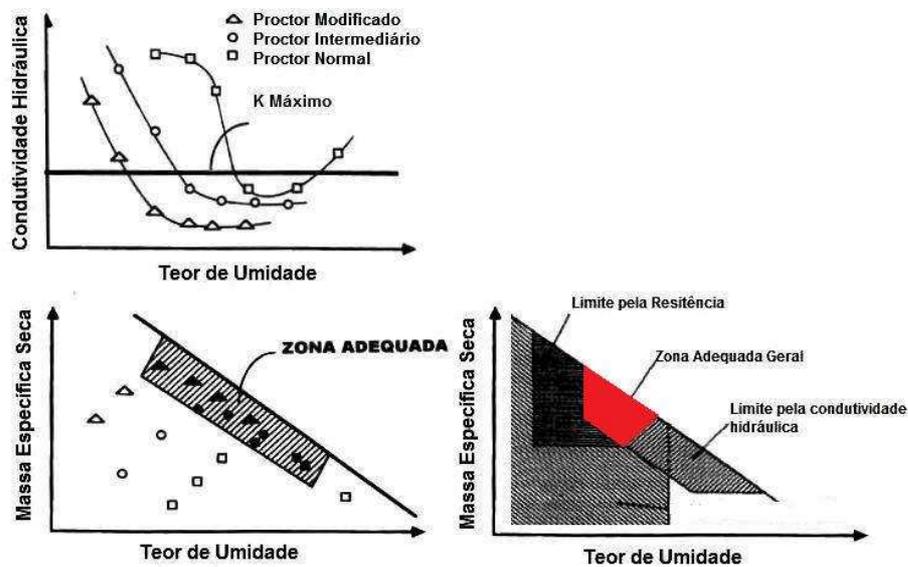


Figura 2.21. Zonas de compactação adequadas para utilização em camadas de argila compactada (Modificado de Daniel & Benson, 1990).

A Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (CETESB 1993), citada por Lukiantchuki (2007), recomenda que os solos utilizados em barreiras argilosas compactadas devam satisfazer alguns requisitos, tais como: classificação unificada CH, CL, SC ou OH; porcentagem de finos maior que 30%; limite de liquidez maior que 30% e índice de plasticidade maior que 30%; pH superior a 7. Lukiantchuki (*op cit.*) lembra que, devido à dificuldade de se encontrar solos naturais que atendam estes requisitos, é comum a adição de bentonita ou a associação a geossintéticos nestas obras.

Barreiras Geossintéticas

Os materiais geossintéticos têm sido empregados na geotecnia ambiental não somente com a finalidade de impermeabilização, mas também como elementos de filtração, proteção,

separação e reforço. A grande utilização destes materiais se deve, conforme menciona Fernandes (2005), às suas características de versatilidade e facilidade construtiva.

Fernandes (2005) classifica os geossintéticos em geotexteis, geodrenos, geocélulas, geogrelhas, georredes, geocompostos, geomantas, geomembranas e geocompostos argilosos (GCL). Para finalidade de barreiras impermeabilizantes são utilizadas, sobretudo, as geomembranas e os geocompostos argilosos (GCL) associados ou não a geodrenos ou georredes (LDS, do inglês: *leak detection system*) como sistema de drenagem.

Lukiantchuki (2007) cita na utilização em barreiras impermeabilizantes as geomembranas do tipo polietileno de alta densidade (HDPE), polietileno de baixa densidade (VLDPE), polietileno clorosulfonado (CSPE), policloreto de polivinila (PVC), interpolímero etileno alloy (EIA). Dentre as principais vantagens das geomembranas, segundo Lukiantchuki (*op cit.*), citam-se boa resistência a agentes químicos, boa resistência mecânica, boa capacidade de solda e bom desempenho em baixas temperaturas.

Já os geocompostos argilosos (GCL) são geocompostos confeccionados com uma camada de bentonita confinada entre duas camadas de geotêxteis ou ligadas a uma geomembrana e confinada com geotêxtil. Dentre suas principais características destaca-se sua propriedade auto-vedante, muito útil em sistemas onde é comum perfurações durante manuseio e aplicação. As características da bentonita quando confinadas e hidratadas são potencializadas, tornando-se uma camada efetivamente impermeável a líquidos e gases, o que explica sua ampla aplicação em sítios de disposição de resíduos.

Barreiras de Solo-Bentonita

Segundo Lukiantchuki (2007), desde a década de 1970, a utilização de barreiras de solo natural com adição de bentonita tem sido uma prática comum em países como Estados Unidos, Alemanha, França e Suíça com a finalidade de promover uma barreira ativa de proteção as matrizes hidrológicas subjacentes, empregada só ou em conjunto com as barreiras geossintéticas.

D'Appolonia & Ryan (1979), assim como D'Appolonia (1980), indicam a adição de bentonita em solos naturais quando estes não possuem percentual mínimo de grãos finos, relacionando a condutividade hidráulica diretamente à constituição granulométrica do solo. D'Appolonia (1980) aponta que uma condutividade hidráulica menor que 10^{-7} cm/s é

observada em solos com mais de 15% finos plásticos (porcentagem $< 0,075$ mm , USCS = CH ou MH) ou mais de 60% de finos não-plásticos ou de baixa plasticidade.

Lukiantchuki (2007) indica a bentonita sódica para misturas em camadas impermeabilizante, observando que o êxito do sistema está diretamente ligado aos processos de absorção de água e adsorção. Lukiantchuki (*op cit.*) relata que na absorção a água entra nas lamelas da bentonita (garantindo uma expansão benéfica do material), seguido de uma adsorção de cátions (retração das lamelas) acompanhado de uma nova expansão. Este processo é denominado cicatrização da camada, sendo o processo que garante da eficiência quanto à impermeabilização do sistema.

Rowe (2001), assim como Daniel (1987), Keeney *et al.* (1992), Anderson & Hee (1995), Gleason *et al.* (1997), testaram a adição de bentonita em areias e solos lateríticos com o propósito de redução da condutividade hidráulica, concluindo que a adição de bentonita nas proporções entre 4% e 10% aos solos, geralmente, são suficientes para atingir o patamar de condutividade hidráulica entre 10^{-7} cm/s e 10^{-9} cm/s.

Hoeks *et al.* (1987) lembra que a mistura de solo com bentonita pode ser mais permeável ao lixiviado do que a água limpa, indicando que, ao ser utilizada como camada de impermeabilização de fundo, a mistura deve conter um teor maior de bentonita, como margem de segurança. Anderson & Hee (1995), por outro lado, mostram que a tensão confinante é muito influente na condutividade hidráulica (sobretudo em materiais expansivos como a bentonita), advertindo uma atenção especial às camadas superficiais (camadas de coberturas), onde a tensão confinante pode não ser suficiente para garantir o critério de projeto.

CAPÍTULO 3

ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Devido aos fatores intervenientes que podem interferir na condutividade hidráulica dos solos, assim como os mecanismos de reações envolvidos na sua compatibilidade com diferentes fluidos percolantes em sistemas de selagem basal, torna-se fundamental a avaliação de propriedades índices dos materiais estudados, obtidos por meio de ensaios de caracterização.

Os ensaios de caracterização do programa experimental deste trabalho foram divididos em quatro grupos principais, incluindo: verificação do caráter laterítico do solo natural, caracterização geotécnica das amostras, caracterização físico-química das amostras, e caracterização mineralógica do solo natural e da bentonita.

Coleta e Preparo de Solo

As amostras deformadas de solo tropical foram extraídas de uma região próxima ao Distrito de Cachoeira do Brumado (município de Mariana MG), na estrada que liga Mariana a Ponte Nova, como mostra a figura 3.1.



Figura 3.1. Localização da coleta do solo tropical.

O local da coleta das amostras do solo foi escolhido por tratar-se de um perfil de solo tipicamente tropical, espesso e bastante avermelhado, proveniente da intemperização de rochas gnáissicas, com características texturais e tátil-visuais representativas dos solos da região. As amostras coletadas foram tratadas conforme os procedimentos descritos na NBR 6457, que consistem no destorroamento, secagem à sombra, homogeneização, quarteamento, peneiramento (malha 4,8 mm) e estocagem em recipientes adequados.

Escolha da Bentonita

Para a escolha da bentonita a ser utilizada no programa experimental, procederam-se ensaios preliminares de caracterização geotécnica (limites de Atterberg) e caracterização físico química (ensaio de adsorção de azul de metileno) em quatro opções comerciais de bentonitas sódicas, cujos resultados estão dispostos na tabela 3.1. Este procedimento visou obter a bentonita sódica mais reativa, com a expectativa de que, deste modo, os resultados dos ensaios teriam magnitude majoradas. Todas as amostras avaliadas foram gentilmente doadas pela empresa Bentonit União Nordeste S/A, sendo escolhida a bentonita sódica Brasgel PA por ter se mostrado mais reativa em todos os ensaios realizados.

Tabela 3.1. Resumo de resultados para escolha da bentonita.

Parâmetros	Bentonita			
	Brasgel FF	Brasgel FC	Brasgel PA	Permagemel
	^{1,2} Limites de Atterberg			
<i>LL (%)</i>	505,0	667,0	682,5	609,0
<i>LP (%)</i>	103,3	85,0	90,6	83,7
<i>IP (%)</i>	401,7	582,0	591,9	525,3
	³ Capacidade de Troca Catiônica e Superfície Específica			
<i>CTC (meq/100g)</i>	87,1	94,2	99,4	93,0
<i>SE (m²/g)</i>	679,8	735,4	775,9	726,4

Fontes: ¹ ABNT (1984) NBR 6459; ² ABNT (1984) NBR 7180; ³ Pejon (1992).

Confecção das Misturas

As proporções de solo e bentonita foram definidas seguindo indicações de valores citados na literatura e na experiência dos autores deste projeto, como os trabalhos de Anderson & Hee (1995), Shackelford & Jefferis (2000), Ryan & Day (2002), Farnezi (2006) e

Batista (2006). Deste modo, têm-se as seguintes denominações, seguindo proporções em massa seca:

- Amostra *SN*: 100% solo natural tropical;
- Amostra *SN03*: 97% solo natural tropical e 3% de bentonita;
- Amostra *SN06*: 94% solo natural tropical e 6% de bentonita;
- Amostra *SN09*: 91% solo natural tropical e 9% de bentonita;
- Amostra *SN12*: 88% solo natural tropical e 12% de bentonita
- Amostra *BN*: 100% bentonita sódica.

Os procedimentos de mistura foram realizados manualmente, utilizando-se de enxadas comuns e quarteadores, conforme descrito em Farnezi (2006) e Batista (2006).

3.2. MÉTODOS EMPREGADOS

Os ensaios de caracterização do programa experimental foram divididos em quatro grupos principais, com os respectivos ensaios conforme descrito a seguir:

- 1) Verificação do caráter laterítico do solo natural: ensaio de classificação MCT;
- 2) Caracterização geotécnica das amostras: análise granulométrica conjunta, limites de Atterberg, massa específica dos sólidos e compactação Proctor Normal;
- 3) Caracterização físico-química das amostras: potencial hidrogeniônico (pH), condutividade elétrica do extrato aquoso, expansão livre, capacidade de troca catiônica e superfície específica;
- 4) Caracterização mineralógica do solo tropical e da bentonita: difratometria de raios-X.

3.2.1. Verificação do Caráter Laterítico do Solo Natural

A classificação segundo metodologia MCT (Mini Compacto Tropical) indica o comportamento laterítico ou não laterítico dos solos tropicais. Para a execução do ensaio adotaram-se os procedimentos descritos nas normas DNER – M 256-94 – “Solos compactados com equipamento miniatura – Determinação de perda de massa por imersão” e DER – M 196-89 – “Classificação de solos tropicais segundo metodologia MCT”.

A classificação MCT consiste na determinação de índices em corpos de prova compactados em dimensões miniatura (50 mm de diâmetro e altura de 130 mm) e perda por imersão. Uma síntese do procedimento adotado segue descrita:

- (1) Inicialmente compactam-se corpos de prova com diferentes teores de umidade em uma série de golpes (1, 2, 3, 4, 6, 8, 12, 16, 24, 32, 48, 64, 96, 128, 256), medindo-se os respectivos afundamentos para os golpes ($\Delta A_n = A_n - A_{n-4}$);
- (2) Traçam-se as curvas de afundamentos (ΔA_n) versus número de golpes (escala logarítmica) e determina-se o coeficiente c' , correspondente à inclinação que se ajusta ao ponto pré-definido de afundamento igual a 2 mm e número de golpes igual a 10;
- (3) Determina-se o coeficiente d' , correspondente ao coeficiente angular da parte retilínea do ramo seco da curva de compactação para 12 golpes, obtido na realização do ensaio de compactação;
- (4) Determina-se a perda de peso por imersão (P_i) para 1 cm do corpo de prova extrudado e imerso em água por 24 horas;
- (5) Determina-se o índice e' pela equação (3.1);

$$e' = \left(P_i + \frac{20}{d'} \right)^{1/3} \quad (3.1)$$

- (6) Por fim, localiza-se na carta proposta por Nogami & Villibor (1980) os coeficientes c' e e' , conforme figura 3.2, classificando os solos de caráter laterítico ou não laterítico.

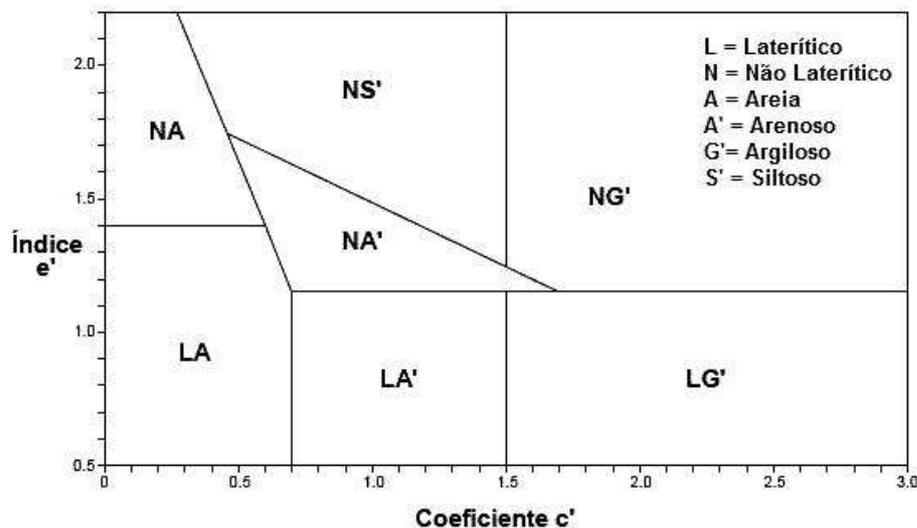


Figura 3.2. Carta de classificação segundo metodologia MCT (Fonte: Nogami & Villibor, 1980).

3.2.2. Caracterização Geotécnica

Análise Granulométrica Conjunta

O objetivo da análise granulométrica é determinar o diâmetro equivalente dos grãos do solo, relacionando-as com suas respectivas proporções. Os procedimentos do ensaio são descritos na norma NBR 7181, com a escala granulométrica apresentada na norma NBR 6502.

A análise granulométrica conjunta consiste em três etapas, peneiramento grosso, peneiramento fino e sedimentação. Conforme os procedimentos exposto na NBR 7181, o solo foi passado na peneira nº 10 (malha 2,00 mm) e separado em duas porções, sendo que no material retido procedeu-se o peneiramento grosso e no material passante executou-se a sedimentação. Após a sedimentação o solo foi lavado e passado na peneira nº 200 (malha 0,0075 mm), sendo que no material retido procedeu-se o peneiramento fino.

Ressalta-se que a norma NBR 7181 indica o uso de 70g para a sedimentação com solos siltosos e argilosos. Porém, devido à grande expansividade da bentonita estudada, optou-se pela realização do ensaio com a diminuição da quantidade deste material para 30g.

Limites de Atterberg

Os limites de Atterberg abrangem Limite de Liquidez (*LL*), Limite de Plasticidade (*LP*) e Limite de Contração (*LC*), com o conseqüente Índice de Plasticidade (*IP*). O ensaio representa o comportamento (sólido, plástico e líquido) da porção fina do solo de acordo com o teor de água adicionado, fornecendo a sua plasticidade e, adicionalmente, características relacionadas à permeabilidade e resistência.

Os procedimentos adotados nos ensaios de Limites de Liquidez e Plasticidade foram executados conforme dispostos nas normas NBR 6459 e NBR7180, respectivamente.

Com os limites de Atterberg e a granulometria é possível se determinar o Índice de Atividade (*IA*) de Skempton, conforme a equação (3.2).

$$IA = \frac{IP}{\% < 2\mu m} \quad (3.2)$$

Segundo Vargas (1977), o a fração argilosa do solo pode ser classificada como inativa ($IA < 0,75$), normal ($0,75 \leq IA \leq 1,25$) e ativa ($IA > 1,25$).

Massa Específica dos Sólidos

A massa específica dos sólidos de um solo é um parâmetro base para diversos outros na geotecnia, como análise granulométrica conjunta e ensaio de compactação, além de fornecer indicativos dos minerais presentes, como exemplificado na tabela 3.2.

Tabela 3.2. Massa específica de diferentes minerais (Fonte: Nogueira, 1995).

Mineral	Massa Específica (g/cm ³)
Feldspato	2,590 – 2,900
Mica	2,700 – 3,200
Caulinita	2,600 – 2,650
Montmorilonita	2,400 – 2,800
Ilmenita	4,500 – 5,000
Magnetita	5,200
Goetita	4,400
Quartzo	2,650

Para a obtenção da massa específica dos sólidos procedeu-se o ensaio conforme método descrito na norma NBR 6508 e nas recomendações de Nogueira (1995), com a ressalva que, devido à grande expansividade da bentonita estudada, optou-se pela realização do ensaio com a diminuição da quantidade deste material de 50 g (recomendação da norma NBR 6508) para 20g.

Compactação Proctor Normal

O ensaio de compactação visa determinar a massa específica seca máxima de um solo e seu teor de umidade ótimo para uma dada energia de compactação. Mitchell (1993) mostra que a condutividade hidráulica é dependente do nível de rearranjo do solo com a água durante a compactação, revelando a necessidade da realização deste procedimento.

O procedimento do ensaio foi realizado conforme a norma ABNT NBR 7182/86. A energia de compactação adotada foi a Proctor Normal, com um soquete de peso ($P = 2,5 \text{ kg}$), número de camadas ($n = 3$), número de golpes ($N = 25$), altura de queda ($h = 30,5 \text{ cm}$) e volume do cilindro ($V = 1000 \text{ cm}^3$), totalizando uma energia de compactação ($E = PLNn/V = 5,72 \text{ kg/cm}^2$). O procedimento foi realizado sem reuso das amostras, e em média foram necessários 5 pontos (massa específica seca e teor de umidade) para o traçado da curva.

3.2.3. Caracterização Físico-Química

Potencial Hidrogeniônico

O pH do solo afeta diretamente a dissociação de hidróxidos (OH^-) presentes nas superfícies das argilas, assim como interfere no mecanismo de ionização de alguns argilominerais (e.g. alumina), contribuindo para fenômenos como a floculação e agregação, mostrando-se relevante o seu estudo.

O procedimento adotado no ensaio de pH é descrito em Camargo *et al.* (1986), onde as leituras são realizadas em suspensões do solo em água destilada ou solução de KCl (1N) na proporção volumétrica 1:2,5. Adotou-se assim, de forma aproximada, uma massa de solo equivalente a 10 cm³ dissolvidos em 25 cm³ de água destilada ou solução de KCl (1N). Para a amostra de bentonita, devido a sua expansividade, alterou-se a proporção da solução para 1:10, tomando-se 20 cm³ de bentonita dissolvidos em 100 cm³ de água destilada ou solução de KCl (1N). As leituras foram realizadas em equipamento da marca DIGIMED.

Segundo o método proposto em Camargo *et al.* (1986), define-se ΔpH como a diferença entre o pH medido em suspensão com KCl (pH KCl) e o pH medido em suspensão com água (pH H₂O). Os valores de ΔpH indicam a predominância de cargas do solo, sendo que um ΔpH positivo indica a predominância de cargas positivas e um ΔpH negativo indica a predominância de cargas negativas.

Condutividade Elétrica do Extrato Aquoso

A condutividade elétrica indica diretamente a concentração eletrolítica do meio, sendo que em solos, esta propriedade revela a quantidade de sais presentes. Desta forma, a averiguação da condutividade elétrica do extrato aquoso dos solos torna-se fundamental para o entendimento dos mecanismos de reação da dupla camada iônicas, principalmente das montmorilonitas, comumente o principal argilomineral das bentonitas.

O método do ensaio foi realizado conforme descrito Camargo *et al.* (1986), onde inicialmente é preparada uma solução de 100 g de solo e 100 g de água destilada (no caso da bentonita adotou-se a proporção de 10 g de solo e 100 g de água destilada), procedendo-se agitações manuais a cada 30 minutos durante 2 horas. Posteriormente é realizada a filtração da solução em papel filtro quantitativo, procedendo-se a leitura por meio de um condutivímetro DIGIMED.

Expansão Livre

A expansão livre do solo é função direta da capacidade de absorção e adsorção de água ou outras soluções, indicando assim, sobretudo nas montmorilonitas, a capacidade de hidratação por inchamento cristalino e osmótico.

O ensaio de expansão livre foi realizado de acordo com o procedimento descrito em Acar & Olivieri (1989), citado por Farnezi (2006), modificado, por motivos operacionais, de acordo com a Comissão de Estudos de Matérias Primas (2002) - CEMP 058. Neste ensaio foi adicionado, de forma graduada, 2 g de solo a uma proveta graduada contendo 100 cm³ de água, efetuando-se a leitura do nível expandido do material após 24 horas.

Capacidade de Troca Catiônica e Superfície Específica

Segundo Mitchell (1993), o conhecimento das propriedades de troca catiônica dos solos argilosos é fundamental para determinação da capacidade de adsorção e desorção de diferentes produtos químicos. Assim, solos com elevada capacidade de troca catiônica são mais reativos e possuem maior capacidade de retenção, porém são mais plásticos e expansíveis. A superfície específica do solo, do mesmo modo, está relacionada com a capacidade de retenção de contaminantes e com a reatividade do solo, pois partículas de maior área superficial em relação ao seu volume têm maior potencial de interagir com o meio circundante.

O método escolhido para a averiguação da capacidade de troca catiônica e superfície específica das amostras foi o ensaio de adsorção de azul de metileno, conforme descrito em Pejon (1992). O método baseia-se na capacidade do cátion Azul de Metileno substituir os cátions Na⁺, Ca²⁺, K⁺, Mg²⁺ e H₃O⁺ adsorvidos aos argilominerais, possibilitando a determinação da capacidade de troca de cátions (CTC) e da superfície específica (SE) por meio da quantidade de solução necessária para neutralizar e saturar o sistema.

No procedimento deste ensaio, toma-se 2 g da porção fina do solo em suspensão (10 ml de água) e acrescenta-se, pouco a pouco, a solução de azul de metileno de concentração pré-estabelecida ($C = 0,0047 M$), até que aconteça a saturação do solo pela solução (aparecimento de uma “aureola” pelo gotejamento da suspensão em papel filtro). Por meio do volume de solução de azul de metileno adicionado (V) é determinada a capacidade de troca

catiônica do solo (*CTC*) e a sua superfície específica (*SE*) pelas equações (3.3) e (3.4), respectivamente.

$$CTC = \frac{(V \times C \times 100)}{M_s} \quad (3.3)$$

$$SE = \frac{S \times V}{M_s} \quad (3.4)$$

Onde M_s é a massa de solo seco e S a superfície do cátion azul de metileno ($S = 3,67 \text{ m}^2/\text{ml}$).

3.2.4. Caracterização Mineralógica do Solo Tropical e da Bentonita

O conhecimento dos minerais presentes no solo é fundamental para a compreensão das características geotécnicas e físico-químicas inerentes a cada mineral, além de fornecer uma indicação do seu grau de evolução. O método adotado para a caracterização mineralógica do solo tropical e da bentonita foi a difratometria de raios-X.

O procedimento do ensaio de difração de raios-X foi realizado conforme a rotina do Laboratório de Microscopia Óptica e raios-X do DEGEO, da Universidade Federal de Ouro Preto. O equipamento utilizado foi o difratômetro RIGAKU, modelo GEIGERFLEX D/MAX-B, com goniômetro horizontal, tubo de Cu, velocidades de $1,2^\circ$ por segundo e varredura de 2 a 70° , como mostra a figura 3.3.



Figura 3.3. Difratômetro de raios-X do Laboratório de Microscopia Óptica (DEGEO) da Universidade Federal de Ouro Preto.

As difrações de raios-X foram avaliadas em lâminas vítreas normais, lâminas solvatadas com etileno-glicol e lâminas aquecidas nas porções contendo a fração fina dos solos (passante pela peneira #200), pulverizadas e homogeneizadas.

3.3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.3.1. Verificação do Caráter Laterítico do Solo Natural

Dentre os ensaios de caracterização realizados, vale atenção especial ao ensaio de classificação de solos tropicais segundo metodologia MCT. O resultado final do ensaio segundo esta metodologia encontra-se ilustrado na figura 3.4.

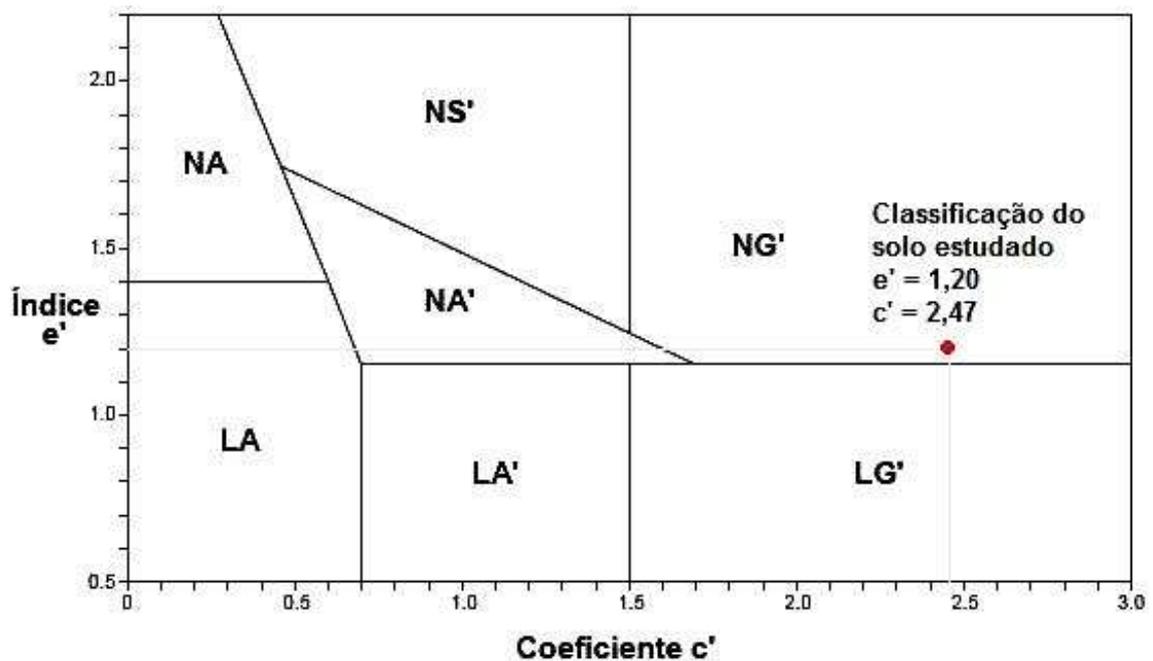


Figura 3.4. Resultado da classificação segundo metodologia MCT.

Ele demonstra que o solo tropical estudado se trata de um solo argiloso não laterítico, porém bastante intemperizado por estar próximo à linha que divide os solos de caráter laterítico e não laterítico. O caráter não laterítico também foi indicado em outros resultados de caracterização, como um pH neutro e relativa elevada capacidade de troca catiônica, da ordem de 6,9 meq/100g , como se verá no item seguinte.

3.3.2. Caracterização Geotécnica

Análise Granulométrica Conjunta

A Tabela 3.3 apresenta os resultados da análise granulométrica conjunta das amostras, com as respectivas curvas granulométricas mostradas na figura 3.5.

Tabela 3.3. Frações granulométricas das amostras.

Fração	Amostras					
	SN	SN03	SN06	SN09	SN12	BN
Argila (%) $\Phi < 0,002mm$	42	42	42	42	42	91
Silte (%) $0,002mm < \Phi < 0,06mm$	6	3	6	6	6	9
Areia Fina (%) $0,06mm < \Phi < 0,2mm$	6	13	10	8	10	0
Areia Média (%) $0,2mm < \Phi < 0,6mm$	36	30	32	32	32	0
Areia Grossa (%) $0,6mm < \Phi < 2mm$	8	10	8	10	8	0
Pedregulho (%) $\Phi > 2mm$	2	2	2	2	2	0

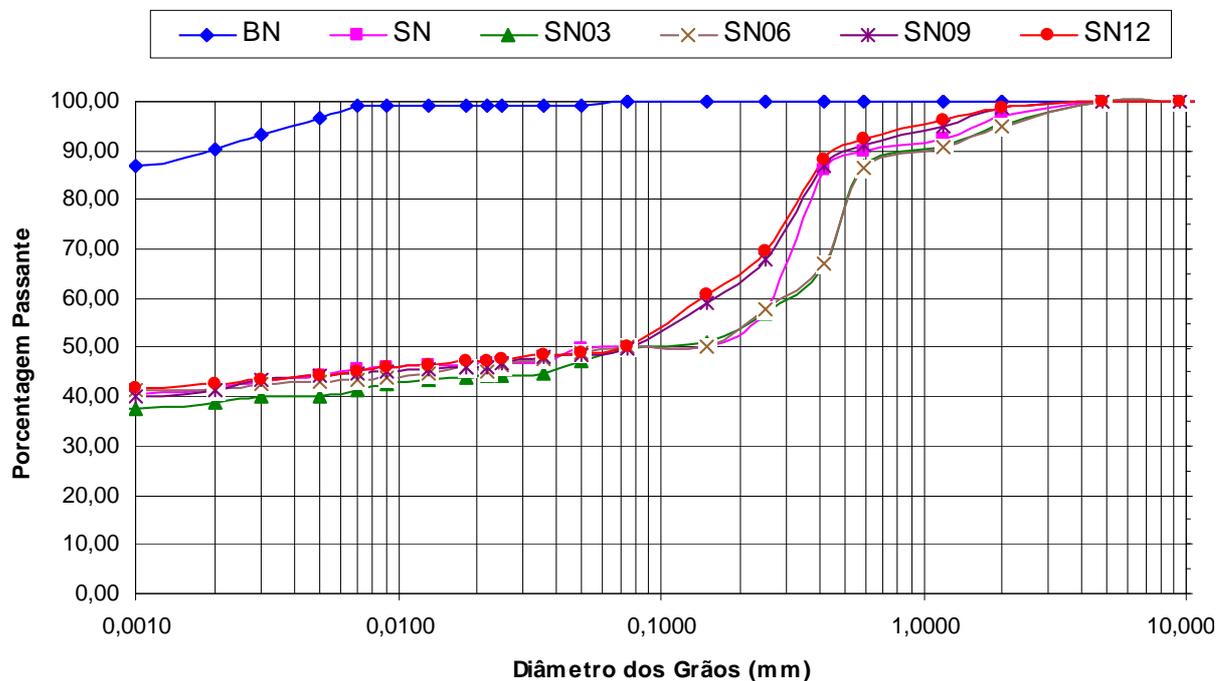


Figura 3.5. Curvas granulométricas das amostras BN, SN, SN03, SN06, SN09 e SN12.

Conforme apresentado na tabela 3.3, a análise granulométrica revelou que a adição de bentonita não alterou significativamente a quantidade de argila da amostra de solo tropical.

Acredita-se que a bentonita adicionada agregou e/ou floculou a grãos siltosos e arenosos do solo natural, não acarretando em um aumento significativo da fração argilosa das amostras.

Farnezi (2006) realizou ensaios de análise granulométrica conjunta sem defloculante (hexametáfosfato de sódio) em amostras contendo um solo eminentemente laterítico e bentonita, observando que a fração argila diminuiu um pouco com o acréscimo de bentonita, enquanto a fração areia grossa sofreu um acréscimo, constatando que a bentonita aglutina aos grãos arenosos do solo laterítico.

Limites de Atterberg

Os resultados dos limites de Atterberg (*LL*, *LP* e *IP*), assim como o índice de atividade de Skempton, seguem dispostos na Tabela 3.4. Como esperado, a adição de bentonita ao solo natural aumentou a sua plasticidade, passando de $IP = 22,3\%$ para $IP = 128,2\%$ para a mistura contendo 12% de bentonita.

Tabela 3.4. Limites de Atterberg e Índice de Atividade das amostras.

Limites de Atterberg	Amostras					
	SN	SN03	SN06	SN09	SN12	BN
<i>LL</i> (%)	51,9	77,7	96,6	117,0	156,0	682,5
<i>LP</i> (%)	29,6	27,6	28,7	26,8	27,8	90,6
<i>IP</i> (%)	22,3	50,1	67,9	90,2	128,2	591,9
<i>IA Skempton</i>	0,53	1,19	1,62	2,15	3,05	6,50

Em termos de índice de atividade de Skempton, como mostra a tabela 3.4, o solo tropical passou de inativo a normal na SN03 e ativo para as amostras contendo 6% ou mais de bentonita. A amostra BN mostrou-se muito ativa, como é comum para a bentonita.

A figura 3.6 mostra a variação dos limites de Atterberg em função do teor de bentonita adicionado. Observa-se um aumento praticamente linear ($R^2 = 0,9827$) do *IP* das amostras com o acréscimo da bentonita, creditado, sobretudo, ao aumento do *LL*, uma vez que o *LP* manteve-se praticamente constante em todas as amostras.

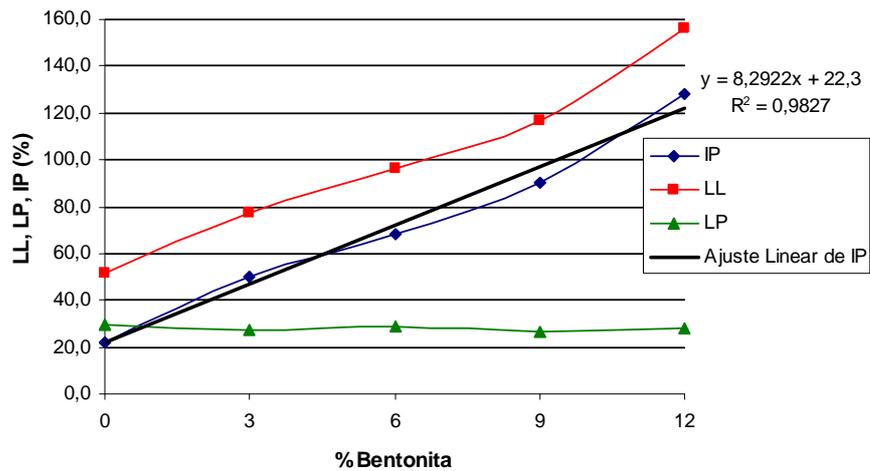


Figura 3.6. Variação dos limites de Atterberg com o teor de bentonita.

Massa Específica dos Sólidos

A massa específica dos sólidos das amostras é apresentada na tabela 3.5. Os resultados encontrados são coerentes, pois a bentonita possui ρ_s menor que o do solo natural e sua adição diminuiu os valores de ρ_s das misturas.

Tabela 3.5. Massa específica dos sólidos das amostras.

Massa específica dos sólidos	Amostras					
	SN	SN03	SN06	SN09	SN12	BN
ρ_s (g/cm ³)	2,840	2,828	2,817	2,803	2,791	2,452

O ρ_s da amostra BN é compatível com o argilomineral montmorilonita ($2,400 \text{ g/cm}^3 < \rho_s < 2,800 \text{ g/cm}^3$, NOGUEIRA, 1995) que em conjunto com os ensaios de caracterização mineralógica, indicam a predominância deste argilomineral.

Compactação Proctor Normal

Os valores de teor de umidade ótimo (w_{ot}) e massa específica seca máxima (ρ_{dmax}) obtidos são apresentados na Tabela 3.6. Ressalta-se que não foi possível executar o ensaio com a amostra BN, devido à elevada plasticidade deste material.

As curvas de compactação amostras SN, SN03, SN06, SN09, SN12, foram agrupadas em um único gráfico para melhor visualização do efeito da adição da bentonita ao solo

tropical, como mostra a figura 3.7. As linhas paralelas representadas na figura 3.7 representam as curvas de saturação de 100% (linha cheia), 90%, 80% e 70% (linhas tracejadas) da amostra SN.

Tabela 3.6. Massa específica seca máxima e teor de umidade ótimo das amostras.

Compactação Proctor Normal	Amostras					
	SN	SN03	SN06	SN09	SN12	BN
$\rho_{d\text{ máx}} \text{ (g/cm}^3\text{)}$	1,680	1,655	1,620	1,602	1,588	SR
$w_{ot} \text{ (%)}$	21,5	22,5	23,3	24,0	24,5	SR

SR = Sem resultados

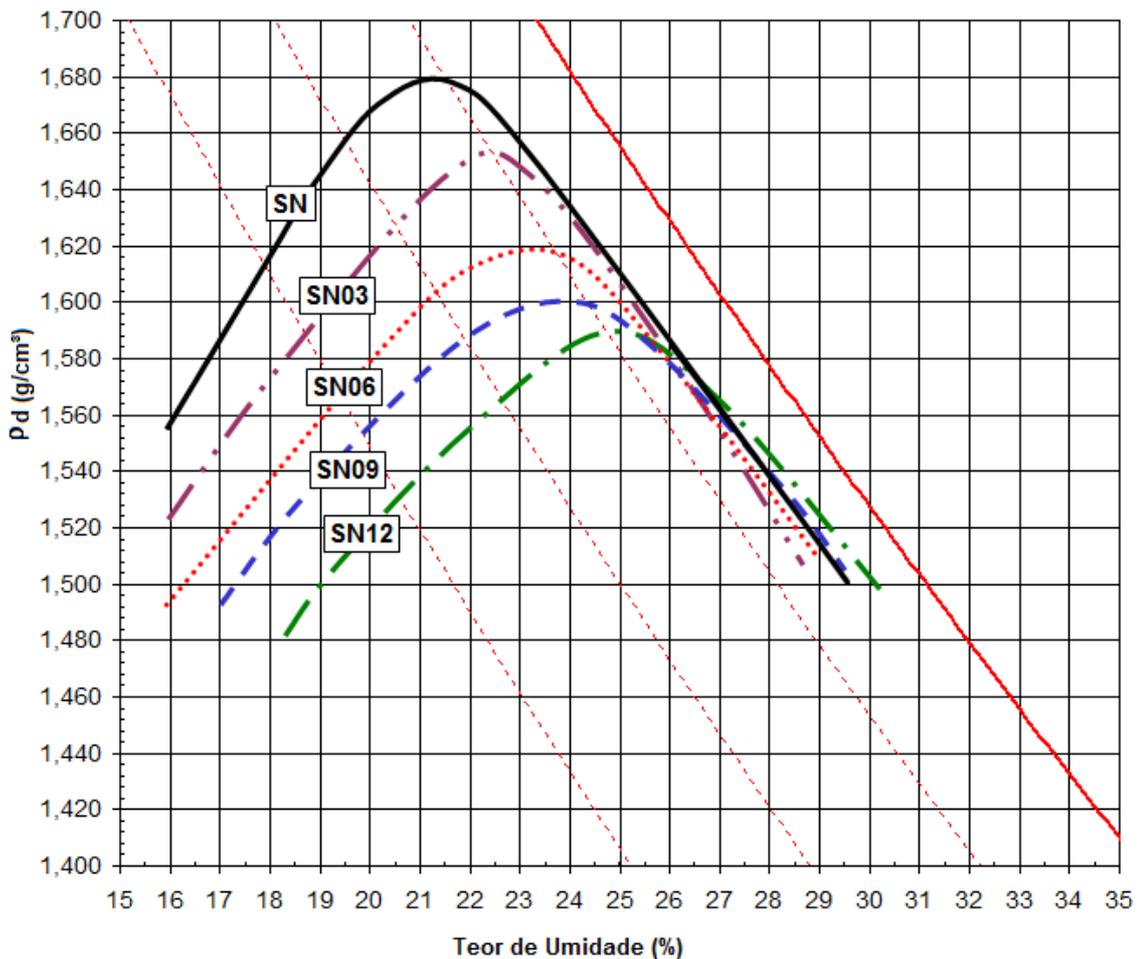


Figura 3.7. Curvas de compactação das amostras BN, SN, SN03, SN06, SN09 e SN12.

Comparando-se os valores, percebe-se que a massa específica aparente seca máxima (ρ_{dmax}) da amostra SN é maior que a das misturas. No entanto estas diferenças não são

grandes, não ultrapassando a casa de $0,1 \text{ g/cm}^3$. Por sua vez, os valores do teor de umidade ótima (w_{ot}) são bastante próximos, mas há tendência de crescimento com o aumento do teor de bentonita.

A figura 3.8 mostra melhor as tendências relatadas no parágrafo anterior sobre a variação de ρ_{dmax} e w_{ot} com o teor de bentonita adicionado. Foi observado também um maior espreadimento (diminuição da inclinação) das curvas de compactação com a adição de bentonita.

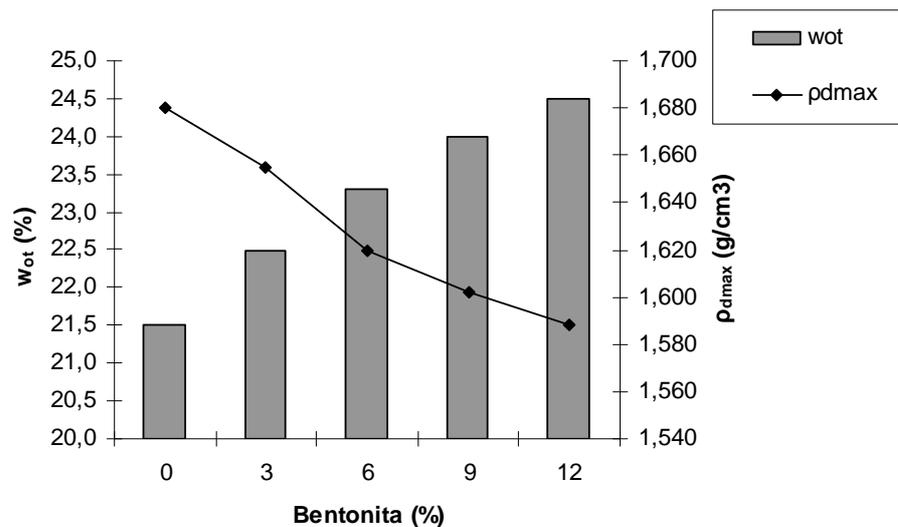


Figura 3.8. Variação da massa específica seca máxima e teor de umidade ótimo com o teor de bentonita.

Considerando que, de maneira geral, a massa específica seca máxima alcançada para solos argilosos normalmente é menor que para solos arenosos, ao passo que o teor de umidade ótima normalmente é maior para solos argilosos do que para solos arenosos, os resultados obtidos nos ensaios de compactação indicam que a fração argilosa do solo natural aumentou com o acréscimo de bentonita, apesar deste aumento não ter sido quantificado na análise granulométrica.

Classificação das Amostras

Adicionalmente, a partir dos resultados de classificação anteriormente descritos, é possível classificar geotécnicamente as amostras. As classificações geotécnicas escolhidas foram *Unified Classification System* (USC), e *Highway Research Board* (HRB) e classificação Trilinear (proposta por *US Bureau of Soils*). Para a classificação foram

observados limites de Atterberg, distribuição granulométrica, porcentagem passante nas peneiras nº 10 (P_{10}), nº 40 (P_{40}), nº 200 (P_{200}), e índice de grupo (IG) definido na equação (3.5). Ressalta-se que para esta classificação foi empregada a escala granulométrica ASTM (*American Society for Testing Materials*), onde a peneira nº 200 corresponde a uma abertura de 0,074 mm, a nº 40 corresponde a uma abertura de 0,42 mm, e a nº 10 corresponde a uma abertura de 0,2 mm.

$$IG = \underbrace{(P_{200} - 35)}_{0 < a < 40} \left[0,2 + 0,005 \underbrace{(LL - 40)}_{0 < b < 20} \right] + 0,01 \underbrace{(P_{200} - 15)}_{0 < c < 40} \underbrace{(IP - 10)}_{0 < d < 20} \quad (3.5)$$

A tabela 3.7 apresenta a classificação das amostras segundo as classificações Unificada (SUCS), Rodoviária (HRB) e Trilinear, assim como os índices avaliados para a sua expedição.

Tabela 3.7. Índices avaliados e classificações das amostras.

Índices / Classificação	Amostras					
	SN	SN03	SN06	SN09	SN12	BN
Distribuição granulométrica						
Argila (%)	42	42	42	42	42	91
Silte (%)	6	3	6	6	6	9
Areia (%)	50	53	50	50	50	0
Pedregulho (%)	2	2	2	2	2	0
Limites de Atterberg						
LL (%)	51,9	77,7	96,6	117,0	156,0	682,5
LP (%)	29,6	27,6	28,7	26,8	27,8	90,6
IP (%)	22,3	50,1	67,9	90,2	128,2	591,9
Porcentagem passante						
P_{10} (%)	96	95	95	98	98	100
P_{40} (%)	86	68	68	88	89	100
P_{200} (%)	50	49	50	50	51	100
Índice de grupo						
IG	7,43	9,00	10,50	10,50	10,50	20,00
Classificação						
HRB	A-7-5	A-7-5	A-7-5	A-7-5	A-7-5	A-7-6
SUCS	CH	CH	CH	CH	CH	CH
Trilinear	Argila Arenosa	Argila				

As classificações das amostras revelaram-se em:

- Segundo a classificação HRB, as amostras tiveram classificação geral silto-argilosa ($P_{200} > 35\%$), material argiloso e grupo A-7-5, exceto a amostra BN, que foi classificada no grupo A-7-6 devido ao elevado limite de plasticidade. Ressalta-se que a amostra SN, apesar de classificada no grupo A-7-5, possui *IG* menor que 8, indicando capacidade de suporte equivalente ao grupo A-4, enquanto as amostras SN03, SN06, SN09, SN12, possuem *IG* menor que 12, com capacidade de suporte equivalente ao grupo A-5;
- Na classificação SUCS as amostras foram classificadas segundo classificação para solos finos ($P_{200} > 50\%$). Deste modo todas as amostras foram classificadas como argila de alta compressibilidade (CH);
- Na classificação trilinear, as amostras SN, SN03, SN06, SN09, SN12 foram classificadas como Argila Arenosa. A amostra BN foi classificada como Argila. Caso fosse empregada a classificação textural, as amostras seriam classificadas como Areia Argilosa e Argila para a amostra BN.

3.3.3. Caracterização Físico-Química

Potencial Hidrogeniônico

Os resultados determinados para o potencial hidrogeniônico (*pH*) do solo em água destilada e em solução de KCl estão dispostos na tabela 3.8. Também estão presentes os valores de ΔpH , determinado pela diferença entre o *pH* com KCl e o *pH* com água.

Tabela 3.8. Potencial hidrogeniônico das amostras.

Potencial Hidrogeniônico	Amostras					
	SN	SN03	SN06	SN09	SN12	BK
<i>pH</i> H ₂ O	5,15	7,76	8,24	8,63	8,96	9,92
<i>pH</i> KCl	5,21	5,94	6,58	7,06	7,33	8,77
ΔpH	+0,06	-1,82	-1,66	-1,57	-1,63	-1,15

Os resultados da tabela 3.8 mostraram tendências esperadas, sendo que a amostra SN apresentou *pH* razoavelmente ácido e ΔpH razoavelmente positivo, comum em solos de elevado processo de laterização. A amostra BN, por sua vez, mostrou um *pH* alcalino, tanto

em suspensão de aquosa quanto em suspensão de KCl, além de um ΔpH negativo, revelando a predominância de cargas negativas em sua superfície.

Observou-se também um gradativo aumento do pH nas amostras SN03, SN06, SN09 e SN12, como efeito resultante da adição de bentonita ao solo natural, tanto em suspensão aquosa, quanto em suspensão de KCl.

Em suspensão aquosa, a amostra SN passou de um pH ácido para um pH alcalino nas amostras SN03, SN06, SN 09 e SN12. Já em suspensão de KCl, as amostras SN, SN03, e SN06 mostraram-se com pH ácidos, passando à pH alcalinos nas amostras SN09 e SN12. O valor de ΔpH foi negativo para as amostras SN03, SN06, SN 09 e SN12, apontando a imposição de cargas negativas presentes na superfície da bentonita.

Condutividade Elétrica do Extrato Aquoso

A tabela 3.9 apresenta os resultados encontrados para a condutividade elétrica (CE) do extrato aquoso das amostras. Conforme mencionado anteriormente, a CE está diretamente ligada a concentração eletrolítica da solução, ou seja, a quantidade de sais presentes no solo que são “lavados” e diluídos no extrato aquoso.

Tabela 3.9. Condutividade elétrica das amostras.

Condutividade Elétrica	Amostras					
	SN	SN03	SN06	SN09	SN12	BN
CE (mS/cm)	0,05	0,43	0,68	0,87	0,97	1,30

A elevada CE da amostra BN aponta uma grande quantidade de sais contidos na bentonita e liberados em solução. Já a amostra SN apresentou baixa CE e conseqüentemente credita-se este resultado a uma baixa quantidade de sais presentes, o que é comum em solos bastante laterizados. Nas amostras SN03, SN06, SN 09 e SN12 houve um acréscimo gradativo da CE devido à adição de sais presentes na bentonita acrescida.

Segundo comunicação pessoal com representantes da fabricante Bentonit União Nordeste S/A (fornecedora da bentonita do presente trabalho), as bentonitas sódicas Brangel PA, originalmente cálcicas, são tratadas com NaCl de forma a transformá-las em bentonitas sódicas, com melhores qualidades técnicas para usos diversos. Desta forma, credita-se que a alta salinidade da amostra BN em função deste tratamento.

Expansão Livre

A expansão livre da argila (*EL*), também denominada de inchamento de Foster (*IF*), pelo procedimento introduzido por Foster (1953), foi medida não somente na amostra BN, mas em todas as amostras com o intuito de verificação posterior deste parâmetro na compatibilidade com diferentes fluidos. Os resultados de *EL* das amostras são apresentados na tabela 3.10.

Tabela 3.10. Expansão livre das amostras.

Expansão Livre	Amostras					
	SN	SN03	SN06	SN09	SN12	BN
<i>EL (cm³/g)</i>	1,5	2,5	3,0	3,5	4,0	13,5

A bentonita, como esperado, mostrou-se muito expansível como resultado da hidratação dos cátions (diminuição das forças de atração e conseqüente repulsão na dupla camada iônica) e posterior hidratação osmótica do espaço entre lamelas. A amostra SN teve baixa *EL*, e as amostras SN03, SN06, SN09, por sua vez, tiveram um aumento gradativo de *EL* em função da bentonita adicionada.

Capacidade de Troca Catiônica e Superfície Específica

A tabela 3.11 apresenta os resultados obtidos para a capacidade de troca catiônica (*CTC*) e superfície específica (*SE*) das amostras.

Tabela 3.11. Capacidade de troca catiônica e superfície específica das amostras.

CTC e Superfície Específica	Amostras					
	SN	SN03	SN06	SN09	SN12	BN
<i>CTC (meq/100g)</i>	6,9	13,5	18,6	25,3	36,0	99,4
<i>SE (m²/g)</i>	53,8	105,3	145,6	197,3	281,3	775,9

As elevadas *CTC* e *SE* encontradas na amostra BN revelam a grande quantidade de cargas negativas presentes na superfície da bentonita e alta capacidade de interação com o meio circundante (propriedades recorrentes nas montmorilonitas).

Ressaltam-se os resultados da *CTC* e *SE* obtidos para a amostra SN, considerados relativamente altos para solos tropicais, revelando assim, uma confirmação do caráter não laterítico do solo estudado. Pejon (1992), apresentando uma classificação expedita à classificação MCT, verificou que solos de comportamento laterítico apresentam uma *CTC* menor que 4,7 meq/100g em 85% dos casos, enquanto solos de comportamento não laterítico apresentam uma *CTC* maior que 4,7 em 88% dos casos, estabelecendo uma linha divisória entre os solos lateríticos e não lateríticos de $CTC = 4,7$, com probabilidade de acerto de 85%.

Nas amostras SN03, SN06, SN09 e SN12 observaram-se um aumento proporcional da *CTC* e *SE* com a adição de bentonita, como mostra a figura 3.9. Observa-se uma linearidade entre *CTC* e *SE* e a porcentagem de bentonita adicionada ($R^2 = 0,98$ para os dois parâmetros). Esta propriedade torna-se relevante, ao se considerar que o aumento da *CTC* e *SE* nas amostras indica um aumento da capacidade destas interagirem com o meio.

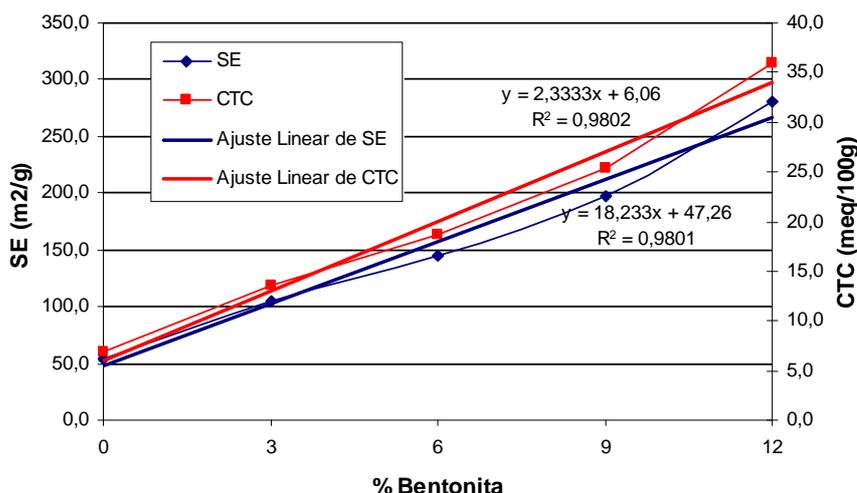


Figura 3.9. Variação da capacidade de troca catiônica e superfície específica com o teor de bentonita.

3.3.4. Caracterização Mineralógica do Solo Tropical e da Bentonita

As figuras 3.10 e 3.11 mostram os difratogramas de raios-X obtidos para a amostra SN, enquanto as figuras 3.12 e 3.13 apresentam os difratogramas de raios-X obtidos para a amostra BN. As interpretações dos minerais encontram-se, sobretudo, nas lâminas vítreas de sedimentação normal (figura 3.10 para amostra SN e figura 3.12 para amostra BN).

Com o propósito de auxiliar a interpretação dos minerais presentes, foram realizadas adicionalmente lâminas vítreas com etileno-glicol e aquecida para a amostra SN (figura 3.11) e lâmina vítrea com etileno-glicol para a amostra BN (figura 3.13).

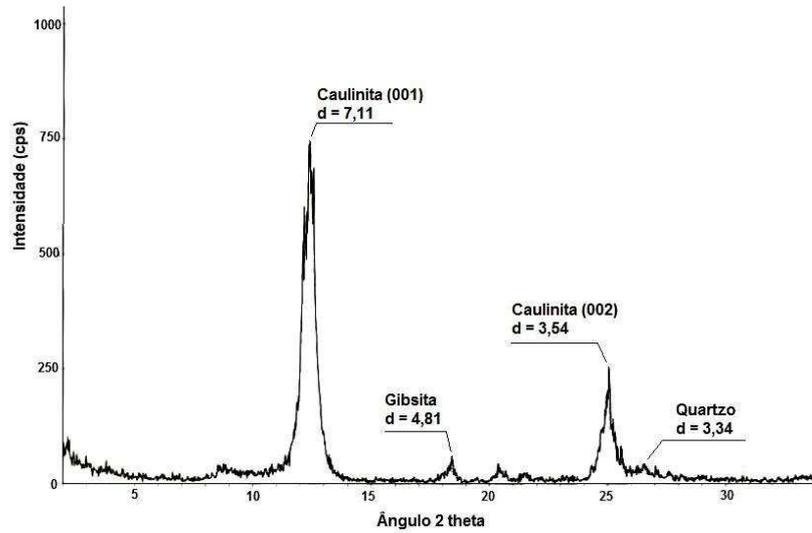


Figura 3.10. Difratograma da amostra SN (lâmina normal).

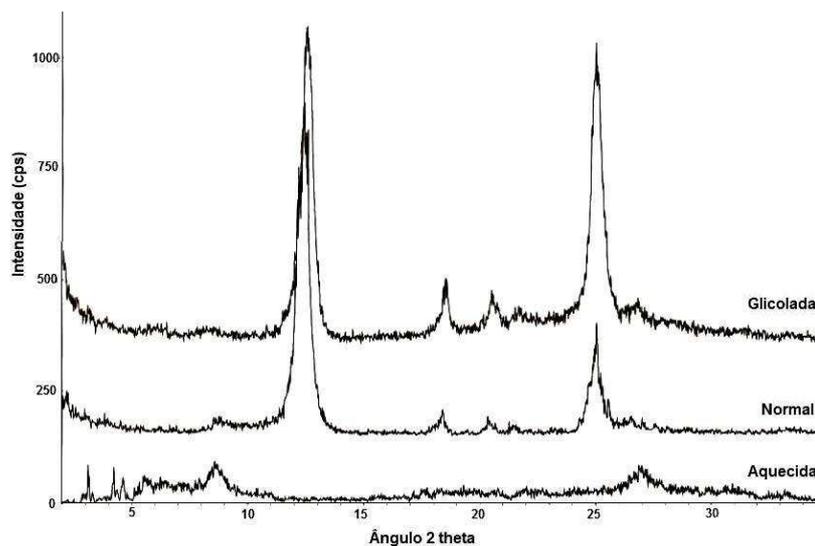


Figura 3.11. Difratograma da amostra SN (lâmina aquecida e com etileno glicol).

A análise do difratograma na figura 3.10 revelou que a amostra SN é composta principalmente por caulinita, gibsita e quartzo, minerais comuns aos solos tropicais. O primeiro pico de caulinita foi observado para $2\theta = 12,44$ ($d = 7,11$) enquanto o segundo foi observado para $2\theta = 25,10$ ($d = 3,54$). A predominância da caulinita pôde ainda ser comprovada na análise do difratograma em lâmina aquecida (figura 3.11), que mostrou a queda dos picos de caulinita a $550\text{ }^{\circ}\text{C}$.

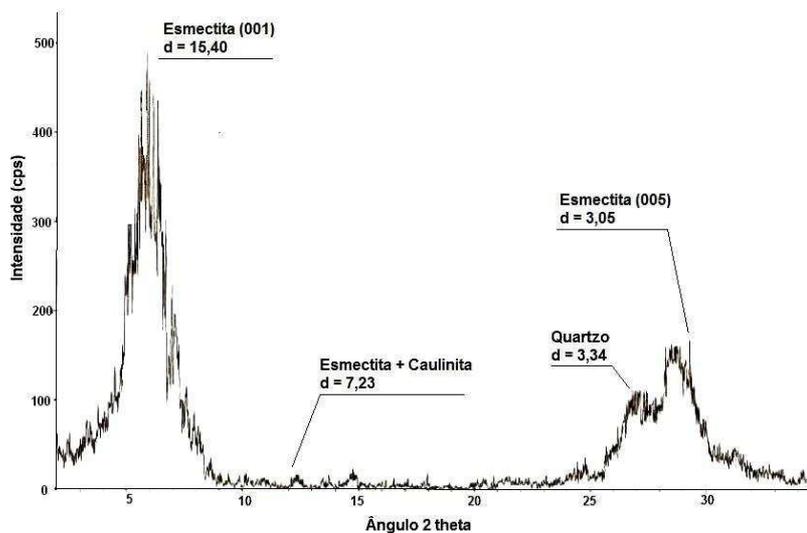


Figura 3.12. Difratograma da amostra BN (lâmina normal).

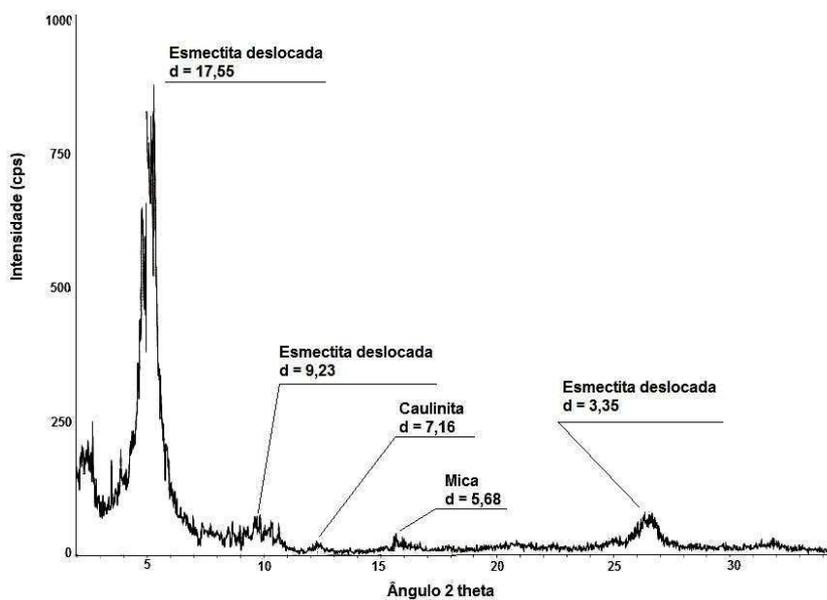


Figura 3.13. Difratograma da amostra BN (lâmina com etileno glicol).

O difratograma na figura 3.12 revelou que a amostra BN é composta, sobretudo, por esmectita (montmorilonita), não descartando a presença de caulinita, quartzo e mica. O primeiro pico de esmectita foi observado para $2\theta = 5,76$ ($d = 15,40$). A presença da montmorilonita foi comprovada na análise do difratograma em lâmina com etileno glicol (figura 3.13), que revelou o deslocamento deste argilomineral devido à expansão basal.

CAPÍTULO 4

ENSAIOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A condutividade hidráulica dos solos é propriedade fundamental de todo sistema de selagem de argila compactada, sendo requisito básico para a sua segurança construtiva e operacional (ANDERSON & HEE, 1995). Justifica-se, esta forma, o estudo da condutividade hidráulica no presente trabalho, assim como as correlações entre a condutividade hidráulica e parâmetros intervenientes, como tensão confinante, índice de vazios, e superfície específica.

Na execução dos ensaios de condutividade hidráulica foi empregada a câmara triaxial do laboratório de geotecnia da UFOP, como mostra a figura 4.1.

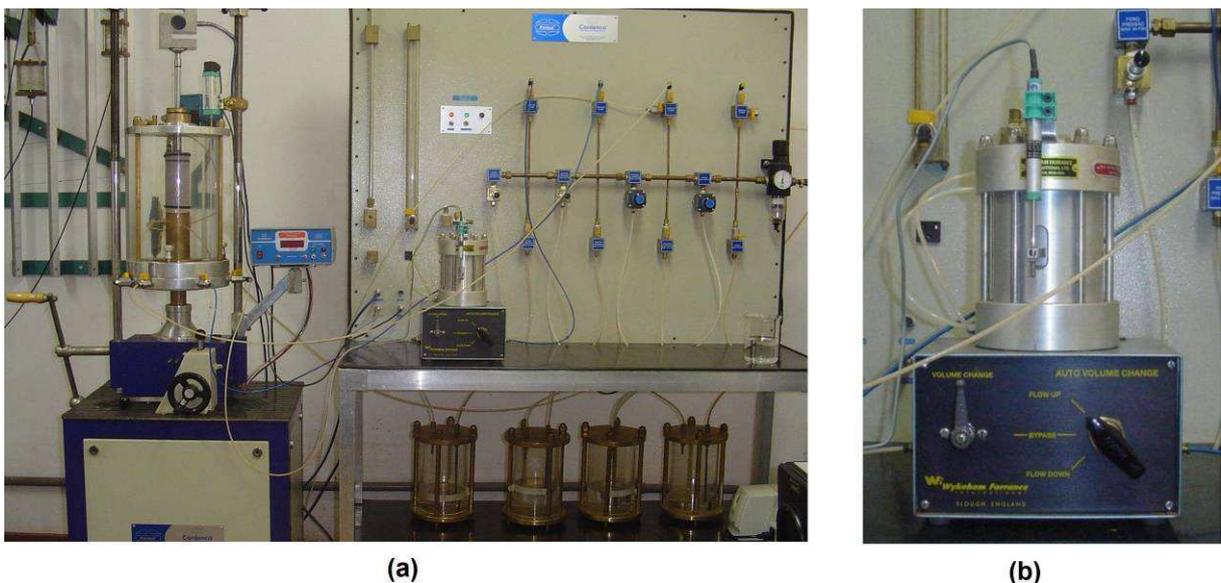


Figura 4.1. Equipamento triaxial empregado nos ensaios de condutividade hidráulica (a) e detalhe do medidor de volume (b).

São apresentadas nos parágrafos seguintes algumas considerações sobre a escolha do equipamento, características de moldagem dos corpos de prova e magnitude das tensões empregadas.

O permeâmetro de parede flexível em câmara triaxial foi escolhido para os ensaios de condutividade hidráulica por apresentar características favoráveis à percolação em solos de argilosos pouco permeáveis, como descrito a seguir:

- A saturação se dá por contra pressão, diminuindo-se bastante o tempo necessário para esta fase;
- O corpo de prova é pré-adensado na tensão confinante desejada, permitindo assim a avaliação das dimensões exatas do corpo de prova e do índice de vazios da amostra durante a percolação;
- As tensões confinantes são controláveis, possibilitando-se a simulação de cargas mais próximas daquelas encontradas em campo;
- Podem-se impor altas cargas hidráulicas de maneira conveniente a maximizar o volume percolado em solos de baixa condutividade hidráulica, reduzindo o tempo de ensaio e impondo-se condições de carga constante;
- Por meio de um medidor eletrônico de volume é possível medir baixos volumes percolados, típicos de solos de baixa condutividade hidráulica.

Os corpos de prova foram moldados conforme os resultados obtidos do ensaio de compactação convencional, aplicando-se energia Proctor Normal e teor de umidade aproximadamente 2% acima da ótima. Mitchell (1993) (ver Capítulo 2, tópico 2.3.2) e Daniel & Benson (1990) (tópico 2.5.3) argumentam que esta umidade corresponde ao mínimo de condutividade hidráulica de solos compactados.

Após a compactação, procedeu-se a moldagem dos corpos de prova em dimensões compatíveis com a célula triaxial, utilizando-se para tal um torno manual, como mostrado na figura 4.2. As dimensões do corpo de prova foram padronizadas em aproximadamente 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura.

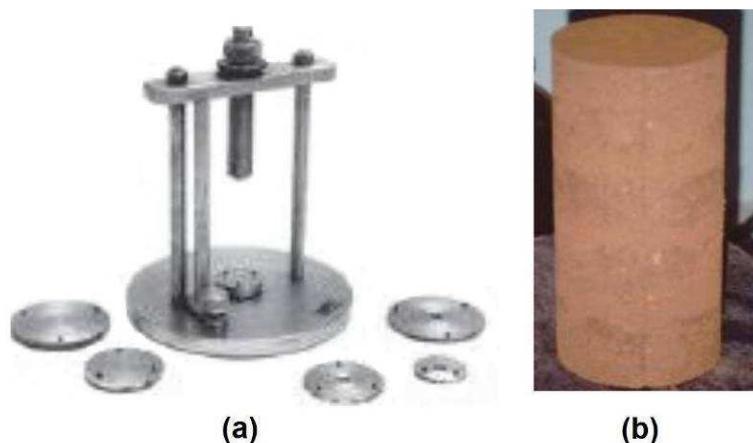


Figura 4.2. Torno manual para moldagem dos corpos de prova (a) e corpo de prova moldado (b).

As magnitudes das tensões empregadas foram baseadas em tensões normalmente encontradas em sítios de disposição de resíduos. Desta forma, considerando uma situação hipotética de aterros com alturas médias entre 10 m e 20 m, resíduo sólido compactado com peso específico entre 5 kN/m³ e 8 kN/m³, e coeficiente de empuxo em repouso (K_0) no solo do sistema basal igual a 0,5, teríamos como limite inferior uma tensão confinante de 25 kPa (10m x 5kN/m³ x 0,5), e como limite superior uma tensão confinante de 80 kPa (20m x 8 kN/m³ x 0,5). Justifica-se assim a adoção de tensões confinantes de 20, 40 e 80 kPa empregadas nos ensaios de condutividade hidráulica.

Quanto à carga hidráulica, considerou-se, por motivos operacionais, uma diferença de pressões de 50 kPa, equivalente a aproximadamente 5 m de coluna d'água. Ao se considerar um corpo de prova de 10 cm de comprimento, esta diferença de pressões (50 kPa) resulta num gradiente hidráulico aproximado de 50 m/m.

Apesar de este gradiente ser muito superior aos normalmente encontrados em aterros sanitários urbanos e outros dispositivos de contenção de resíduos, ele foi aplicado devido a questões operacionais, uma vez que baixos valores de K implicam em volumes muito baixos de percolação. Considerando o fluxo constante do percolado obtido ao longo dos ensaios, acredita-se não ter havido nenhum comprometimento da estrutura dos corpos de prova devido à força de percolação alcançada. Corroborou com este fato a exumação feita nos corpos de prova após os ensaios, não se observando nenhuma feição de desestruturação ou erosão interna.

4.2. MÉTODO EMPREGADO

Para o método descrito a seguir, foram moldados 3 corpos de prova (tréplica) para cada amostra estudada (SN, SN03, SN06, SN09 e SN12), ensaiados nas 3 tensões confinantes previamente escolhidas (20, 40 e 80 kPa).

O método adotado foi fundamentado em Head (1986), com adensamento e permeabilidade em câmara triaxial, utilizando-se dois sistemas de contra pressão, como mostra a figura 4.3.

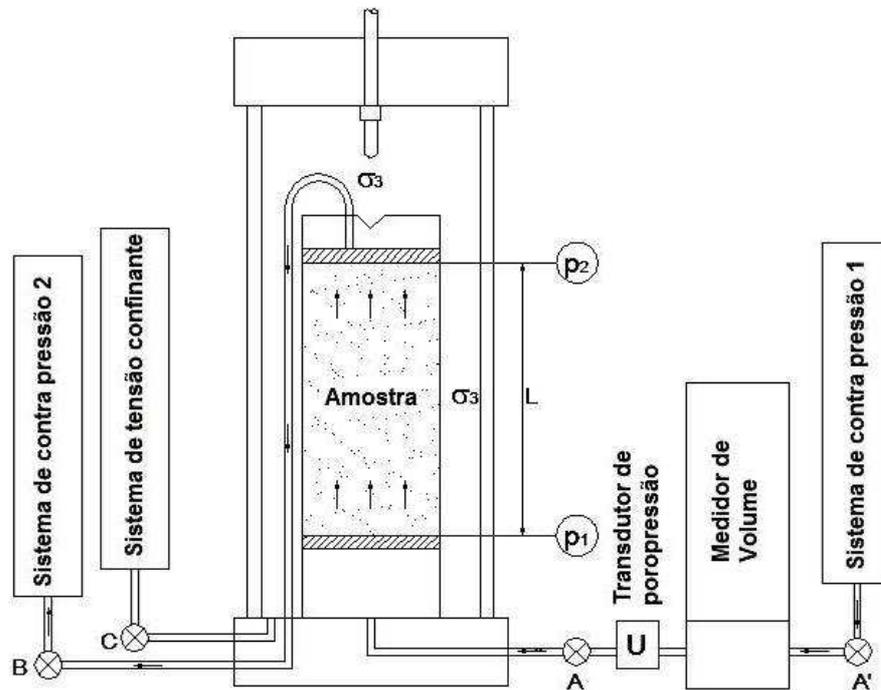


Figura 4.3. Esquema do aparato para ensaio de condutividade hidráulica em célula triaxial.

O aparato possuía um sistema de aplicação de pressão na base (p_1) e outro no topo da amostra (p_2), além do sistema de aplicação da tensão confinante (σ_3). Um medidor de variação de volume (para medição do volume percolado na amostra) e um transdutor para medição da poropressão (u) são ligados em série ao sistema de aplicação de tensão na base (p_1).

No controle das pressões induzidas duas premissas deviam ser atendidas: (1) $p_1 > p_2$ para gerar um fluxo ascendente e (2) $\sigma_3 > p_1$ para que não ocorresse ruptura da amostra por poropressão. Desta forma, durante o procedimento, a condição $\sigma_3 > p_1 > p_2$ foi respeitada.

O procedimento geral adotado pode ser dividido em quatro etapas: preparação da amostra, saturação, consolidação, e percolação, as quais são descritas a seguir.

Preparação da Amostra

- (1) Inicialmente a amostra foi compactada com energia de compactação Proctor normal (teor de umidade 2% acima da umidade ótima) e moldada por desbastamento em dimensões compatíveis com a célula triaxial (5 cm de diâmetro e 10 cm de altura), conforme mencionado anteriormente;
- (2) Efetuou-se então a checagem das válvulas e conexões a fim de averiguar quaisquer vazamentos presentes, além da calibração entre o conjunto de aplicação de carga e os

transdutores, para que não houvesse discrepâncias entre as pressões aplicadas e as leituras efetuadas;

- (3) Colocou-se a amostra conforme usual prática para ensaios em câmara triaxial, ou seja, sobre a base do equipamento, o corpo de prova foi mantido entre duas pedras porosas e dois papéis filtro. Este conjunto foi então conectado ao sistema de contra pressão superior e envolto por uma membrana látex (lacrado por dois *O-rings* na base da amostra e outros dois *O-rings* no topo da amostra). Após a colocação da amostra ao sistema, procedeu-se a inundação da célula e das tubulações com uma ligeira pressão, de modo a expulsar todo o ar do sistema.

Saturação

- (4) Para a saturação da amostra foi adotado o método de contrapressão, mantendo-se fechada a válvula *B* (figura 4.3) e aplicando-se pequenos acréscimos de pressão em p_1 e σ_3 (σ_3 ligeiramente maior que p_1). Esperou-se até que as pressões aplicadas se equalizassem com a resposta (contrapressão) medida em p_2 . A pressão máxima adotada nesta etapa foi de 300 kPa.
- (5) Fechando-se a válvula *A'* (figura 4.3) e aplicando-se uma pressão em σ_3 foi possível avaliar o parâmetro *B* a fim de verificar do grau de saturação da amostra. Realizou-se este procedimento periodicamente para as tensões confinantes de 200, 250 e 300 kPa, considerando-se a amostra saturada para valores de parâmetro *B* superiores a 94%.

Consolidação

- (6) Após a constatação da saturação e previamente a percolação, a amostra foi consolidada (adensada) na mesma tensão confinante da qual aconteceria a percolação, de modo a garantir que o volume de água medido (*Vol*) seria resultante apenas do fluxo e não da alteração de volume da amostra (ΔV). Neste trabalho, como justificado anteriormente, foram adotadas tensões de consolidação de 20, 40 e 80 kPa, empregando-se o método de medição da variação de volume da amostra (ΔV) em função da raiz do tempo (resultados em Anexo).

- (7) A variação de volume da amostra (ΔV) foi empregada, como descrito a seguir, na determinação das novas dimensões da amostra, assim como seu novo índice de vazios. A nova altura da amostra (L) após o adensamento foi estimada segundo a equação 4.1.

$$L = L_0 \left(1 - \frac{1}{3} \frac{\Delta V}{V_0} \right) \quad (4.1)$$

A nova área da seção transversal (A) da amostra foi estimada segundo a equação 4.2.

$$A = \frac{V_0 - \Delta V}{L} = A_0 \left(1 - \frac{2}{3} \frac{\Delta V}{V_0} \right) \quad (4.2)$$

O novo índice de vazios (e) da amostra foi estimado segundo a equação 4.3.

$$e = e_0 - (1 + e_0) \left(\frac{\Delta V}{V_0} \right) \quad (4.3)$$

onde L_0 é a altura inicial da amostra, V_0 é o volume inicial da amostra, e e_0 é o índice de vazios inicial. Estes parâmetros permaneceram constantes durante a fase de percolação.

Percolação

- (8) Para que a tensão efetiva de confinamento durante a fase de percolação fosse a mesma da aplicada durante o adensamento, foi necessário estimar a poropressão gerada em consequência da aplicação da pressão da base (p_1) e da pressão de topo (p_2). Segundo Head (1986), quando submetida a duas pressões diferentes (uma no topo e outra na base) a poropressão não é distribuída de forma linear, sendo que a poropressão na seção média pode ser estimada pela equação (4.4).

$$U = \frac{1}{3} (2p_1 + p_2) \quad (4.4)$$

Já a tensão de confinamento na qual a amostra foi submetida foi calculada pela equação (4.5).

$$\sigma_3 = \sigma'_3 + u = \sigma'_3 + \frac{1}{3}(2p_1 + p_2) \quad (4.5)$$

onde σ'_3 é a tensão efetiva de confinamento (20 kPa, 40 kPa e 80 kPa).

Obs.: No presente trabalho optou-se por pressões de base (p_1) de 300 kPa e de topo (p_2) de 250 kPa, resultando em uma poropressão (u) de 283 kPa, sendo então necessário a aplicação de tensões confinantes (σ_3) de 303, 323 e 363 kPa para obtenção das tensões confinantes efetivas (σ'_3) de 20, 40 e 80 kPa, respectivamente.

(9) A carga hidráulica imposta à amostra, segundo Head (1986), é dada pela diferença entre as pressões em sua base e topo (p_1-p_2). No presente trabalho, como mencionado, as pressões foram mantidas constantes e iguais a p_1 de 300 kPa e p_2 de 250 kPa, resultando em uma carga hidráulica equivalente a 509,7 cm de coluna d'água (50kPa/9,81kN/m³).

(10) Por fim, foi aferida graficamente a variação do volume de água percolado (Vol) no intervalo de tempo (t), determinando-se os parâmetros de percolação a partir do trecho linear do gráfico, como mostram as figuras em Anexo.

A vazão (Q) foi determinada conforme a equação (4.6).

$$Q = \frac{\Delta Vol}{t} \quad (4.6)$$

O gradiente hidráulico (i) foi determinado segundo a equação (4.7).

$$i = \frac{h}{L} \quad (4.7)$$

E, finalmente, a condutividade hidráulica (K) foi calculada pela equação (4.8).

$$K = \frac{Q}{Ai} \quad (4.8)$$

sendo Q a vazão medida no trecho linear do gráfico, t o intervalo de tempo, h a carga hidráulica imposta por (p_1-p_2), L o comprimento da amostra e A a área da seção transversal da mesma.

Conforme mencionado, foram avaliados 3 corpos de prova (CP) para cada ensaio de condutividade hidráulica. Na fase de tratamento de dados optou-se por considerar apenas os

corpos de prova cujas condutividades hidráulicas (K_i) não desviassem em mais de 50% do valor de condutividade hidráulica média (K) obtida dos três corpos de prova ensaiados. Este índice foi denominado $Dif.K$, dado pela equação (4.9). Deste modo, o corpo de prova que apontasse $Dif.K > 50\%$ era descartado, realizando-se um novo procedimento até a obtenção de 3 corpos de prova com $Dif.K < 50\%$.

$$Dif.K(\%) = \frac{K_i - K}{K} \times 100 \quad (4.9)$$

O artifício acima descrito mostrou-se necessário, uma vez que problemas sistemáticos e operacionais nos ensaios em equipamentos triaxiais são considerados comuns. Dentre alguns erros operacionais detectados, citam-se: (1) erro na calibração do equipamento ou presença de bolhas de ar nos dutos; (2) aumento da tensão interna em um valor superior à tensão confinante, com conseqüente mudança na estrutura da amostra; (3) furos na membrana látex; (4) entupimento dos dutos de percolação; (5) vazamentos em conexões.

4.3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados de condutividade hidráulica (K) obtidos para as amostras estudadas estão dispostos na tabela 4.1.

Tabela 4.1. Condutividade hidráulica, índice de vazios e porosidade das amostras estudadas para diferentes tensões confinantes.

Tensão Confinante	Amostra				
	SN	SN03	SN06	SN09	SN12
	Condutividade hidráulica K (cm/s)				
20 kPa	1,74E-06	1,85E-07	3,89E-08	1,69E-08	1,13E-08
40 kPa	1,15E-06	1,24E-07	2,13E-08	8,58E-09	4,29E-09
80 kPa	8,07E-07	7,05E-08	1,10E-08	3,05E-09	1,22E-09
	Índice de vazios e				
20 kPa	0,686	0,738	0,743	0,756	0,754
40 kPa	0,681	0,735	0,738	0,749	0,748
80 kPa	0,673	0,728	0,731	0,742	0,743
	Porosidade n (%)				
20 kPa	40,7	42,5	42,6	43,1	43,0
40 kPa	40,5	42,4	42,5	42,8	42,8
80 kPa	40,2	42,1	42,2	42,6	42,6

A condutividade hidráulica foi avaliada em função da tensão de confinamento aplicada e do teor de bentonita contida em cada amostra. Pelo método empregado foi possível avaliar também o índice de vazios (e) e conseqüentemente a porosidade (n) de cada amostra.

Como mostra a tabela 4.1, houve uma redução de K de $1,7 \times 10^{-6}$ cm/s para a amostra SN a $1,1 \times 10^{-8}$ cm/s para a amostra SN12 sob tensão confinante de 20 kPa, o que significa uma redução de K em aproximadamente cem vezes. A mesma tendência (na adição de 12% de bentonita) foi observada para as outras tensões confinantes, reduzindo-se K em aproximadamente duzentas vezes sob tensão confinante de 40 kPa e aproximadamente seiscentas vezes sob tensão confinante de 80 kPa.

Para melhor visualização do efeito da adição da bentonita, é expresso na tabela 4.2 o índice de condutividade hidráulica (K/K_{SN}), que expressa uma relação entre a condutividade hidráulica das misturas (K) e do solo natural (K_{SN}). Este índice representa melhor a queda da condutividade hidráulica das misturas em ao K da amostra SN sob a mesma tensão confinante. Observa-se na Tabela 4.2 que, em geral, a redução de K foi mais significativa quanto maior a tensão confinante e maior o teor de bentonita adicionado.

Tabela 4.2. Índice de condutividade hidráulica das amostras estudadas.

Tensão Confinante	Amostra				
	SN	SN03	SN06	SN09	SN12
	Índice de condutividade hidráulica K/K_{SN} (%)				
20 kPa	100,00%	10,64%	2,24%	0,97%	0,65%
40 kPa	100,00%	10,80%	1,85%	0,75%	0,37%
80 kPa	100,00%	8,73%	1,36%	0,38%	0,15%

Um K abaixo de 10^{-7} cm/s é considerado por muitos trabalhos o valor mínimo na concepção de barreiras selantes, como cita Anderson & Hee (1995). Como mostra a figura 4.4, o valor de K abaixo de 10^{-7} cm/s somente foi obtido na tensão confinante de 80 kPa para a amostra SN03, sendo que para as amostras contendo SN06, SN09 e SN12, ele foi obtido já na tensão confinante de 20 kPa. Conforme mostram os gráficos da Figura 4.4, em todas as tensões confinantes, um acréscimo aproximado de 4% de bentonita ao solo natural seria suficiente para atender o critério de K abaixo de 10^{-7} cm/s.

A figura 4.4 também mostra certa linearidade de comportamento para baixos teores de bentonita (até 6%), o que indica que maiores teores que este não trariam significativa redução em K .

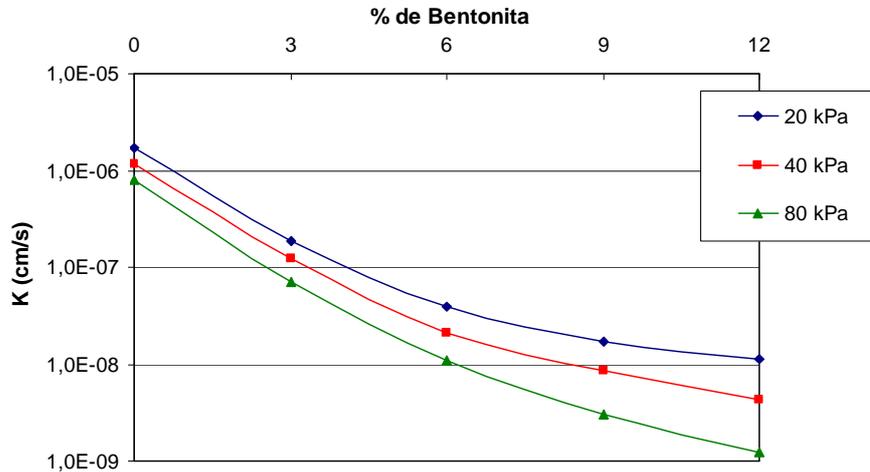


Figura 4.4. Variação da condutividade hidráulica em função do teor de bentonita.

Ainda é perceptível na figura 4.4 que não se estabelece um paralelismo entre as curvas com tensões confinantes de 20, 40 e 80 kPa, e sim um distanciamento gradativo para as amostras contendo um teor mais elevado de bentonita, revelando que o aumento da tensão confinante potencializa o efeito impermeabilizante da bentonita. Esta tendência é mais bem constatada na figura 4.5, onde se observa um aumento da inclinação nas curvas das amostras contendo maior teor de bentonita.

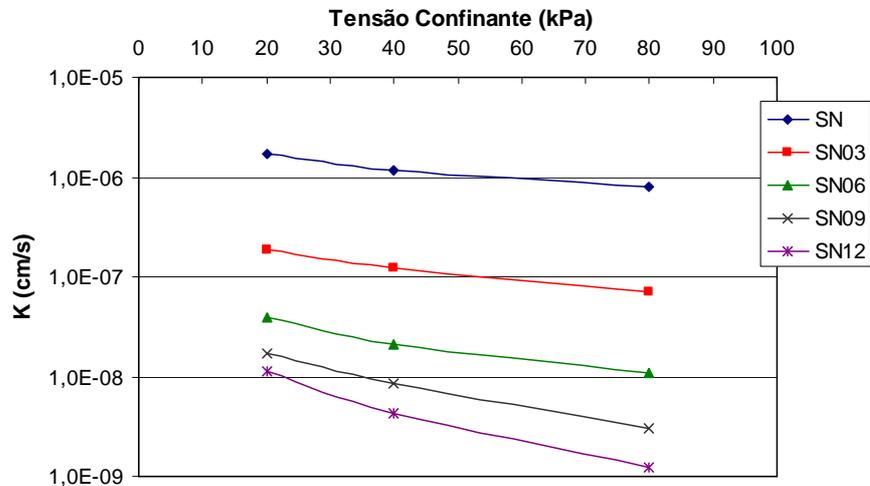


Figura 4.5. Variação da condutividade hidráulica em função da tensão confinante das amostras.

Tomando como referência a Amostra SN03, nota-se que para atender o critério de condutividade hidráulica abaixo de 10^{-7} cm/s é necessária uma tensão confinante de aproximadamente 55 kPa.

Para uma melhor visualização da variação de K em função do teor de bentonita adicionado e tensão confinante (σ_3), é mostrado na figura 4.6 um diagrama em três eixos (K , σ_3 e % de bentonita). Neste gráfico é possível exemplificar dois processos de dimensionamento comuns em projetos em sistemas de selagem:

- Através de um teor de bentonita adicionado e uma tensão confinante conhecidos, é possível estipular valor previsto para K ;
- Ou, através de um K pré-definido e uma tensão confinante conhecida, é possível estipular um percentual de bentonita a adicionar ao solo, de modo a obter este K .

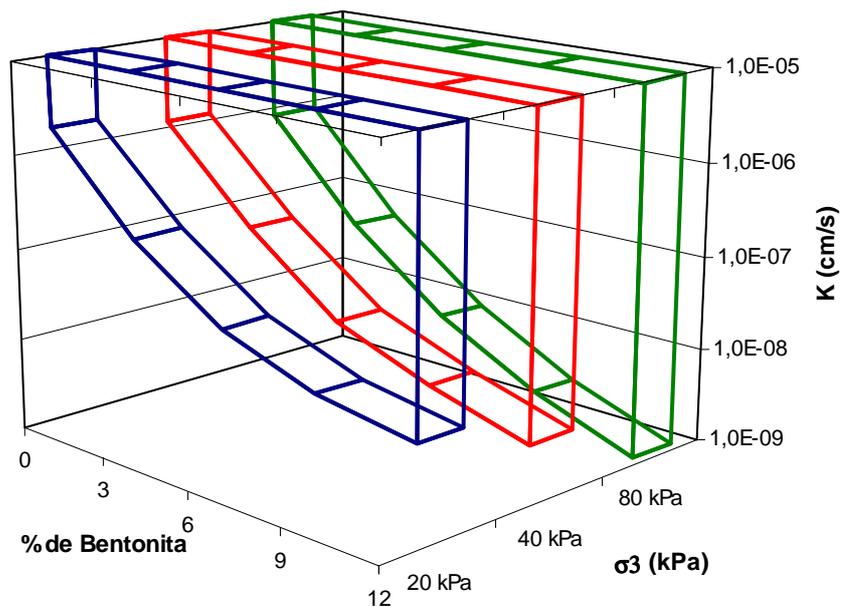


Figura 4.6. Variação da condutividade hidráulica em função do teor de bentonita e da tensão confinante das amostras.

O processo de adensamento prévio na determinação da condutividade hidráulica, assim como as características expansíveis da bentonita, alteram de forma indeterminada a estrutura das amostras. Por este motivo, o estudo do índice de vazios das amostras após a fase de adensamento na câmara triaxial torna-se fundamental para investigações de como se dá o fluxo no interior do solo.

Com o propósito de averiguar a variação da condutividade hidráulica (K) com a porosidade do solo (n) nas amostras, comparações com trabalhos como Kozeny (1927) e Chapuis (1990) mostraram-se produtivos. A figura 4.7 mostra a variação da condutividade hidráulica em função da porosidade para as amostras após a fase de adensamento.

Ressalta-se que a porosidade aumentou proporcionalmente com o acréscimo de bentonita, obtendo-se, como esperado, o inverso para K . Este comportamento comprova a equação proposta por Chapuis (1990), onde as correlações entre condutividade hidráulica e porosidade não apresentam resultados esperados.

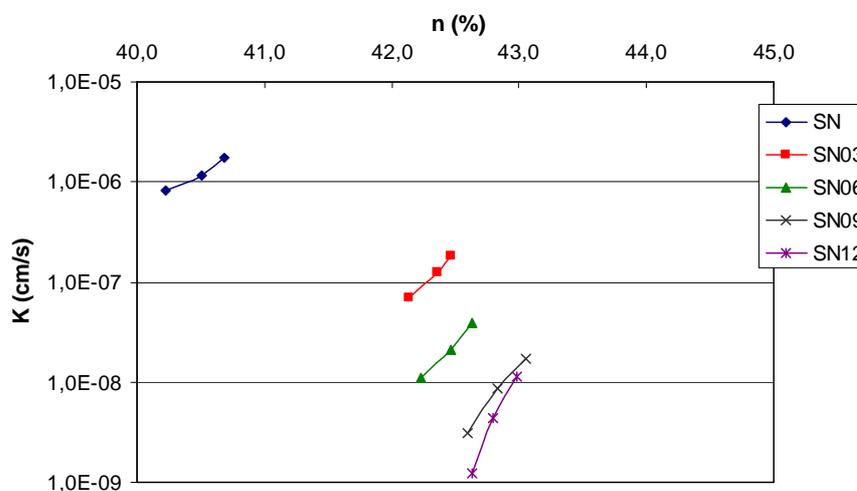


Figura 4.7. Variação da condutividade hidráulica em função da porosidade das amostras.

Foi possível estabelecer algumas relações entre K e a porosidade das amostras, tomando-se como referência a proposta de Kozeny (1927), (ver Capítulo 2, equação 2.11), onde a condutividade hidráulica dos solos, considerando constantes as características do fluido percolante, varia de forma diretamente proporcional ao cubo da porosidade (n^3) e inversamente proporcional à superfície específica (SE) das amostras ($K \propto n^3/SE^2$).

Com intuito de demonstrar as correlações entre os resultados obtidos e a proposta de Kozeny (1927), a condutividade hidráulica (K) foi estabelecida em função de n^3 , como mostra a figura 4.8, e em função de $1/SE^2$, como mostra a figura 4.9.

O gráfico da variação de K em função de n^3 (figura 4.8) revelou que as curvas que melhor se ajustam aos dados foram polinomiais de segunda ordem, ou seja, no caso das amostras estudadas, a condutividade hidráulica estaria variando de forma proporcional ao índice $(n^3)^2$.

Já o gráfico da variação de K em função de $1/SE^2$ (figura 4.9) revelou que as curvas de melhor ajuste aos dados eram as exponenciais, cujos expoentes foram 1,6, 1,8 e 2,0 para as amostras com tensão confinante de 20, 40 e 80 kPa, respectivamente.

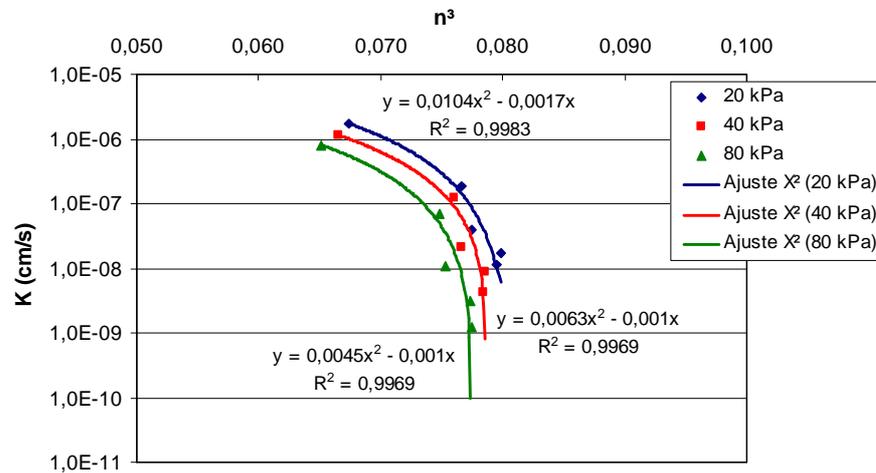


Figura 4.8. Variação da condutividade hidráulica em função da porosidade ao cubo das amostras.

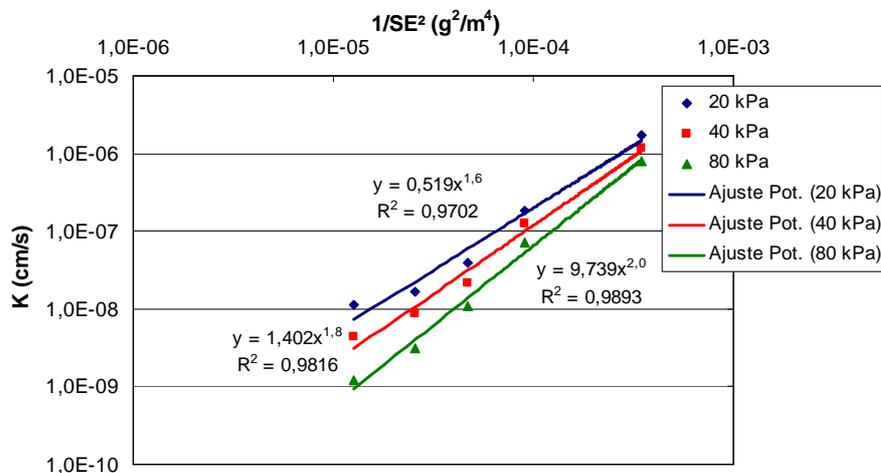


Figura 4.9. Variação da condutividade hidráulica em função do inverso da superfície específica ao quadrado das amostras.

Os resultados mostrados nas figuras 4.8 e 4.9 indicam que, para as amostras estudadas, houve uma variação linear de $K^{1/2}$ em função do parâmetro (n^3/SE^2) . Esta tendência pôde ser confirmada no ajuste linear do gráfico $K^{1/2}$ versus (n^3/SE^2) , mostrado na figura 4.10, como indica o ótimo ajuste linear obtido ($R^2 = 0,99$). Porém um estudo mais detalhado da condutividade hidráulica em função da porosidade e superfície específica faz-se necessário

para comprovação de tal tendência, uma vez que os erros de ajustes são comuns para valores absolutos muito pequenos, como é o caso dos valores de condutividade hidráulica.

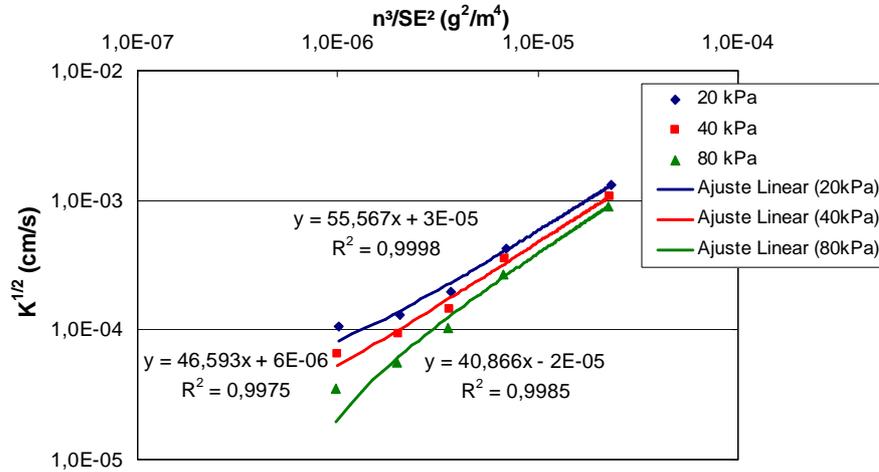


Figura 4.10. Variação $K^{1/2}$ em função de n^3/SE^2 das amostras.

Conforme mencionado no método empregado (tópico 4.2), os resultados obtidos (tabela 4.1) referem-se a uma condutividade hidráulica média encontrada em uma série de 3 amostragens. Os valores de K para cada corpo de prova estão dispostos nas tabelas 4.3, 4.4, 4.5, 4.6 e 4.7 para as amostras SN, SN03, SN06, SN09 e SN12, respectivamente.

Nas referidas tabelas encontram-se os valores de condutividade hidráulica (K_i) de cada um dos três corpos de prova ensaiados (CP1, CP2 e CP3), assim como a condutividade hidráulica média dos três corpos de prova (K). Propõe-se ainda, como ferramenta estatística, a diferença porcentual em relação à média ($Dif.K$) entre a condutividade hidráulica de cada corpo de prova e a condutividade hidráulica média.

Tabela 4.3. Condutividade hidráulica dos CP1, CP2 e CP3 para a amostra SN.

Parâmetros	Tensão Confinante 20 kPa			Tensão Confinante 40 kPa			Tensão Confinante 80 kPa		
	CP1	CP2	CP3	CP1	CP2	CP3	CP1	CP2	CP3
K_i (cm/s)	1,6E-06	1,8E-06	1,8E-06	1,1E-06	1,1E-06	1,2E-06	8,2E-07	8,0E-07	8,0E-07
K (cm/s)	1,74E-06			1,15E-06			8,07E-07		
$Dif.K$ (%)	-7,59	3,17	4,42	-6,73	-0,71	7,44	2,09	-0,66	-1,42

Tabela 4.4. Condutividade hidráulica dos CP1, CP2 e CP3 para a amostra SN03.

Parâmetros	Tensão Confinante 20 kPa			Tensão Confinante 40 kPa			Tensão Confinante 80 kPa		
	CP1	CP2	CP3	CP1	CP2	CP3	CP1	CP2	CP3
K_i (cm/s)	2,1E-07	1,8E-07	1,7E-07	1,3E-07	1,3E-07	1,2E-07	7,6E-08	7,4E-08	6,2E-08
K (cm/s)		1,85E-07			1,24E-07			7,05E-08	
$Dif.K$ (%)	12,48	-2,21	10,27	0,95	4,27	-5,22	7,16	4,81	-11,97

Tabela 4.5. Condutividade hidráulica dos CP1, CP2 e CP3 para a amostra SN06.

Parâmetros	Tensão Confinante 20 kPa			Tensão Confinante 40 kPa			Tensão Confinante 80 kPa		
	CP1	CP2	CP3	CP1	CP2	CP3	CP1	CP2	CP3
K_i (cm/s)	3,9E-08	4,5E-08	3,3E-08	2,1E-08	2,5E-08	1,9E-08	1,1E-08	1,3E-08	9,4E-09
K (cm/s)		3,89E-08			2,13E-08			1,10E-08	
$Dif.K$ (%)	-0,81	14,73	-13,92	-2,78	15,86	-13,08	0,13	14,24	-14,37

Tabela 4.6. Condutividade hidráulica dos CP1, CP2 e CP3 para a amostra SN09.

Parâmetros	Tensão Confinante 20 kPa			Tensão Confinante 40 kPa			Tensão Confinante 80 kPa		
	CP1	CP2	CP3	CP1	CP2	CP3	CP1	CP2	CP3
K_i (cm/s)	1,4E-08	1,6E-08	2,0E-08	9,5E-09	7,3E-09	9,0E-09	2,8E-09	3,5E-09	2,9E-09
K (cm/s)		1,69E-08			8,58E-09			3,05E-09	
$Dif.K$ (%)	-16,41	-2,95	19,36	10,75	-15,34	4,59	-8,15	14,16	-6,01

Tabela 4.7. Condutividade hidráulica dos CP1, CP2 e CP3 para a amostra SN12.

Parâmetros	Tensão Confinante 20 kPa			Tensão Confinante 40 kPa			Tensão Confinante 80 kPa		
	CP1	CP2	CP3	CP1	CP2	CP3	CP1	CP2	CP3
K_i (cm/s)	9,7E-09	1,1E-08	1,3E-08	4,7E-09	3,3E-09	4,9E-09	1,1E-09	1,4E-09	1,2E-09
K (cm/s)		1,13E-08			4,29E-09			1,22E-09	
$Dif.K$ (%)	-13,16	-5,81	18,97	9,02	-23,79	14,78	-9,39	10,84	-1,45

Os resultados das tabelas 4.3 a 4.7 demonstram certa confiabilidade no método utilizado, onde o valor da diferença porcentual máxima em relação à média ($Dif.K$) foi de 23,79% para a amostra SN12. Obviamente, esta afirmação decorre de todas as possíveis variações que podem ocorrer nos ensaios de fluxo em solos, englobando variáveis operacionais e também variáveis intrínsecas aos corpos de prova ensaiados (heterogeneidades locais, macroporosidades etc.).

Analisando o valor de $Dif.K$ para cada amostra é possível observar que à medida que se aumenta o teor de bentonita (diminuição da condutividade hidráulica), os erros dos ensaios

tornam-se mais evidentes, perfeitamente explicáveis pelos aumentos dos possíveis erros de medição do volume percolado decorrentes desta diminuição em K . Assim, por exemplo, um erro de avaliação no K igual a 1×10^{-10} cm/s representaria um erro de 0,1% para $K = 10^{-7} \pm 10^{-10}$ cm/s e 10% para $K = 10^{-9} \pm 10^{-10}$ cm/s.

Os valores dos desvios padrões e os desvios médios (porcentuais) das $Dif.K$ estão apresentados na tabela 4.8. Estes índices representam, por definição, uma medida do grau de dispersão dos valores em relação ao valor médio $Dif.K$ (dispersão), no caso do desvio padrão, e a média aritmética dos valores absolutos de $Dif.K$ (variabilidade), no caso do desvio médio.

Tabela 4.8. Avaliação estatística das $Dif.K$ das amostras.

Índices	Amostras				
	SN	SN03	SN06	SN09	SN12
<i>Desvio Padrão</i>	4,94%	8,14%	12,51%	12,88%	14,32%
<i>Desvio Médio</i>	3,80%	6,59%	9,99%	10,86%	11,91%

Tanto o desvio padrão quanto o desvio médio das $Dif.K$ mostraram-se relativamente pequenos em se tratando de ensaios de condutividade hidráulica, sendo que a maior dispersão de $Dif.K$ em relação a média foi de 14,32% para a amostra SN12 e a maior variabilidade de $Dif.K$ foi de 11,91% também para a amostra SN12. Como já era esperado, o desvio padrão e o desvio médio aumentaram à medida que se aumentou o teor de bentonita.

CAPÍTULO 5

ENSAIOS DE COMPATIBILIDADE

5.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A compatibilidade dos solos pode ser definida como sua capacidade em manter inertes suas propriedades geotécnicas originais quando submetido ao contato direto com soluções químicas diversas. Assim, ela é dependente tanto das propriedades do solo quanto da solução química de contato.

Devido ao grande número de propriedades geotécnicas que podem ser avaliadas nos solos (e.g. granulometria, plasticidade, resistência ao cisalhamento, compressibilidade, condutividade hidráulica, etc.), é corriqueiro que algumas destas propriedades mostrem-se compatíveis com determinada solução e outras não. Desta forma é comum a avaliação da compatibilidade sob a esfera de uma propriedade geotécnica de interesse.

Em se tratando do uso do solo em barreiras impermeabilizantes, a propriedade geotécnica de interesse capital é a condutividade hidráulica. Entretanto, a avaliação da esta propriedade por percolação direta de soluções químicas exige que o permeâmetro seja inerte ao fluido percolado, sendo esta uma condição de maior complexidade.

Uma alternativa à avaliação da compatibilidade por percolação se dá sob forma indireta, onde algumas propriedades índices do solo (e.g. plasticidade, granulometria, etc.) são estudadas na presença de água e outras soluções químicas, para posteriormente, por meio de correlações, se analisarem empiricamente as propriedades geotécnicas de interesse.

No presente trabalho, em função do tempo restrito para os ensaios, foi empregada a avaliação da compatibilidade de forma indireta, utilizando-se para tal os seguintes ensaios:

- Limites de Atterberg modificados para todas as amostras pela interveniência direta da plasticidade do solo na sua condutividade hidráulica;
- Expansão livre para a amostra de bentonita pela interveniência das propriedades do fluido percolante na espessura da dupla camada catiônica das montmorilonitas.

As soluções químicas empregadas foram escolhidas de forma a representar o espectro de soluções ácidas, básicas, salinas e orgânicas, como a seguir:

- Água destilada. Tomada como referência para aferição dos limites de Atterberg modificados e expansão livre da bentonita sob diferentes soluções químicas;
- Solução de Ácido Nítrico (HNO_3). Representativo dos líquidos miscíveis inorgânicos ácidos, segundo a classificação de Shackelford (1994). Foi empregada a solução de HNO_3 , na concentração molar equivalente ao pH 3;
- Solução de Hidróxido de Sódio (NaOH). Representativo dos líquidos miscíveis inorgânicos básicos, segundo a classificação de Shackelford (1994). Foi empregada a solução de NaOH na concentração molar equivalente ao pH 11;
- Solução de Cloreto de Sódio (NaCl). Representativo dos líquidos miscíveis inorgânicos salinos, segundo a classificação de Shackelford (1994). Foi empregada a solução de NaOH na concentração 5g/l, equivalente a concentração eletrolítica de 0,083 Mol/l;
- Etanol ($\text{C}_2\text{H}_5\text{OH}$). Representativo dos líquidos miscíveis orgânicos neutros, segundo a classificação de Shackelford (1994). Foi empregado o etanol puro cuja constante dielétrica é $D = 24,3$.

As concentrações das soluções supracitadas foram escolhidas visando um ambiente suficientemente agressivo ao solo e que, simultaneamente, não inviabilizasse a execução dos ensaios. Desta forma, foi escolhido um pH intermediário para a solução ácida e a solução básica de modo a não oferecer riscos ao manuseio. No caso da solução salina, a concentração escolhida é um pouco maior que as normalmente encontradas em chorumes de aterros sanitários urbanos, mais ou menos 3 g/l.

Como solução orgânica o etanol foi escolhido por sua constante dielétrica ($D = 24,3$) ser menor que a da água ($D = 80$), mas não tão pequena a ponto de acarretar uma perda total da plasticidade do solo. Farnezi & Leite (2007) reportam uma perda total de plasticidade de um solo bastante laterítico quando em contato com o tolueno ($D = 2,4$).

5.2. MÉTODOS EMPREGADOS

5.2.1. Limites de Atterberg Modificados

Estes ensaios foram executados submetendo-se as amostras às soluções mencionadas anteriormente, seguindo procedimentos do ensaio de limite de liquidez e limite de plasticidade

descritos nas normas ABNT (1984) NBR 6459 e ABNT (1984) NBR 7180, respectivamente. Ressalta-se que algumas precauções foram tomadas (como uso de luvas e máscaras) durante a execução dos ensaios devido à periculosidade das soluções empregadas, exceto nos procedimentos executados com água destilada. A figura 5.1 mostra os equipamentos utilizados para execução dos limites de Atterberg modificados.

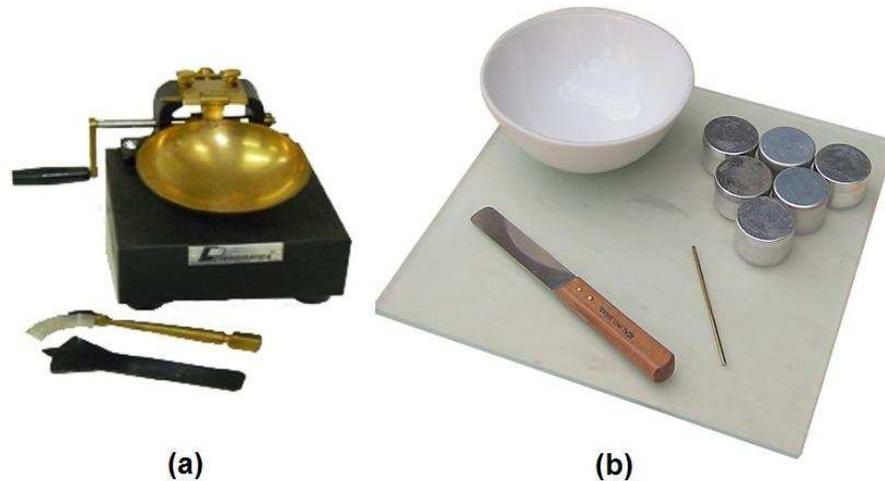


Figura 5.1. Equipamento empregado no ensaio de limite de liquidez (a) e limite de plasticidade (b).

Uma síntese do método empregado no ensaio de limite de plasticidade, fundamentada na ABNT (1984) NBR 7180, segue descrita.

- (1) Adicionou-se a solução química ao solo em pequenos incrementos amassando e revolvendo com a espátula até a obtenção de uma pasta homogênea;
- (2) Tomou-se cerca de 10 g da pasta, que foi rolada sobre a placa de vidro com pressão suficiente da palma da mão formar o cilindro idêntico ao gabarito padronizado de 3 mm de diâmetro e 10 cm de comprimento;
- (3) Quando se obteve o cilindro com as dimensões mencionadas (com pequenas rachaduras) considerou-se este estado como o limite de plasticidade do solo. Esta massa de solo foi então transferida para um recipiente adequado e determinado o teor de umidade conforme NBR 6457;
- (4) Repetiram-se as operações (2) e (3) até a obtenção de 5 valores de umidade que não se diferenciaram em mais de 5% da média. A média destes 5 valores foi considerado o limite de plasticidade do solo.

Uma síntese do método empregado no ensaio de limite de liquidez, fundamentada na ABNT (1984) NBR 6459, segue descrita.

- (1) Adicionou-se a solução química ao solo em pequenos incrementos amassando e revolvendo com a espátula até a obtenção de massa de solo com consistência semi-líquida;
- (2) Transferiu-se parte da massa de solo para a concha do aparelho de Casagrande, dividindo-a em duas partes com o emprego do cinzel para solos argilosos;
- (3) Golpeou-se a concha com a massa de solo contra a base do aparelho (girando a manivela à razão de duas voltas por segundo) anotando-se o número de golpes necessário para o fechamento da ranhura ao longo de 13 mm. Esta massa de solo foi então transferida para um recipiente adequado e determinado o teor de umidade conforme NBR 6457;
- (4) Repetiram-se as operações (1) a (3) até a obtenção de 5 pontos do ensaio, cobrindo o intervalo de 35 a 15 golpes de forma bem distribuída;
- (5) De posse dos resultados obtidos, construiu-se um gráfico cujas abscissas (em escala logarítmica) são os números de golpes e as ordenadas são os teores de umidade correspondentes. Através da série de dados ajustou-se uma reta cujo teor de umidade correspondente a 25 golpes foi considerado o limite de liquidez do solo.

Para a averiguação da compatibilidade entre as amostras e as soluções químicas foi avaliado o limite de liquidez (*LL*), o limite de plasticidade (*LP*), além do índice de plasticidade (*IP*) dado pela diferença entre *LL* e *LP*.

Adicionalmente, com o propósito de uma melhor avaliação da variação da plasticidade em cada amostra, foi empregado o índice de incompatibilidade (*IC*), definido por Farnezi & Leite (2007), conforme apresentado na equação (5.1).

$$IC(\%) = \frac{IP_w - IP_f}{IP_w} \times 100 \quad (5.1)$$

Onde IP_w é o índice de plasticidade com água e IP_f é o índice de plasticidade com o fluido químico analisado.

O índice de incompatibilidade (*IC*) indica a perda relativa da plasticidade do solo para diferentes soluções, tendo a água como fluido de referência. Desta forma, o *IC* com a água é

igual a zero por definição e, quanto maior o valor de *IC*, maior é a perda relativa da plasticidade em comparação com o uso da água. Valores negativos de *IC* indicam ganho relativo de plasticidade.

5.2.2. Expansão Livre da Bentonita

O método empregado para a avaliação da expansão livre da bentonita submetida a diferentes soluções químicas foi baseado em dois procedimentos consagrados.

O primeiro procedimento é denominado ensaio de inchamento de Foster, introduzido por Foster (1956). Nele, 1 grama de bentonita é adicionado gradualmente em proveta graduada contendo 100 ml de água destilada, procedendo-se a leitura do grau de inchamento (cm^3/g) após 24 horas. O ensaio é realizado sem agitação do conjunto.

O segundo procedimento é descrito pela Norma CEMP 058: *Bentonitas para fundição – Determinação do Inchamento*. Nele são adicionados 2 a 10 gramas do solo a uma proveta graduada contendo 100 ml de água destilada, procedendo-se a leitura do grau de inchamento (cm^3/g) após 24 horas. Este procedimento pode ser realizado com agitação ou sem agitação do conjunto.

Desta forma, o método empregado neste trabalho consistiu em se adicionar gradualmente (durante 30 minutos) o equivalente a 2 g de massa seca de bentonita a uma proveta graduada contendo 100 ml da solução química empregada, efetuando-se uma leitura (sem agitação) após 24 horas e outra leitura (com agitação) após 48 horas. O resultado do ensaio foi expresso em cm^3/g .

Vale lembrar que a expansão livre com diferentes soluções químicas foi avaliada apenas para a amostra de bentonita pura (BN), bem mais expansiva que a amostras analisadas, incluindo as misturas.

5.3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.3.1. Limites de Atterberg Modificados

Os resultados dos limites de Atterberg modificados para as amostras estudadas estão dispostos na tabela 5.1, incluindo o limite de liquidez (*LL*), limite de plasticidade (*LP*) e índice de plasticidade (*IP*).

Tabela 5.1. Resultados dos Limites de Atterberg modificados para as amostras estudadas.

Soluções Químicas	Amostras					
	SN	SN03	SN06	SN09	SN12	BN
Limite de Liquidez (%)						
Água	51,9	77,7	96,6	117,0	156,0	682,5
HNO ₃ - pH3	43,7	58,3	62,7	70,5	86,4	495,2
NaOH - pH11	47,6	67,3	67,1	73,3	98,6	470,6
NaCl - 5g/l	32,2	45,6	49,7	58,4	71,3	310,9
Etanol	48,0	69,6	83,6	93,5	116,5	372,9
Limite de Plasticidade (%)						
Água	29,6	27,6	28,7	26,8	27,8	90,6
HNO ₃ - pH3	25,9	27,8	28,8	31,2	35,2	140,5
NaOH - pH11	27,7	28,3	30,1	30,4	37,7	83,0
NaCl - 5g/l	22,3	23,7	22,4	23,7	24,1	82,8
Etanol	28,5	26,0	25,2	25,0	20,9	82,6
Índice de Plasticidade (%)						
Água	22,3	50,1	67,9	90,2	128,2	591,9
HNO ₃ - pH3	17,8	30,5	33,9	39,3	51,2	354,7
NaOH - pH11	19,9	39,0	37,0	42,9	60,9	387,6
NaCl - 5g/l	9,9	21,9	27,3	34,7	47,2	228,1
Etanol	19,5	43,6	58,4	68,5	95,6	290,3

As figuras 5.2, 5.3 e 5.4 mostram respectivamente a variação do *LL*, *LP* e *IP* com o teor de bentonita adicionado, para as amostras submetidas a diferentes soluções químicas.

Algumas observações podem ser extraídas da Figura 5.2: (1) como esperado, o *LL* da amostra SN aumentou com a adição de bentonita; (2) a taxa de aumento de *LL* é maior para a água em comparação com os outros fluidos, especialmente para os teores mais elevados de bentonita; (3) o *LL* decresceu para todos os fluidos em comparação à água; (4) a queda mais

expressiva do *LL* em relação à água foram para as amostras submetidas à solução de NaCl, seguidos pelas amostras submetidas as soluções de HNO₃, NaOH e Etanol, nesta ordem.

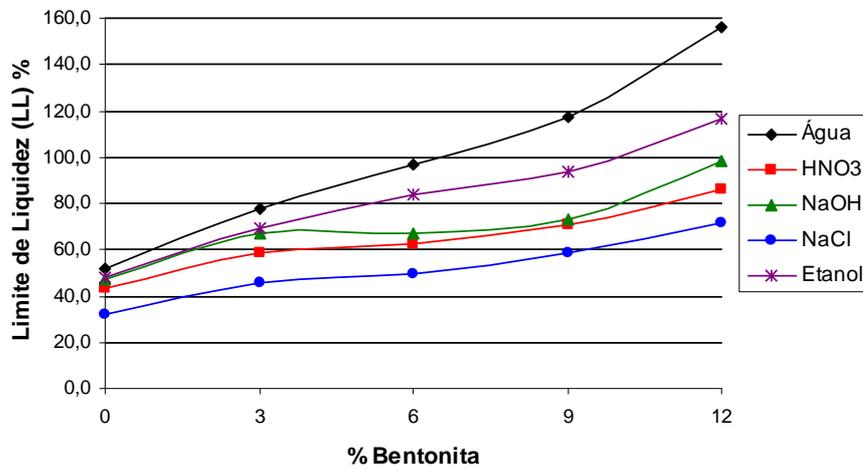


Figura 5.2. Variação do limite de liquidez das amostras submetidas às soluções químicas.

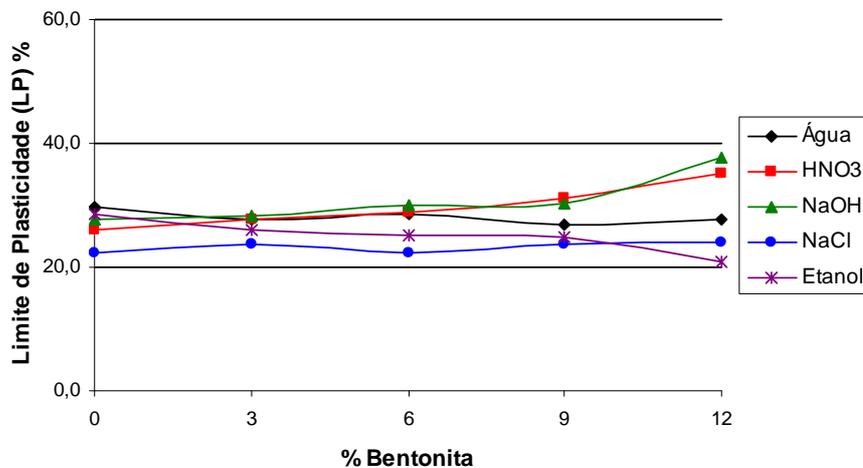


Figura 5.3. Variação do limite de plasticidade das amostras submetidas às soluções químicas.

A figura 5.3 mostra que o *LP* não sofreu uma influência tão significativa pelas soluções químicas como para o caso do *LL*, mantendo-se entre 20 e 40% para todas as amostras avaliadas.

A figura 5.4 apresenta a variação do *IP* com as varias soluções empregadas. Da mesma forma que o *LL*, o *IP* das amostras aumentou com a adição de bentonita, sendo que as tendências das taxas de acréscimo desta figura são parecidas com as mesmas taxas da figura 5.4. Isto reflete a variação parecida de *LL* e a razoável constância do *LP*. Conclui-se também

que de maneira geral, a plasticidade das amostras diminuiu com o uso de todas as soluções em relação ao uso da água.

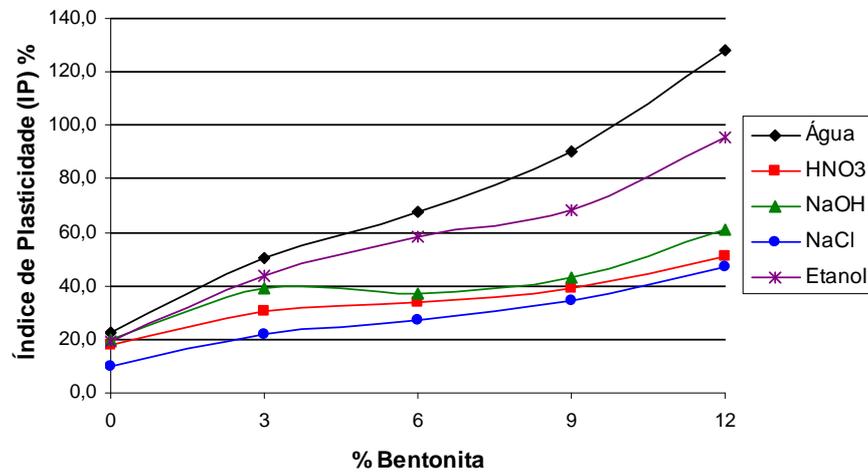


Figura 5.4. Variação do índice de plasticidade das amostras submetidas às soluções químicas.

Como se observa na figura 5.5, o *IP* da amostra com 100% de bentonita (BN) não revelou a mesma tendência observada nas demais amostras. Essencialmente, o Etanol mostrou-se mais agressivo para a bentonita pura em relação às outras amostras, indicando que soluções orgânicas têm maior influência para este solo (talvez por contração da dupla camada iônica), enquanto as soluções ácidas e básicas (HNO₃ e NaOH) mostram-se tão agressivas para o solo tropical quanto para a bentonita.

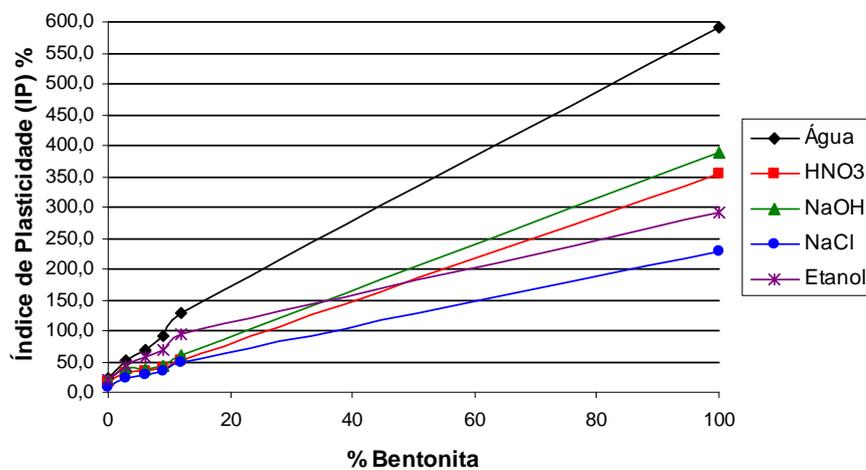


Figura 5.5. Variação do índice de plasticidade das amostras, inclusive bentonita pura, submetido às soluções químicas.

A tabela 5.2 apresenta os resultados do índice de incompatibilidade (*IC*) das amostras estudadas, incluindo a média, o desvio padrão e o desvio médio deste parâmetro.

Tabela 5.2. Resultados do índice de incompatibilidade (*IC*) das amostras estudadas.

Soluções Químicas	Amostras					
	SN	SN03	SN06	SN09	SN12	BN
	Índice de Incompatibilidade (%)					
<i>HNO3 - pH3</i>	20,1	39,1	50,1	56,4	60,1	40,1
<i>NaOH - pH11</i>	10,6	22,2	45,5	52,4	52,5	34,5
<i>NaCl - 5g/l</i>	55,5	56,3	59,8	61,5	63,2	61,5
<i>Etanol</i>	12,4	12,9	14,0	24,0	25,4	50,9
Média	24,7	32,6	42,3	48,6	50,3	46,8
Desvio Padrão	20,99	19,14	19,83	16,80	17,18	11,95
Desvio Médio	15,44	15,08	14,19	12,29	12,44	9,46

Os resultados da tabela 5.2 revelam que o *IC* aumentou consideravelmente com o teor de bentonita nas amostras SN, SN03, SN06, SN09 e SN12 quando submetidas às soluções, exceto quando submetida ao NaCl, onde o *IC*, já naturalmente mais alto, mostrou-se praticamente constante em todas as amostras. Quanto à amostra BN, observa-se um aumento de *IC* quando submetida ao etanol e uma diminuição de *IC* em relação à amostra SN12 quando submetida às soluções de HNO₃ e NaOH. Estas disposições podem ser mais bem observadas na figura 5.6, que mostra a variação do *IC* com o teor de bentonita para as diferentes soluções químicas adotadas.

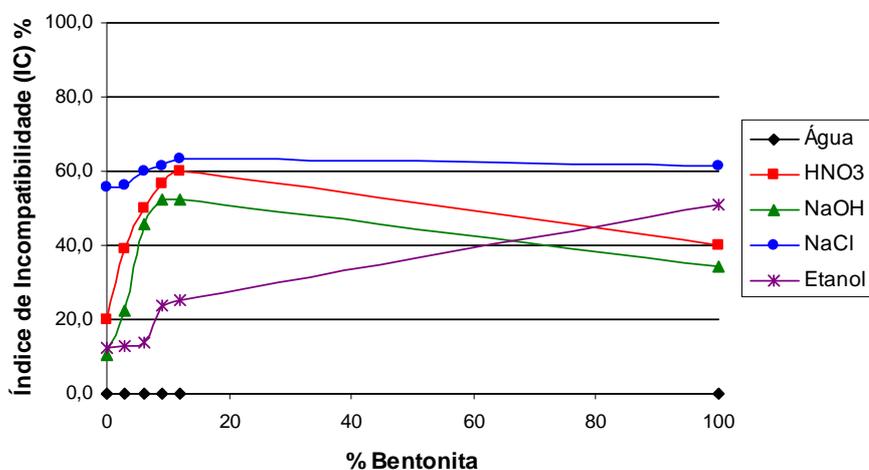


Figura 5.6. Variação do índice de incompatibilidade das amostras submetidas às soluções químicas.

Tomando-se por base a figura 5.6, é possível extrair algumas tendências: (1) a solução de NaCl mostrou-se tão agressiva para o solo tropical quanto para a bentonita; (2) as soluções de HNO₃ e NaOH mostraram-se mais agressivas para as misturas do que para as amostras puras (SN e BN); (3) o Etanol revelou-se mais agressivo na amostra BN do que nas demais amostras.

Em relação à análise estatística apresentada na tabela 5.2, observa-se pela média do *IC* que a amostra SN12 mostrou-se a mais incompatível para as soluções empregadas. Isto equivale a dizer que a adição de bentonita aumentou a incompatibilidade da amostra SN para todas as soluções, com a menor taxa de acréscimo para a solução de NaCl.

Os resultados do parágrafo anterior são diferentes dos reportados por Farnezi & Leite (2007), onde o acréscimo de bentonita fez aumentar o *IC* da amostra do solo laterítico em questão.

Por meio das figuras 5.7 a 5.12 é possível observar na forma de diagramas de barras como variou o *LL*, *LP*, *IP* e *IC* para as amostras submetidas a diferentes soluções químicas.

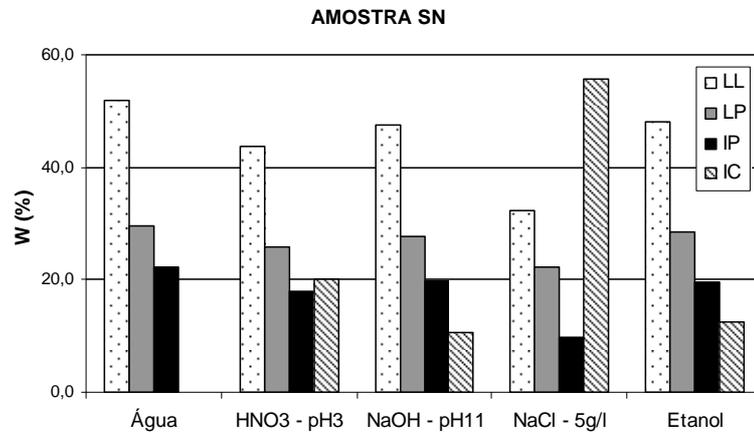


Figura 5.7. Variação de LL, LP, IP e IC para a amostra SN sob diferentes soluções químicas.

Algumas observações podem ser feitas através da figura 5.7 em relação à amostra SN: (1) a diminuição mais significativa, tanto do *LL* quanto do *IP*, ocorreu no contato com a solução de NaCl; (2) o *LP* manteve-se razoavelmente constante para todas as soluções empregadas; (3) o *IC* se mostrou positivo para todas as soluções, indicando uma perda de plasticidade em relação à água; (4) a maior incompatibilidade ocorreu sob a solução de NaCl, seguidos pelas soluções HNO₃, etanol e NaOH, nesta ordem.

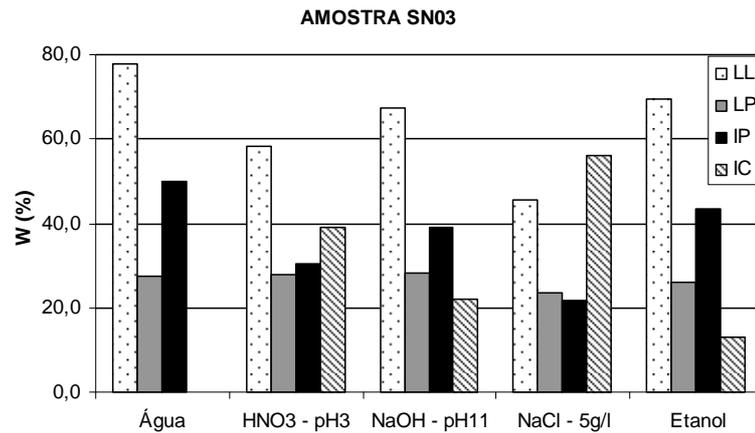


Figura 5.8. Variação de LL, LP, IP e IC para a amostra SN03 sob diferentes soluções químicas.

Para a amostra SN03 (figura 5.8) foi observada tendência parecida a da amostra SN, com diminuição significativa do *LL* e *IP* para a solução de NaCl; *LP* praticamente constante para todas as soluções, e maior incompatibilidade sob a solução de NaCl, seguidos pelas soluções HNO₃, NaOH e Etanol, nesta ordem.

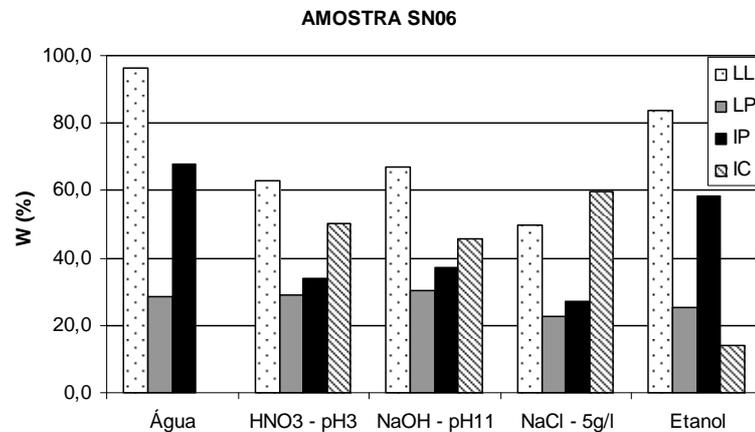


Figura 5.9. Variação de LL, LP, IP e IC para a amostra SN06 sob diferentes soluções químicas.

Em relação à amostra SN06 (figura 5.9), observou-se que para a solução de NaCl ocorreu à mesma oscilação dos índices (*LL*, *LP*, *IP* e *IC*) observados nas amostras SN e SN03. Já para as soluções de HNO₃ e NaOH, houve uma diminuição do *LL* e *IP*, com conseqüente aumento do *IC*. Para o Etanol não se observou significativa diminuição do *LL* e *IP*, sendo que o *IC* permaneceu constante em relação às amostras SN e SN03.

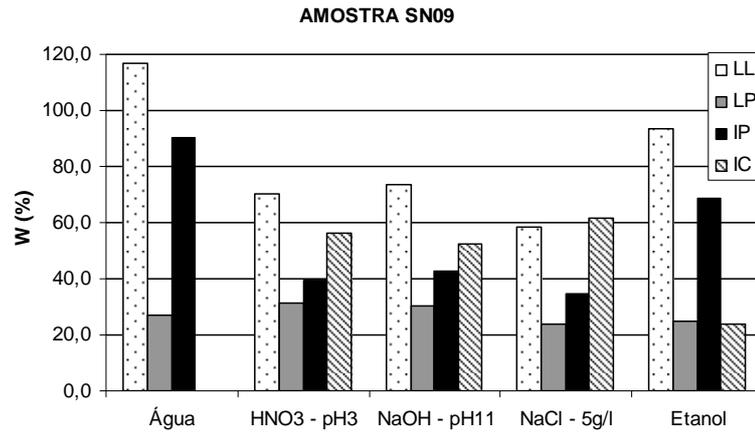


Figura 5.10. Variação de LL, LP, IP e IC para a amostra SN09 sob diferentes soluções químicas.

Para a amostra SN09, como mostra a figura 5.10, foi observado que as soluções de HNO₃ e NaOH promoveram uma maior diminuição do LL e IP em relação ao observado nas amostras SN, SN03 e SN06. Esta tendência acarretou em um IC de mesma magnitude para as soluções de HNO₃, NaOH e NaCl. O Etanol mostrou-se menos agressivo que as demais soluções, revelando a mesma tendência de LL, LP e IC observada na amostra SN06.

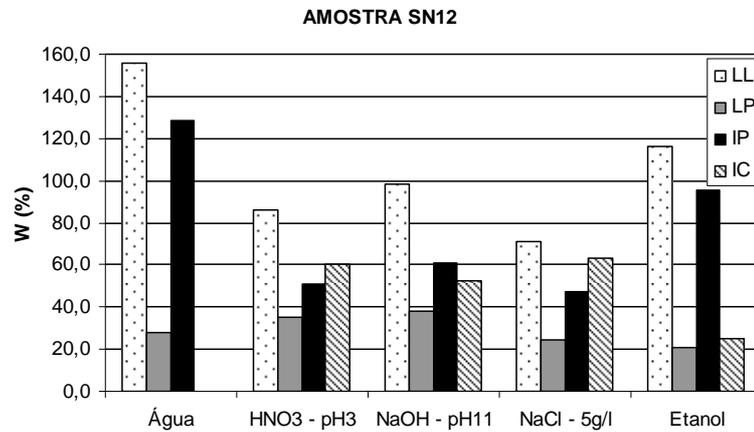


Figura 5.11. Variação de LL, LP, IP e IC para a amostra SN12 sob diferentes soluções químicas.

Para a amostra SN12 foi observada a mesma tendência da amostra SN09, com diminuição significativa do LL e IP para as soluções de NaCl, HNO₃ e NaOH, nesta ordem; o LP praticamente permaneceu constante sob todas as soluções, e o maior IC foi obtido sob a solução de NaCl, seguido pelas soluções de HNO₃, NaOH e Etanol, nesta ordem, como mostra a figura 5.11.

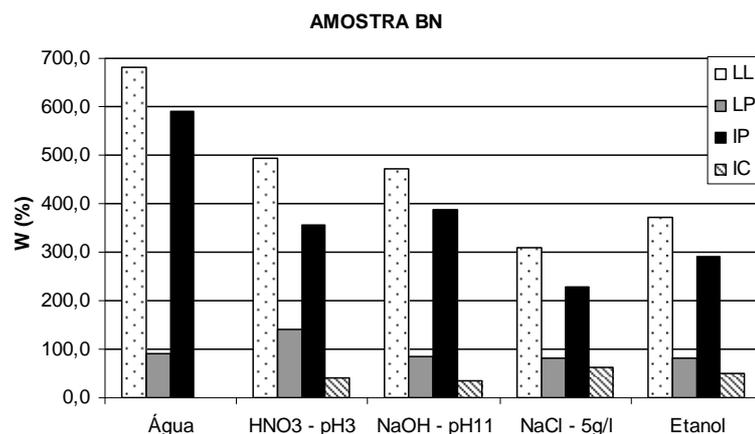


Figura 5.12. Variação de LL, LP, IP e IC para a amostra BN sob diferentes soluções químicas.

A amostra BN teve comportamento distinto das outras amostras, onde algumas observações puderam ser extraídas da figura 5.12: (1) a diminuição mais significativa, tanto do *LL* quanto do *IP*, ocorreu no contato com a solução de NaCl, porém no contato com o Etanol, NaOH e HNO₃, nesta ordem, também foi observada tal tendência; (2) o *LP* manteve-se praticamente constante para todas as soluções empregadas; (3) o *IC* se mostrou ligeiramente positivo para todas as soluções, indicando uma perda de plasticidade (não excessiva) em relação à água; (4) a maior incompatibilidade ocorreu sob a solução de NaCl, seguidos pelo Etanol, soluções de HNO₃ e NaOH, nesta ordem.

5.3.2. Expansão Livre da Bentonita

Os resultados da expansão livre (*EL*) da bentonita submetida a diferentes soluções estão dispostas na tabela 5.3. Já a figura 5.13 expõe os referidos resultados em forma de diagrama de barras.

Tabela 5.3. Resultados da expansão livre para a amostra BN.

Soluções Químicas	Expansão Livre (cm ³ /g) – Amostra BN	
	Sem Agitação (24h)	Com Agitação (48h)
Água	13,5	16,5
HNO3 - pH3	10,5	9,0
NaOH - pH11	10,0	9,0
NaCl - 5g/l	8,5	8,5
Etanol	7,5	6,0

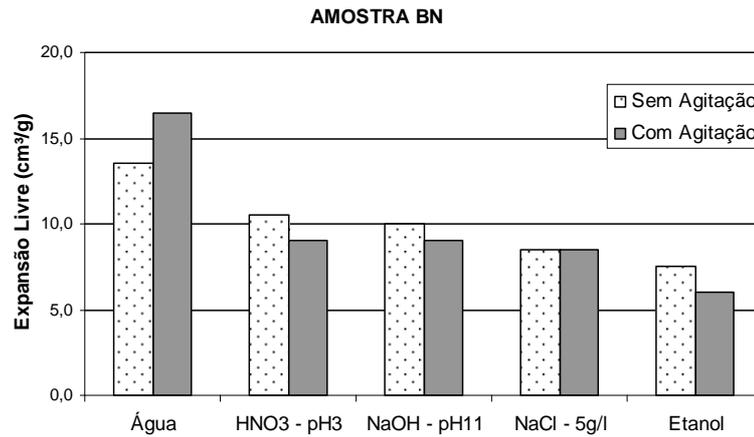


Figura 5.13. Variação da expansão livre na amostra BN sob diferentes soluções químicas.

Como mostra a figura 5.13, para todas as soluções empregadas houve uma diminuição da *EL* em relação à *EL* em água, sendo que para a solução de etanol esta variação se revelou mais significativa. Esta tendência pode ser explicada pela contração da dupla camada e conseqüente diminuição da capacidade de hidratação.

Algumas considerações puderam ser feitas de acordo com os resultados apresentados na tabela 5.3 e na figura 5.13. Analisando-se a variação de *EL* separadamente em cada solução empregada observou-se que: (1) para a solução de etanol, o efeito de retração se deve, sobretudo, à constante dielétrica deste fluido (ver Tópico 2.4.1, equação 2.17), onde já era esperada a contração da dupla camada na ordem de 0,55 em relação à água; (2) na solução de NaCl, a contração da dupla camada se deve possivelmente a alta concentração salina (5g/l) empregada; (3) enquanto para as soluções de HNO₃ e NaOH, acredita-se que o pH destas soluções promoveu uma dissociação dos hidróxidos (OH)⁻ presentes na superfície da bentonita, diminuindo conseqüentemente a concentração de cátions adsorvidos.

Quanto à análise feita com agitação do conjunto e leitura em 48 horas, observou-se que para todas as soluções houve uma diminuição da *EL* em relação à leitura em 24 horas sem agitação, exceção à água, onde se observou efeito contrário. Esta tendência está ligada, possivelmente, às propriedades reológicas da bentonita (tempo e interação efetiva com a solução), necessitando-se assim de outros estudos para uma análise conclusiva.

6.1. CONCLUSÕES RELATIVAS AO PROGRAMA EXPERIMENTAL

Os trabalhos realizados visaram avaliar o real efeito da adição de bentonita a um solo tropical em termos de redução da condutividade hidráulica associado à sua compatibilidade com soluções químicas diversas. Para o desenvolvimento da pesquisa foi realizado um programa experimental compreendendo (1) caracterização das amostras (MCT, geotécnica, físico-química e mineralógica), (2) avaliação da condutividade hidráulica em câmara triaxial sob condições de carga hidráulica constante de 50 kPa e tensões confinantes de 20, 40 e 80 kPa e (3) avaliação da compatibilidade entre as amostras e soluções químicas de HNO₃, NaOH, NaCl, e álcool etílico, por meio da determinação dos limites de Atterberg modificados e expansão livre da bentonita. As principais conclusões do programa experimental foram destacadas nos seguintes itens.

(i) Quanto às características dos materiais estudados e as alterações das propriedades do solo tropical com a adição de bentonita:

- A classificação MCT revelou que o solo tropical estudado se trata de um solo não-laterítico, porém bastante intemperizado. A caracterização mineralógica relevou a predominância da caulinita, gibsitita e quartzo;
- O difratograma realizado na amostra de bentonita confirmou a montmorilonita como argilomineral predominante. Já as caracterizações geotécnicas e físico-químicas revelaram uma alta plasticidade ($IP = 591,9\%$) e elevada CTC (99,4 meq/100g), como esperado em uma bentonita sódica;
- Ao contrário do esperado, a adição de bentonita não aumentou o teor de argila em relação à amostra de solo tropical, possivelmente devido à agregação das partículas de bentonita aos grãos do solo tropical, ou devido à aglutinação entre os próprios grãos do solo tropical tendo a bentonita como agente aglutinante;
- Por outro lado, a plasticidade do solo tropical cresceu consideravelmente com a adição de bentonita, revelando uma tendência praticamente linear entre o IP e o teor de bentonita adicionado;

- Quanto à estrutura das amostras compactadas, observou-se uma diminuição da massa específica seca máxima e um aumento do teor de umidade ótimo devido à adição de bentonita, assim como um maior espriamento das curvas de compactação;
- Observou-se uma proporcionalidade entre a capacidade de troca catiônica (assim como a superfície específica) e o teor de bentonita contido nas amostras, indicando um aumento da capacidade de interação do solo tropical com o meio circundante;
- A adição da bentonita revelou ainda algumas variações das propriedades físico-químicas do solo tropical, como aumento do pH (tanto em água quanto em KCl), aumento da condutividade elétrica do extrato aquoso e aumento da expansão livre.

(ii) Quanto à efetividade da adição de bentonita ao solo tropical para fins de redução da condutividade hidráulica (K):

- A relação entre a condutividade hidráulica das misturas e do solo natural (K/K_{SN}) revelou uma significativa diminuição de K com o teor de bentonita adicionado, chegando a um valor de $K/K_{SN} = 0,15\%$ para a amostra SN12 e tensão confinante de 80 kPa (redução de K em cerca de seiscentas vezes em relação ao K do solo natural);
- O aumento da tensão confinante promoveu, como esperado, uma diminuição de K . Porém esta tendência mostrou-se mais evidente para as amostras com maior teor de bentonita, indicando que a tensão confinante potencializa o efeito da bentonita;
- O critério de K abaixo de 10^{-7} cm/s pôde ser relacionado tanto em função do teor de bentonita adicionado quanto em função da tensão confinante aplicada. Os teores de bentonita para atender o referido critério seriam aproximadamente 4% ($\sigma_3 = 20$ kPa), 3,3% ($\sigma_3 = 40$ kPa) e 2,5% ($\sigma_3 = 80$ kPa). Já para a amostra SN03, seria necessária uma tensão confinante maior que 55 kPa para obter um K abaixo de 10^{-7} cm/s;
- A porosidade das amostras aumentou proporcionalmente com o acréscimo de bentonita, enquanto K diminuiu. Esta tendência sugere que a água aprisionada pelas forças de atração da bentonita não contribui para o fluxo total;
- A partir da equação proposta por Kozeny (1927), foi possível estabelecer um modelo da variação de K em função da porosidade cúbica (n^3) e da superfície específica quadrática (SE^2), concluindo-se que, para as amostras estudadas, houve uma variação linear de $K^{1/2}$ em função do parâmetro (n^3/SE^2);

- A ferramenta estatística (*Dif.K*), onde apenas os resultados cuja diferença porcentual em relação à média ($Dif.K < 50\%$) foram considerados, mostrou-se eficiente, descartando-se assim resultados incoerentes devido à problemas não perceptíveis nos ensaios de fluxo em solos.

(iii) Quanto à compatibilidade entre os solos e diferentes soluções químicas:

- Quando submetidas às soluções químicas, todas as amostras tiveram um decréscimo do *IP* em relação ao *IP* medido em água. A perda de plasticidade se deu, sobretudo, pela diminuição do *LL*, uma vez que o *LP* medido sob todas as soluções manteve-se praticamente constante em relação ao *LP* medido em água;
- A queda do *IP* mostrou-se mais acentuada tanto quanto maior o teor de bentonita, indicando uma maior agressividade das soluções empregadas à bentonita do que ao solo tropical. Este resultado pôde ser comprovado pela avaliação do índice de incompatibilidade (*IC*), cujos valores médios para cada amostra foram: SN (24,7), SN03 (32,6), SN06 (42,3), SN09 (48,6), SN12 (50,3) e BN (46,8);
- Em termos de agressividade das soluções, foi observado que para todas as amostras (exceto para a bentonita pura) a perda da plasticidade foi maior para a solução de NaCl, seguidas pelas soluções de HNO₃, NaOH e Etanol, nesta ordem. Para a bentonita pura, a ordem de agressividade foi NaCl, Etanol, HNO₃ e NaOH, comprovando o forte controle da concentração eletrolítica (NaCl) e da constante dielétrica (Etanol) na espessura da dupla camada da montmorilonita;
- Pela avaliação da expansão livre (*EL*) da bentonita submetida às soluções químicas, foi possível concluir que todas as soluções interferiram na capacidade de hidratação e conseqüentemente na expansão da dupla camada, sendo esta tendência creditada a: (1) baixa constante dielétrica para a solução de etanol; (2) alta concentração salina (5g/l) empregada na solução de NaCl; e (3) dissociação dos hidróxidos (OH)⁻ presentes na superfície da bentonita pelas soluções de HNO₃ e NaOH;
- Como diagnóstico geral observado nos limites de Atterberg modificados e expansão livre da bentonita, nota-se que as soluções salinas e orgânicas têm maior influência nas propriedades da bentonita, enquanto as soluções ácidas e básicas são mais agressivas ao solo tropical.

(iv) Quanto à aplicabilidade dos solos tropicais com adição de bentonita em barreiras selantes de sítios de disposição de resíduos:

- A adição de bentonita ao solo tropical mostrou-se eficiente em termos de redução da condutividade hidráulica, viabilizando, sem nenhuma restrição, o uso desta combinação em barreiras cujos resíduos apresentam-se pouco agressivos. Os estudos realizados indicam um teor de bentonita entre 2,5% e 4% para estes casos (critério de $K < 10^{-7}$ cm/s), dependendo da tensão confinante na qual a barreira será submetida;
- Para o caso de resíduos agressivos, o emprego do solo tropical com adição de bentonita deve ter considerações extras, principalmente quanto à constituição e caracterização do resíduo contido. Atenção especial deve ser dada aos fluidos orgânicos de baixa constante dielétrica e aos fluidos salinos concentrados. Neste caso, como uma alternativa simplificada, é recomendado dividir o valor de K pelo IC médio (considera-se assim a perda de plasticidade e o aumento de K). Considerando este procedimento, para as amostras e soluções empregadas no presente estudo, o teor de bentonita indicado adequado estaria entre 4,5% e 6% (critério de $K < 10^{-7}$ cm/s), dependendo da tensão confinante na qual a barreira será submetida. Ressalta-se que, devido à variedade na composição dos resíduos, assim como as características de cada solo da barreira, estudos particulares devem ser realizados em cada caso.

6.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Os resultados pertinentes ao presente trabalho sugerem alguns tópicos passíveis de abordagem em trabalhos futuros:

- Elaboração e desenvolvimento de novos critérios para definir, distinguir e classificar os diferentes solos tropicais no âmbito geotécnico;
- Estudos de condutividade hidráulica em diferentes solos tropicais dos grupos lateríticos e não lateríticos para avaliar a influência do grau de laterização em K ;
- Ensaios complementares de resistência ao cisalhamento com o propósito de investigar as variações neste parâmetro devido à adição da bentonita;
- Elaboração e desenvolvimento de modelos e/ou programas computacionais para previsão de fluxo em barreiras argilosas compactadas;

- Ensaios de condutividade hidráulica com simulação de diferentes cargas hidráulicas;
- Execução de programas experimentais para o estabelecimento de relações entre as propriedades do solo (índice de plasticidade, porosidade eficiente, etc.) e K ;
- Avaliação de K em outros permeâmetros com o propósito de comparação ao K obtido em permeâmetro de parede flexível;
- Obtenção de K por meio de ensaios de adensamento (correlações com o coeficiente de adensamento) para comparação com o K obtido por percolação direta;
- Concepção e desenvolvimento de equipamentos para o estudo da condutividade hidráulica associada aos fluxos elétrico, térmico e químico;
- Concepção e desenvolvimento de câmara inerte para percolação de fluidos químicos para a avaliação da compatibilidade pelo método de percolação direta;
- Avaliação da compatibilidade com outras soluções químicas, incluindo lixiviados reais, e líquidos não-miscíveis;
- Execução de barreiras experimentais com exumação de amostras para verificar a eficiência em longo prazo de barreiras argilosas compactadas de solos tropicais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Acar, Y. B. & Olivieri, I. (1989). Pore fluid effects on the fabric and hydraulic conductivity of laboratory-compacted clay. *Transportation Research Record*, v. 1219, p. 144-159.
- Alberte, E. P. V.; Carneiro, A. P.; Kan, L. (2005). Recuperação de áreas Degradadas por Disposição de Resíduos Sólidos Urbanos. *Diálogos & Ciência - Revista Eletrônica da Faculdade de Tecnologia e Ciências de Feira de Santana*, v. 3, n. 5.
- Aitchison, G. D. & Grant, K. (1973). Twenty five years of application of soil survey principles in the practice of Foundation Engineering. *Geoderma*, v. 10, p. 99-112.
- Allemeier, K. H. (1973). Application of pedological soils surveys to highway engineering in Michigan. *Geoderma*, v. 10, p. 87-98.
- Anderson, S. A. & Hee, B. H. (1995). Hydraulic conductivity of compacted lateritic soil with bentonite admixture. *Environmental & Engineering Geoscience*, v. 1, n. 3, p. 299-312.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (2000). NBR 14545: *solo – determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (1984). NBR 6459: *solo – determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (1984). NBR 6508: *grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – determinação da massa específica*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (1984). NBR 7180: *solo – determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (1984). NBR 7181: *solo – análise granulométrica*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (1986). NBR 6457: *amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1986). NBR 7182: *solo – ensaio de compactação*. Rio de Janeiro.
- Atlan, Y. & Feller, C. (1980). Application de la Pedologie a la caracterisation géotechnique de quelques sols fins du Senegal. *Bull IAGE*, n. 22, p. 233-240.
- Batista, P. (2006). *Avaliação geotécnica de misturas de um solo laterítico com cimento e bentonita para uso em cortinas verticais*. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto. Dissertação de Mestrado, 116 p.
- Barthelmy, D. (2005). *Mineralogy database*. Disponível em: <<http://www.webmineral.com>>. Acesso em: jun. 2009.
- Benson, C. H.; Zhai, H.; Wang, X. (1994). Estimating hydraulic conductivity of compacted clay liners. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 120, n. 2, p. 373-385.
- Bidone, F. R. A. & Povinelli, J. (1999). *Conceitos básicos de resíduos sólidos*. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 109 p.
- Boyton, S. S. & Daniel, D. E. (1985). Hydraulic conductivity tests on compacted clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 111, n. 4, p. 465-477.
- Bowders, J.J. Jr. (1985). *The Influence of Various Concentrations of Organic Liquids on the Hydraulic Conductivity of Compacted Clay*. PhD Dissertation GT85-2, Geotechnical Engineering Center, Civil Engineering. Department, University of Texas, 350 pp.

- Bowders, J.J. Jr. & Daniel, D.E. (1987). Hydraulic conductivity of compacted clay to dilute organic chemicals. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 117, p. 1278-1280.
- Budhu, M.; Giese, R. F.; Campbell, G.; Baumgrass, L. (1990). The permeability of soils with organic fluids. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 28, p. 140-147.
- Camargo, O. A.; Moniz, A. C.; Jorge, J. A. e Valadares, J. M. A. S. (1986). *Métodos de Análise Química, Mineralógica e Física de Solos do Instituto Agrônomo de Campinas*. Boletim Técnico IAC, n. 106. Campinas, 95 p.
- Cancelli, A.; Cossu, R.; Malpei, F.; Offredi, A. (1994). Effects of leachate on the permeability of sand-bentonite mixtures. *Landfilling of Waste: Barriers*, p. 259-293. London.
- Caputo, H. P. (1973). *Mecânica dos solos e suas aplicações*. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos, ed. 3, v. 1, 212 p.
- Cardoso, D. L.; Alvarez, V; Fontes, L. E. F.; Fontes, M. P. F (1996). Utilização de levantamentos de solos em geotecnia. In: Domínios morfoclimáticos do Brasil e o desenvolvimento sustentado, Viçosa: UFV. *Anais...* p. 703-719.
- Cardoso, J. J. B. (2005). *Estudo do inchamento de bentonitas sódicas a avaliação do desempenho dos inibidores pela difração dos raios-X*. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. Tese de doutorado, 127 p.
- Carman, P. C. (1956). Flow of gases through porous media. *Butterworths Scientific Publications*, London.
- Chapuis, R.P. (1990). Sand-bentonite liners: predicting permeability from laboratory tests. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 27, p. 47-57.
- Comissão de Estudos de Matérias Primas – CEMP (2002). CEMP 058: *Bentonitas para fundição – Determinação do Inchamento*. Rio de Janeiro.
- Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental – CETESB (2001). *Inventário Estadual de Resíduos Sólidos Domiciliares*. São Paulo.
- Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental – CETESB (1993). *Resíduos sólidos Industriais*. São Paulo.
- Cozzolino, V. M. & Villibor, D. F. (1993). Classificação Geotécnica MCT para Solos Tropicais. *Solos e Rochas*, v. 16, n. 2, p. 77-91.
- Daniel, D. E. (1987). Hydraulic conductivity tests for clay liners. *Geotechnical and Geohydrological Aspects of Waste Management*, p. 15-34.
- Daniel, D. E. & Benson, C. H. (1990). Water content-density criteria for compacted soil liners. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 116, n. 12, p. 1811-1830.
- Daniel, D.E. (1994). *State-of-the-art: laboratory hydraulic conductivity tests for saturated soils*. Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil. Philadelphia, ASTM STP 1142, p. 30-78.
- D'Appolonia, D. J. & Ryan, C.R. (1979). Soil bentonite slurry trench cut-off walls. In: *Geotechnical exhibition and technical conference*, 49. Chicago.
- D'Appolonia, D.J. (1980). Soil-bentonite slurry trench cutoffs. *Journal of Geotechnical Engineering*, v.106, n.4, p. 399 – 417.
- Day, S.R. & Daniel, D.E. (1985). Hydraulic conductivity of two prototype clay liners. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 111, n. 8, p. 255-270.
- Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo. DER - M196-89. *Classificação de solos tropicais segundo metodologia MCT*. São Paulo.

- Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo. DNER - M256-94. *Solos compactados com equipamento miniatura – Determinação de perda de massa por imersão*. Rio de Janeiro.
- Departamento Nacional de Produção Mineral – DNPM (2004). Disponível em: <<http://www.dnpm.gov.br/assets/galeriadocumento/sumariomineral2004/BENTONITA%202004.pdf>> Acesso em: jun. 2009.
- Duchaufour, P. (1977). *Pedologie: pedogenese et classification*. Paris, Manson, v. 1.
- Eklund, A. G. (1985). A Laboratory comparison of the effects of water and waste leachate on the performance in soil liners. *Hydraulic Barriers in soil and rock*, p. 188-202.
- Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária - EMBRAPA (1999). *Sistema Brasileiro de Classificação de Solos*. Brasília: EMBRAPA, Rio de Janeiro: EMBRAPA Solos.
- Farinha, F. J. B. (1998). Alguns princípios de dimensionamento do sistema basal de selagem em aterros sanitários. *Geotecnia*, n. 84, p. 67-74.
- Farnezi, M. K. (2006). *Alternativa de melhoramento técnico de solos tropicais para uso em sistemas basais de selagem, através da aplicação de bentonita*. Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto. Dissertação de Mestrado, 120 p.
- Farnezi, M. K. & Leite, A. L. L. (2007). Lateritic Soil and Bentonite Mixtures Assessment for Liner Usage Purpose. *Soils and Rocks*, São Paulo, v. 30, n 2, p. 103-112.
- Freeze, R. A. & Cherry, J. A. (1979). *Groundwater*. Englewood Cliffs, Prentice Hall.
- Fernandes, G. (2005). *Comportamento de estruturas de pavimentos ferroviários com utilização de solos finos e/ou resíduos de mineração de ferro associados à geossintéticos*. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília. Tese de doutorado, 253 p.
- Food and Agriculture Organization – FAO/UNESCO (1971-1981). *Soil Map of the World*. Paris, UNESCO.
- Food and Agriculture Organization – FAO (1998). *World Reference Base for Soil Resource*. Roma, 841 p.
- Foster, M. D. (1956). Geochemical studies of clay minerals: II – Relation between ionic substitution and swelling in montmorillonites. *Amer, Miner*, n. 38, p. 994-1006.
- Gleason, M. K.; Daniel, D. E. e Eykholt, G. R. (1997). Calcium and sodium bentonite for hydraulic containment applications. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 123, n. 5, p. 438-445.
- Gnanapragasam N.; Lewis B.G.; Finno R.J. (1995). Microstructural Changes in Sand- Bentonite Soils when Exposed to Aniline. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 121, n. 2, p. 119-125.
- Goldman, L. J.; Greenfield, L. I.; Damle, A. S.; Kingsbury, G. L.; Norheim, C. M.; Truesdale, R. S. (1988). EPA/530-SW-86-007: *Design, construction and evaluation of clay liner for waste management facilities*. Washington, Environmental Protection Agency, p. 5-109.
- Grim, R. E. (1953). *Clay Mineralogy*. McGraw-Hill Co., New York.
- Head, K. H. (1986). *Manual Of Soil Laboratory Testing*, v.3: Effetive Stress Tests. London, John Wiley & Sons.
- Hoeks, J.; Glas, H.; Hofkamp, J; Ryhiner, A. H. (1987). Bentonite Liners for Isolation of Waste Disposal Sites. *Waste Management & Research*, n. 5, p. 93-105.
- Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE (2000). PNSB – Pesquisa Nacional do Saneamento Básico. Disponível em:<<http://www.ibge.gov.br>>. Acesso em: jun. 2009
- Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE (2005). *MANUAL técnico de pedologia*. Rio de Janeiro, ed. 2, n. 4, 316p.

- Jucá, J. F. T. (2003). Disposição final dos resíduos sólidos urbanos no Brasil. In: Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, 5, Porto Alegre: REGEO. *Anais...* v. 1. p. 10-24.
- Keeney, T.; van Veen, M.; Swallow, M. e Singalia, M. (1992). Hydraulic conductivity of compacted bentonite-sand mixtures. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 29, n. 3, p. 364-374.
- Kozeny, J. (1927). Ueber kapillare Leitung des Wassers im Boden. *Akad Wiss*, Wien, v. 136, p. 271.
- Lambe, T. W. (1958). The structure of compacted clay. *Journal of the soil mechanics and Foundation Division*, n. 1654, p 1-34.
- Leite, A. L. (2001). *Migração de íons inorgânicos em alguns solos tropicais, com ênfase nos processos de sorção e difusão molecular*. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. Tese de Doutorado.
- Lemos, R. G. (2006). *Estudo do comportamento hidráulico, mecânico e químico das barreiras hidráulicas verticais compostas por solo residual, bentonita e cimento sob ação de substâncias agressivas*. Escola de Engenharia, Universidade do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. Tese de Doutorado, 312p.
- Leon, T; Bionel, A. (2002). *Modificação estrutural de bentonitas nacionais: caracterização e estudo de adsorção*. Escola de Engenharia, Universidade do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. Tese de Doutorado.
- Lepsch, I. F. (2005). *Formação e Conservação dos Solos*. São Paulo, Oficina de Textos, ed. 1, 171 p.
- Lukiantchuki, J. A. (2007) *Influência do teor de bentonita na condutividade hidráulica e na resistência ao cisalhamento de um solo arenoso utilizado como barreira impermeabilizante*. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. Dissertação de mestrado, 150p.
- Madsen, F. T. & Muller Vanmoos, M. (1989). The swelling behavior of clays. *Appl. Clay Sci*, v. 4, p. 143-156.
- Medina, J.& Motta. L. M. G. (1989). *Mecânica de Pavimentos*. Rio de Janeiro, ed. 2.
- Mitchell, J. K. (1993). *Fundamentals of Soil Behavior*. New York, John Wiley & Sons, ed. 2, 437 p.
- Neumann, M. G.; Gessner, F.; Cione, A. P. P.; Sartori, R. A.; Cavalheiro, C. C. S. (2000). Interações entre corantes e argilas em suspensão aquosa. São Paulo. *Química Nova*, v. 23, p. 812.
- Nogami, J. S. (1985). Aspectos gerais de solos tropicais e suas aplicações em estradas de rodagem. In: Colóquio de Solos Tropicais e suas Aplicações em Engenharia, Porto Alegre: UFRGS. *Anais...* p. 16.
- Nogami, J. S. & Villibor, D. F. (1980). Caracterização e Classificação Gerais de Solos para Pavimentação: Limitações do Método Tradicional, Apresentação de uma Nova Sistemática. In: Reunião Anual de Pavimentação: ABPv, 15, Belo Horizonte. *Anais...* Separata.
- Nogami, J. S. e Villibor, D. F. (1985). Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias. In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Rio de Janeiro. *Anais...* v. 1, p. 30-41.
- Nogami, J. S. e Villibor, D. F. (1995). *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos*. São Paulo, Villibor, 213 p.
- Nogueira, J. B. (1995). *Mecânica dos Solos - Ensaio de Laboratório*. EESC, São Carlos.
- Oliveira, J. B. (2001). *Pedologia Aplicada*. Jaboticabal: FUNEP.
- Oliveira, J. B.; Camargo, M. N.; Jacomine, P. K. T. (1992). *Classes gerais de solos do Brasil; guia auxiliar para seu reconhecimento*. Jaboticabal, Funep, ed. 2, 201 p.
- Ollier, C. (1984). *Weathering*. London, Longman, ed. 2, 270 p.

- Osinubi, K. J. e Nwaiwu, C. M. O. (2002). Compacted lateritic soils as hydraulic barriers in waste containment systems. In: International Congress On Environmental Geotechnics, 4, Rio de Janeiro. *Anais...* p. 225-230.
- Pastore, E. L.; Ignatius, S.; Salomão, F. X. T.; Campos, J. O.; Bongiovani, S. (1990). Correlação entre as classificações pedológicas e geotécnicas de alguns solos do interior do Estado de São Paulo. In: Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, 6, Salvador. *Anais...* v. 2, p. 261-270.
- Pandiam, N. S.; Nagaraj, T. S.; Sivakumar Babu, G. L. (1993). Tropical Clays. Índex Properties and Microstructural Aspects. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 119, n. 5
- Pejon, O. J. (1992). *Mapeamento Geotécnico Regional da Folha de Piracicaba-SP (escala 1:100.000): Estudo de Aspectos Metodológicos, de Caracterização e de Apresentação de Atributos*. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. Tese de Doutorado, 250 p.
- Pinto, C. S. (2000). *Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas*. São Paulo, Oficina de Textos, 246 p.
- Resende, M.; Resende, N. C. S. B.; Correa, G. F. (1996). *Pedologia: base para distinção de ambientes*. Viçosa: UFV, 304 p.
- Rowe, R. K. (2001). Barrier Systems. In: *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook*. Edited by R.K. Rowe, Kluwer Academic Publishing, Norwell USA. p. 739-788.
- Ryan, C. R. and S. R. Day (2002). Soil-Cement-Bentonite Slurry Walls. *Geotechnical Special Publication*, n. 1161, ASCE, 713-727.
- Salomão, F. X. T. (1985). *Interpretação geopedológica aplicada a estudos de Geologia de Engenharia*. São Paulo: ABGE (Síntese de teses de pós-graduação, v. 3).
- Santos, E. F. (2006). *Estudo comparativo de diferentes sistemas de classificações geotécnicas aplicadas a solos tropicais*. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. Dissertação de Mestrado, 145 p.
- Santos, P. S. (1989). *Ciência e Tecnologia de Argilas*. 2ª Edição Revisada e Ampliada. v. 1. Edgard Blücher. São Paulo.
- Shackelford, C. D. (1994). Waste-soil interactions that alter hydraulic conductivity. *Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil*. Philadelphia, ASTM STP 1142, p. 111-166.
- Shackelford, C. D. and Jefferis, S. A. (2000). Geoenvironmental engineering for in situ remediation. In: International Conference on Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Melbourne, Australia. *Anais...* v. 1, 121-185.
- Sharma, H. D. & Lewis, S. P. (1994). *Waste Containment Systems, Waste stabilization, and Landfills: Design and Evaluation*. New York, John Wiley & Sons.
- Silva, L. F. (1995). Solos tropicais; aspectos pedológicos, ecológicos e de manejo. São Paulo. Terra Brasilis.
- Simonson, R. W. (1959). Outline of a generalized theory of soil Genesis. *Soil Sci. AM. Proc.*, n. 23, p. 152-156.
- Sivapullaiah, P. V.; Sridharan, A. e Stalin, V. K. (1998). Evaluation of bentonite and sand mixtures as liners. In: International Congress on Environmental Geotechnics, 3, Lisboa. *Anais...* p. 17-21.
- Switzenbaum, M.S (1992). *Solid and hazardous waste treatment*. Department of Civil Engineering, University of Massachusetts.
- Takeda, M. C. (2006). *A Influência da variação da umidade pós-compactação no comportamento mecânico de solos de rodovias do interior paulista*. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. Tese de Doutorado, 276 p.

- United States Department of Agriculture – USDA. Natural Resources Conservation Service (1998). *Keys to soil taxonomy*. Washington, 8 ed., 326 p.
- United States Department of Agriculture – USDA. Natural Resources Conservation Service (1999). *Soil Taxonomy. A Basic System of Soil Classification for Making and Interpreting Soil Surveys*. Washington, 2 ed., 871 p.
- Vargas, M. (1977). *Introdução à Mecânica dos Solos*. McGraw Hill do Brasil.
- Yong, R. N.; Mohamed, A. M. O.; Warkentim, B. P. (1992). *Principles of Contaminant Transport in Soils*. Amsterdam, Elsevier, 327 p.
- Wells, N. (1973). The properties on New Zeland soils in relation to effluent disposal. *Geoderma*, v. 10, p. 123-130.

ANEXOS

ANEXO - TABELAS E FIGURAS REFERENTES AOS ENSAIOS DE PERCOLAÇÃO

Tabela A.1. Resultados para amostra SN – CP1 (tensão confinante de 20 kPa).

Adensamento	
ΔV (cm ³) =	3,135
V_f (cm ³) =	208,239
A_f (cm ²) =	20,720
H_f (cm) =	10,050
e =	0,685
n (%) =	40,7
Percolação	
ΔVol (cm ³)	60,800
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	50,71
k (cm/s)	1,61E-06

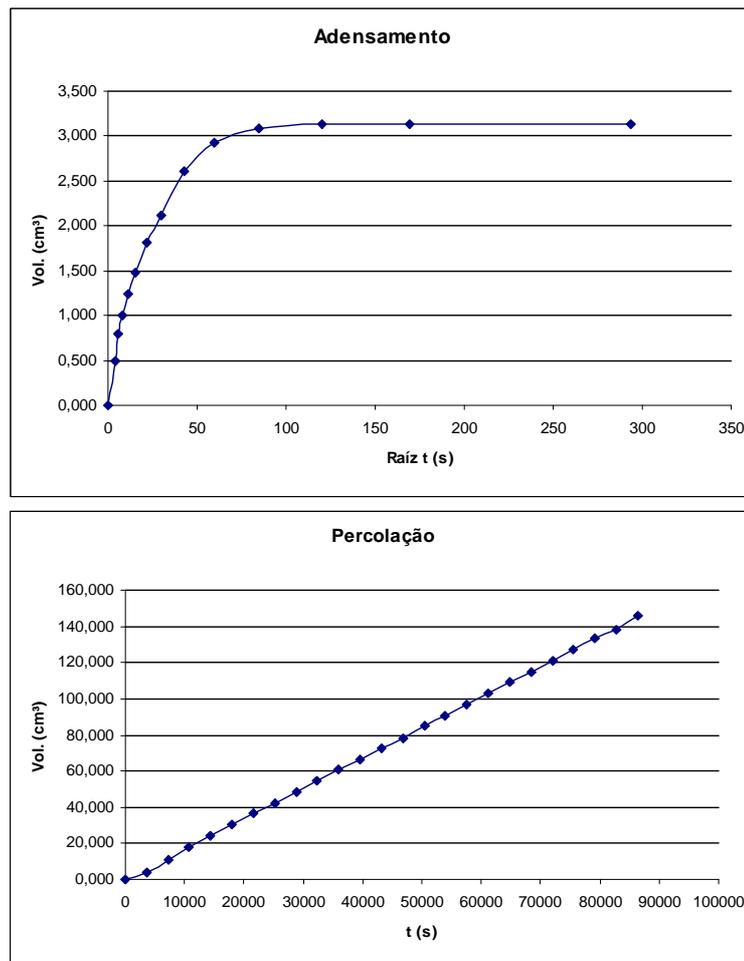


Figura A.1. Adensamento e percolação para amostra SN – CP1 (tensão confinante de 20 kPa).

Tabela A.2. Resultados para amostra SN – CP2 (tensão confinante de 20 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	2,941
V_f (cm ³) =	203,698
A_f (cm ²) =	20,256
H_f (cm) =	10,056
e =	0,686
n (%) =	40,7
Percolação	
ΔVol (cm ³)	66,322
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	50,68
k (cm/s)	1,79E-06

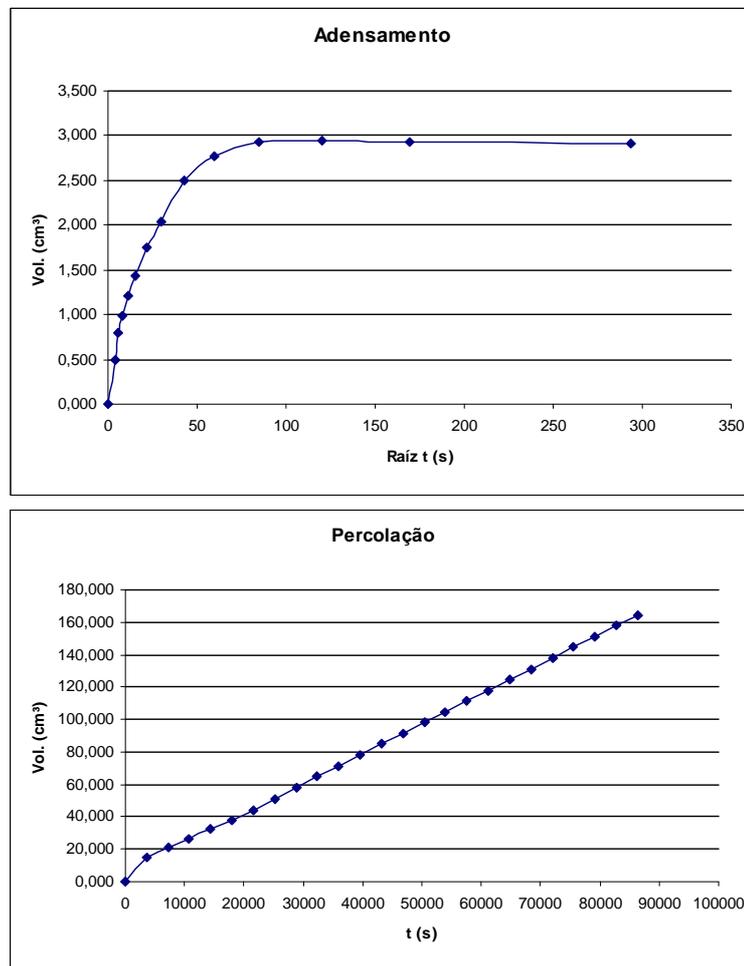


Figura A.2. Adensamento e percolação para amostra SN – CP2 (tensão confinante de 20 kPa).

Tabela A.3. Resultados para amostra SN – CP3 (tensão confinante de 20 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	3,029
V_f (cm ³) =	203,937
A_f (cm ²) =	20,251
H_f (cm) =	10,071
e =	0,686
n (%) =	40,7
Percolação	
ΔVol (cm ³)	67,013
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	50,61
k (cm/s)	1,82E-06

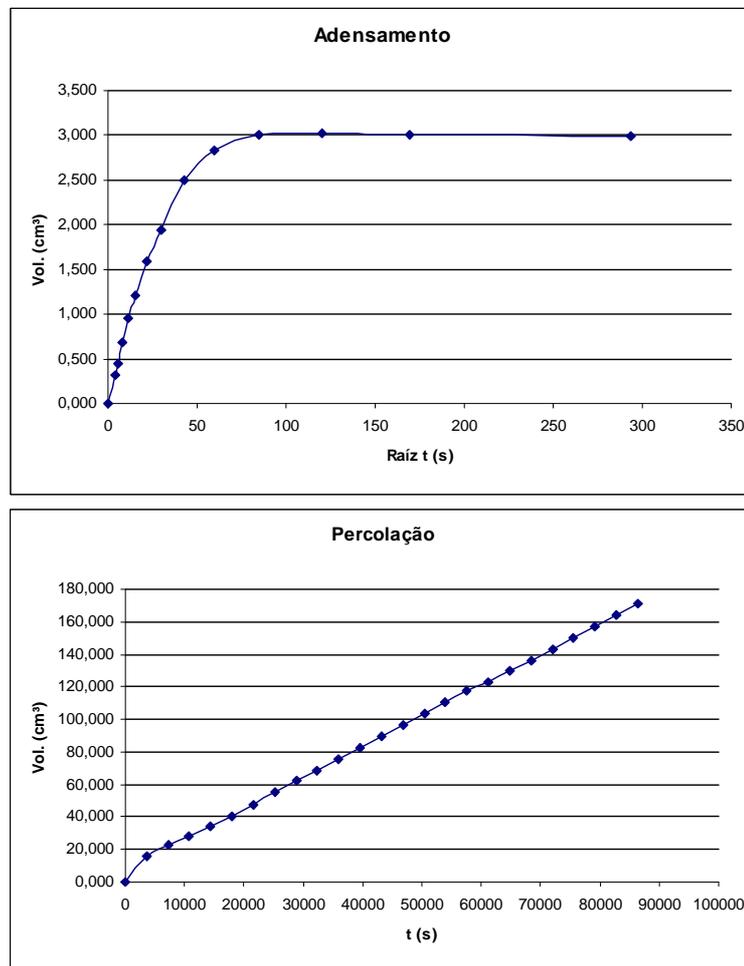


Figura A.3. Adensamento e percolação para amostra SN – CP3 (tensão confinante de 20 kPa).

Tabela A.4. Resultados para amostra SN – CP1 (tensão confinante de 40 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	3,765
V_f (cm ³) =	207,609
A_f (cm ²) =	20,678
H_f (cm) =	10,040
e =	0,680
n (%) =	40,5
Percolação	
ΔVol (cm ³)	40,602
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	50,77
k (cm/s)	1,07E-06

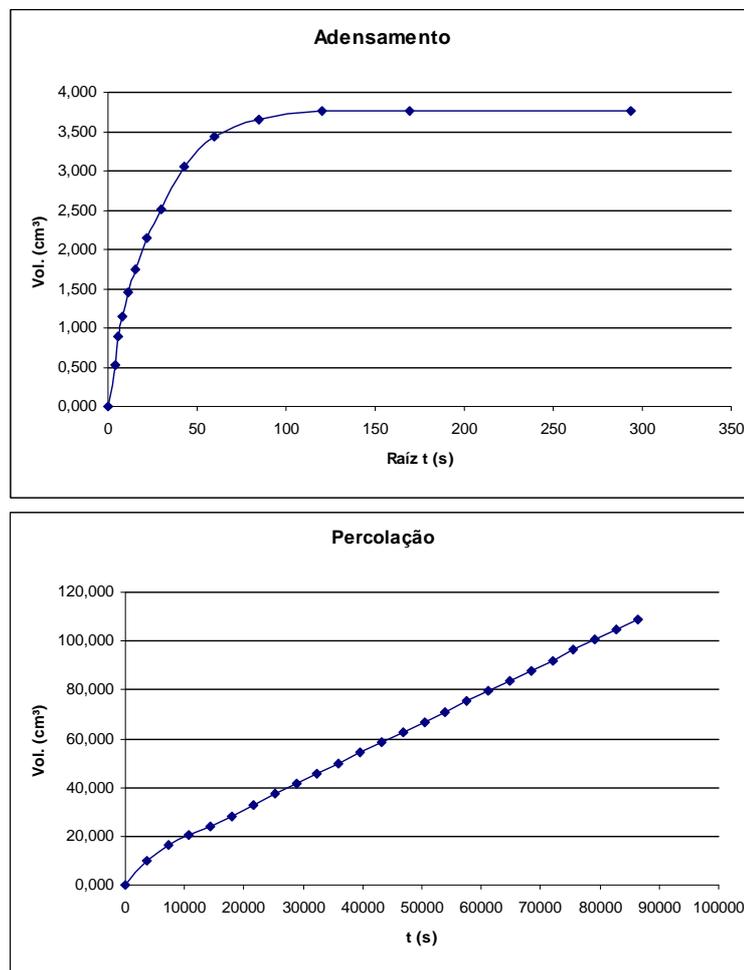


Figura A.4. Adensamento e percolação para amostra SN – CP1 (tensão confinante de 40 kPa).

Tabela A.5. Resultados para amostra SN – CP2 (tensão confinante de 40 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	3,533
V_f (cm ³) =	203,106
A_f (cm ²) =	20,217
H_f (cm) =	10,046
e =	0,682
n (%) =	40,5
Percolação	
ΔVol (cm ³)	42,230
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	50,73
k (cm/s)	1,14E-06

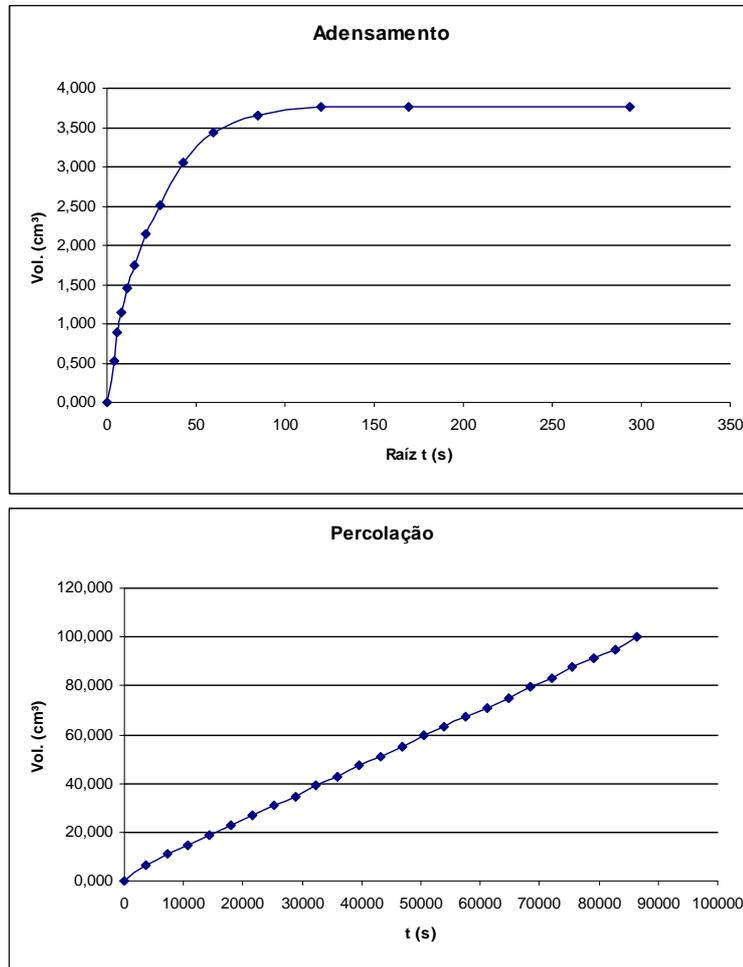


Figura A.5. Adensamento e percolação para amostra SN – CP2 (tensão confinante de 40 kPa).

Tabela A.6. Resultados para amostra SN – CP3 (tensão confinante de 40 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	3,740
V_f (cm ³) =	203,226
A_f (cm ²) =	20,203
H_f (cm) =	10,059
e =	0,680
n (%) =	40,5
Percolação	
ΔVol (cm ³)	45,608
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	50,67
k (cm/s)	1,24E-06

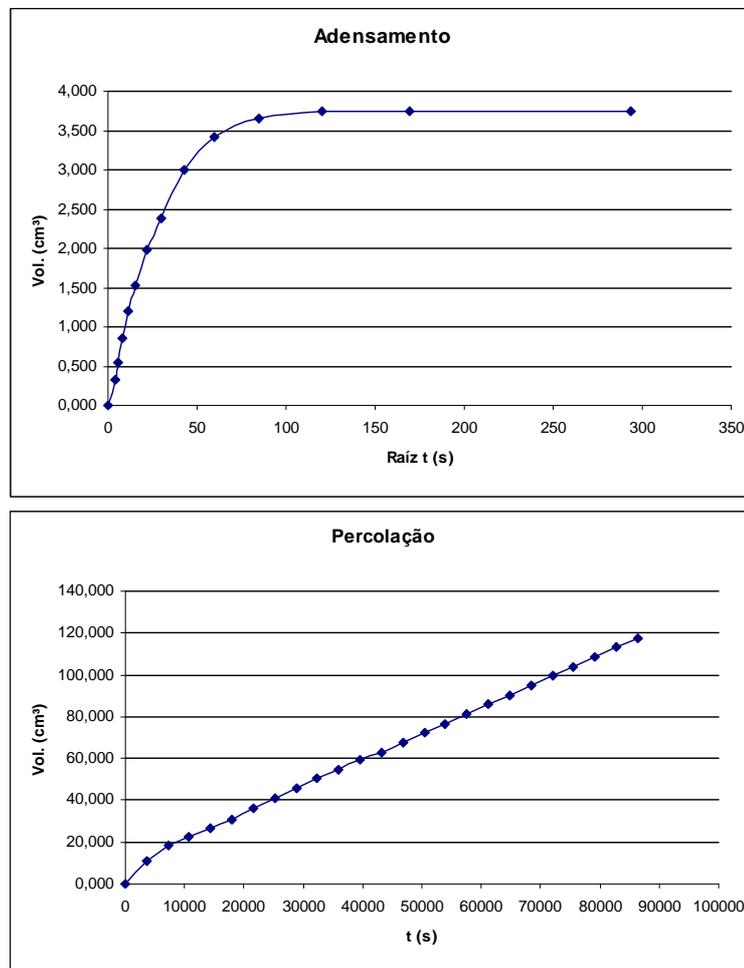


Figura A.6. Adensamento e percolação para amostra SN – CP3 (tensão confinante de 40 kPa).

Tabela A.7. Resultados para amostra SN – CP1 (tensão confinante de 80 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	4,615
V_f (cm ³) =	206,759
A_f (cm ²) =	20,621
H_f (cm) =	10,026
e =	0,673
n (%) =	40,2
Percolação	
ΔVol (cm ³)	31,106
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	50,83
k (cm/s)	8,24E-07

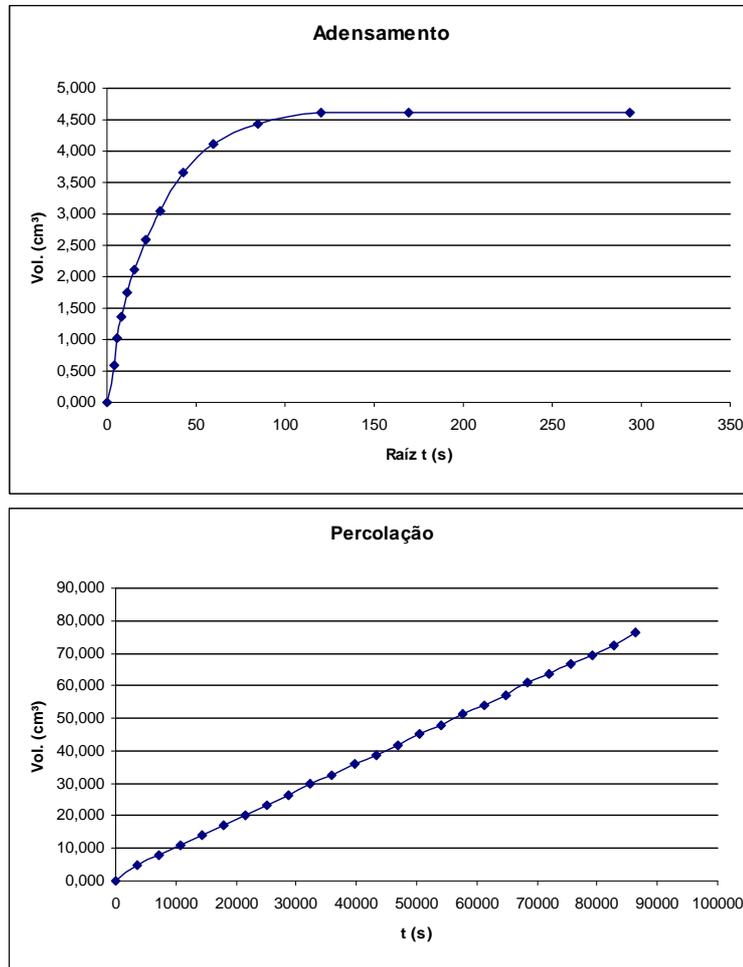


Figura A.7. Adensamento e percolação para amostra SN – CP1 (tensão confinante de 80 kPa).

Tabela A.8. Resultados para amostra SN – CP2 (tensão confinante de 80 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	4,332
V_f (cm ³) =	202,307
A_f (cm ²) =	20,163
H_f (cm) =	10,033
e =	0,675
n (%) =	40,3
Percolação	
ΔVol (cm ³)	29,575
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	50,80
k (cm/s)	8,02E-07

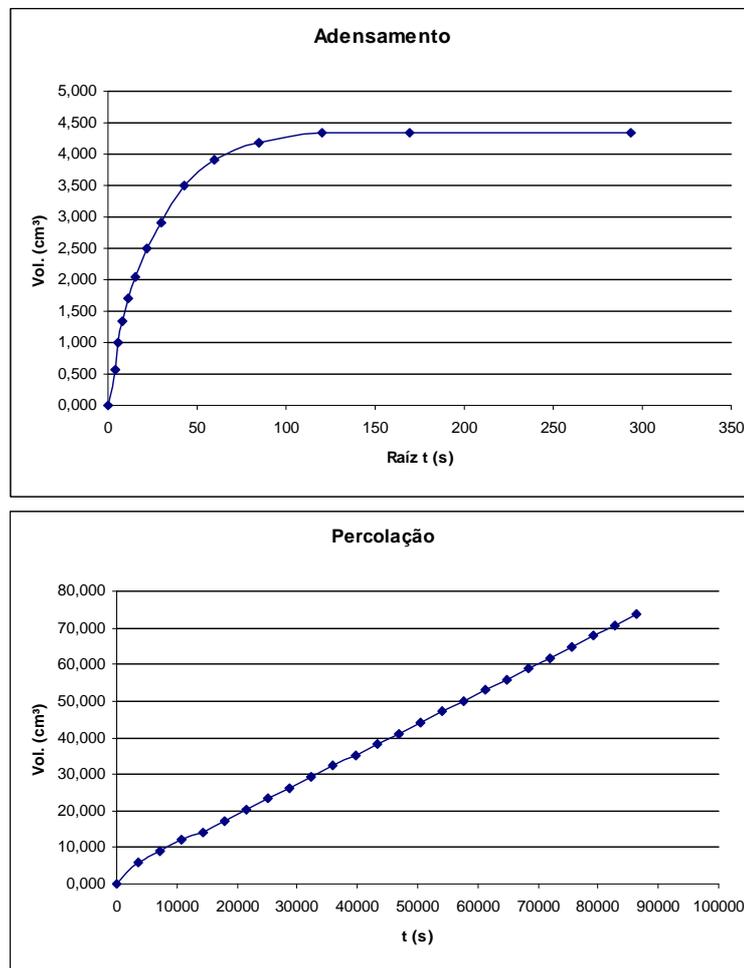


Figura A.8. Adensamento e percolação para amostra SN – CP2 (tensão confinante de 80 kPa).

Tabela A.9. Resultados para amostra SN – CP3 (tensão confinante de 80 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	4,698
V_f (cm ³) =	202,268
A_f (cm ²) =	20,139
H_f (cm) =	10,043
e =	0,672
n (%) =	40,2
Percolação	
ΔVol (cm ³)	29,285
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	50,75
k (cm/s)	7,96E-07

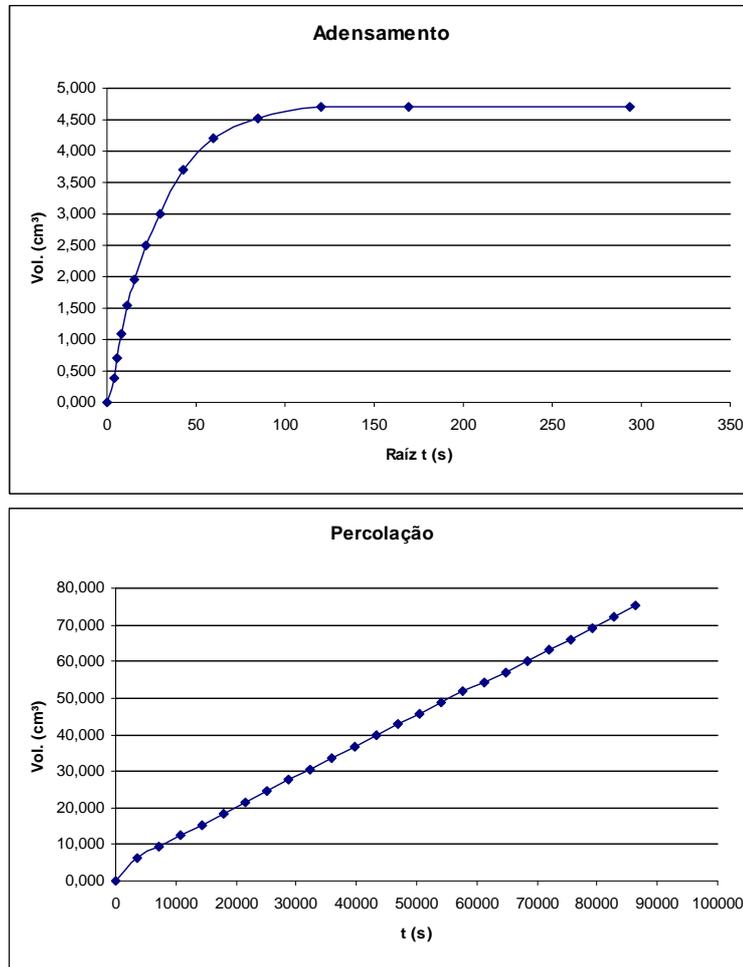


Figura A.9. Adensamento e percolação para amostra SN – CP3 (tensão confinante de 80 kPa).

Tabela A.10. Resultados para amostra SN03 – CP1 (tensão confinante de 20 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	3,276
V_f (cm ³) =	205,982
A_f (cm ²) =	20,495
H_f (cm) =	10,050
e =	0,740
n (%) =	42,5
Percolação	
ΔVol (cm ³)	7,780
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	50,71
k (cm/s)	2,08E-07

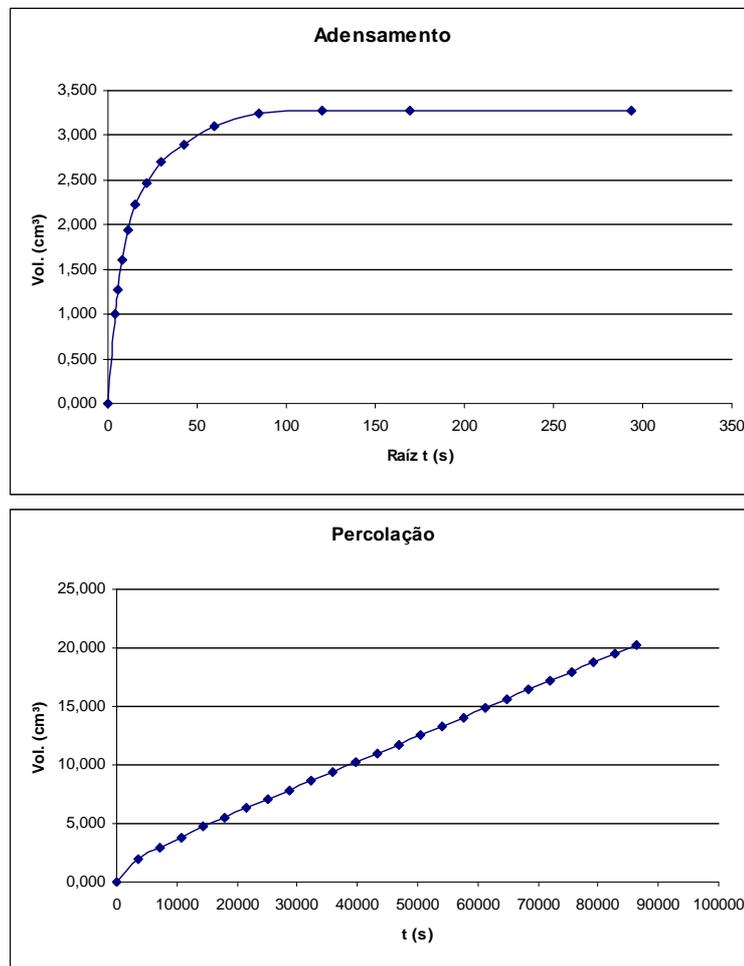


Figura A.10. Adensamento e percolação para amostra SN03 – CP1 (tensão confinante de 20 kPa).

Tabela A.11. Resultados para amostra SN03 – CP2 (tensão confinante de 20 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	3,185
V_f (cm ³) =	189,429
A_f (cm ²) =	18,658
H_f (cm) =	10,153
e =	0,738
n (%) =	42,5
Percolação	
ΔVol (cm ³)	6,095
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	50,20
k (cm/s)	1,81E-07

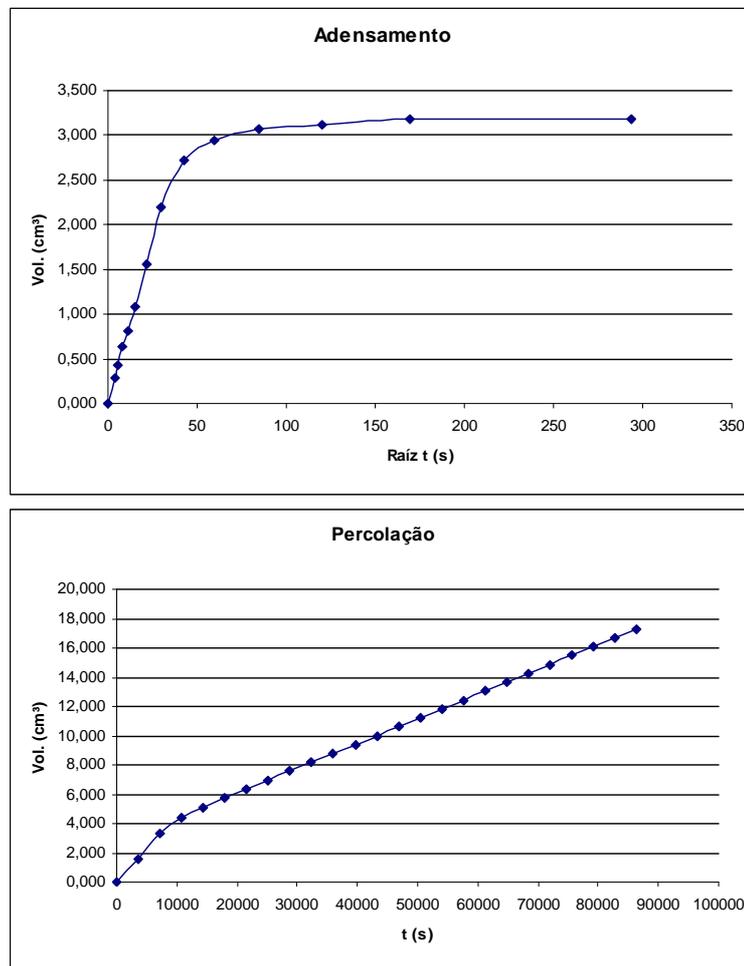


Figura A.11. Adensamento e percolação para amostra SN03 – CP2 (tensão confinante de 20 kPa).

Tabela A.12. Resultados para amostra SN03 – CP3 (tensão confinante de 20 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	3,463
V_f (cm ³) =	201,629
A_f (cm ²) =	20,571
H_f (cm) =	9,802
e =	0,738
n (%) =	42,5
Percolação	
ΔVol (cm ³)	6,387
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	52,00
k (cm/s)	1,66E-07

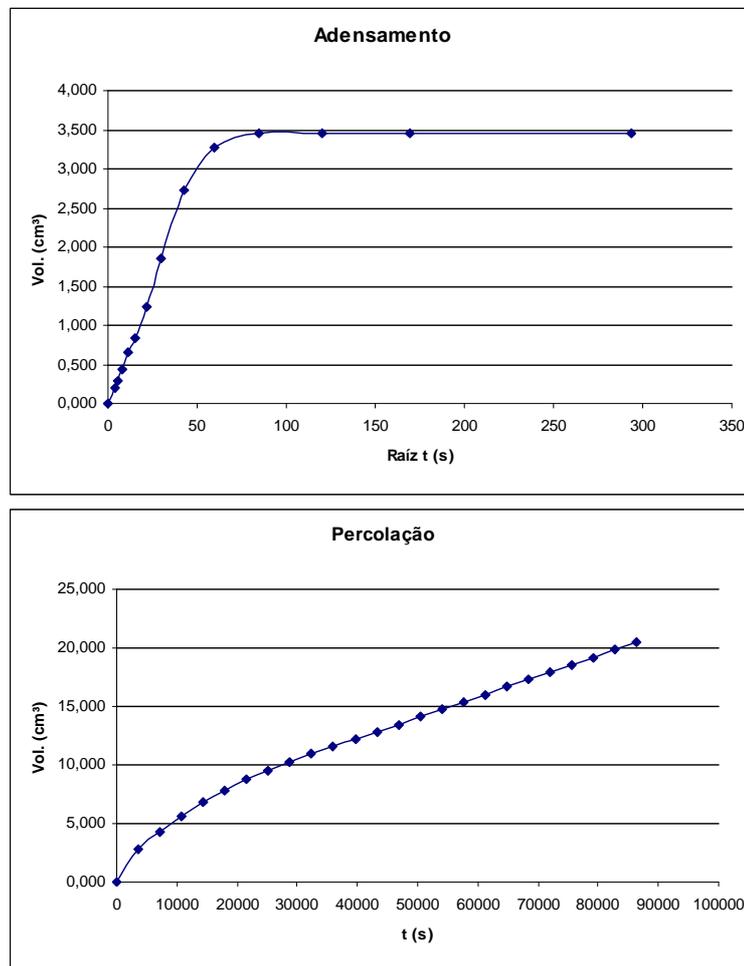


Figura A.12. Adensamento e percolação para amostra SN03 – CP3 (tensão confinante de 20 kPa).

Tabela A.13. Resultados para amostra SN03 – CP1 (tensão confinante de 40 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	3,632
V_f (cm ³) =	205,626
A_f (cm ²) =	20,471
H_f (cm) =	10,045
e =	0,737
n (%) =	42,4
Percolação	
ΔVol (cm ³)	4,686
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	50,74
k (cm/s)	1,25E-07

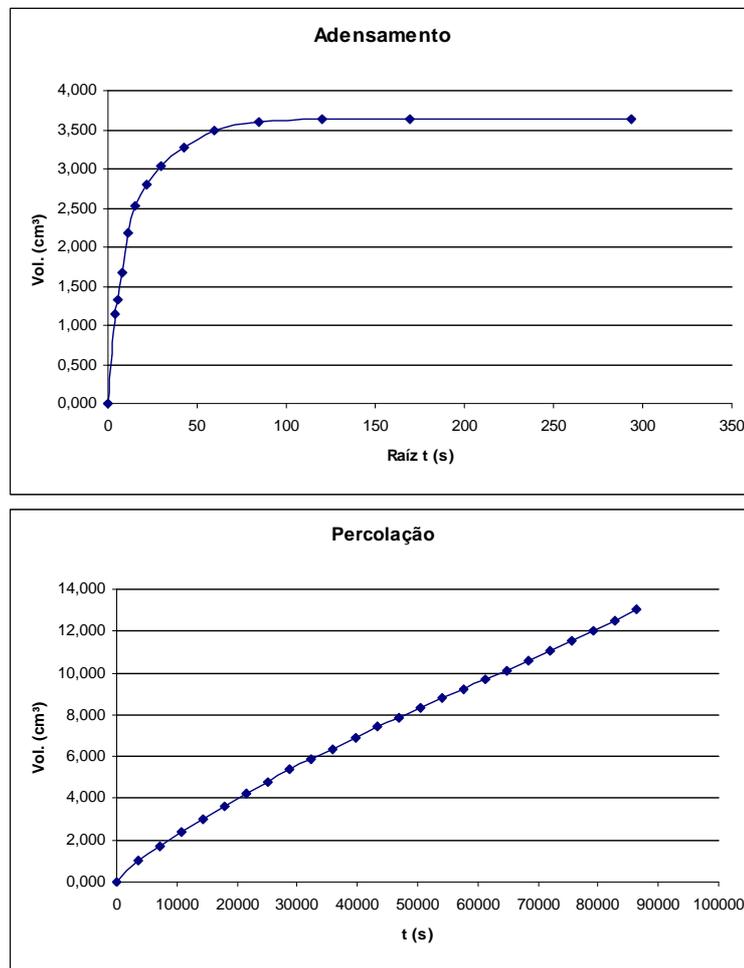


Figura A.13. Adensamento e percolação para amostra SN03 – CP1 (tensão confinante de 40 kPa).

Tabela A.14. Resultados para amostra SN03 – CP2 (tensão confinante de 40 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	3,834
V_f (cm ³) =	188,780
A_f (cm ²) =	18,615
H_f (cm) =	10,141
e =	0,732
n (%) =	42,3
Percolação	
ΔVol (cm ³)	4,359
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	50,26
k (cm/s)	1,29E-07

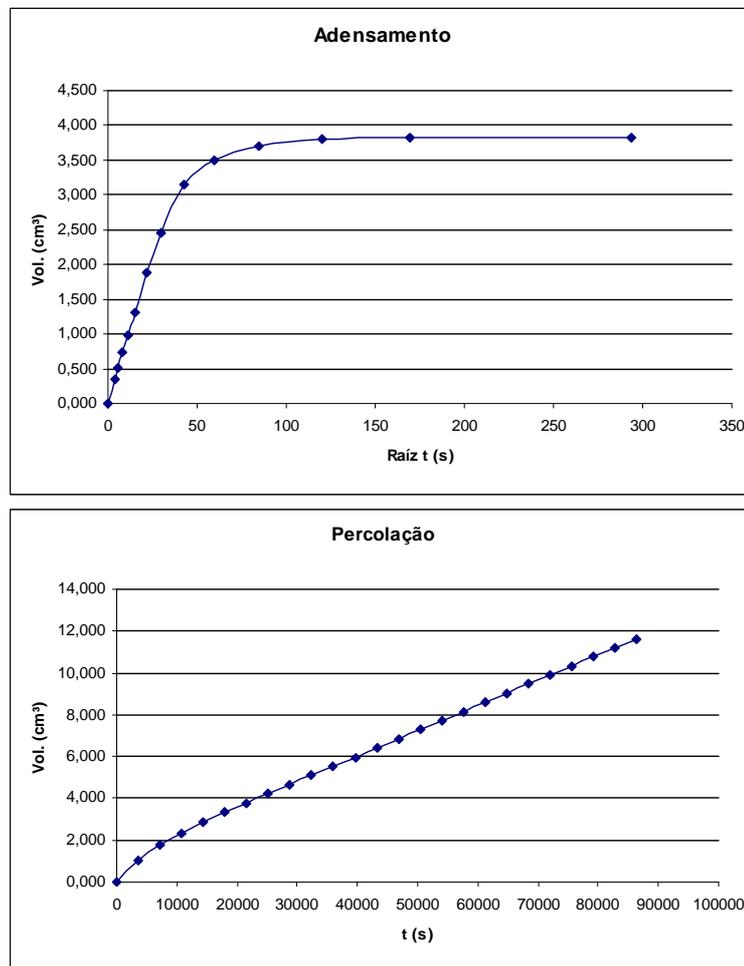


Figura A.14. Adensamento e percolação para amostra SN03 – CP2 (tensão confinante de 40 kPa).

Tabela A.15. Resultados para amostra SN03 – CP3 (tensão confinante de 40 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	3,767
V_f (cm ³) =	201,325
A_f (cm ²) =	20,550
H_f (cm) =	9,797
e =	0,735
n (%) =	42,4
Percolação	
ΔVol (cm ³)	4,528
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	52,03
k (cm/s)	1,18E-07

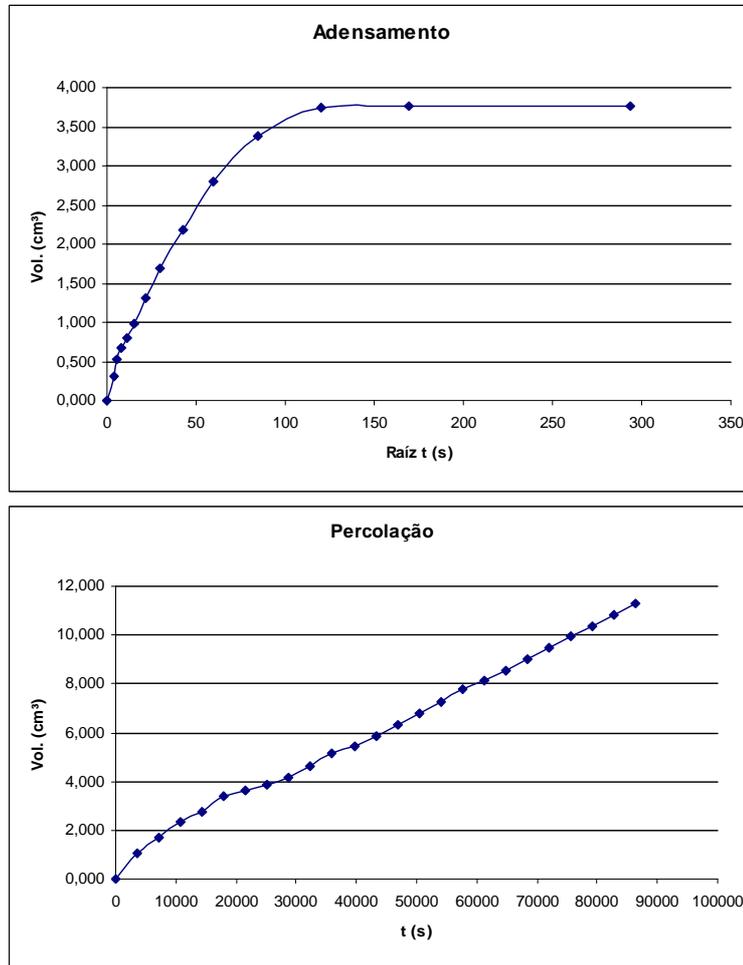


Figura A.15. Adensamento e percolação para amostra SN03 – CP3 (tensão confinante de 40 kPa).

Tabela A.16. Resultados para amostra SN03 – CP1 (tensão confinante de 80 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	4,343
V_f (cm ³) =	204,915
A_f (cm ²) =	20,424
H_f (cm) =	10,033
e =	0,731
n (%) =	42,2
Percolação	
ΔVol (cm ³)	2,821
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	50,80
k (cm/s)	7,55E-08

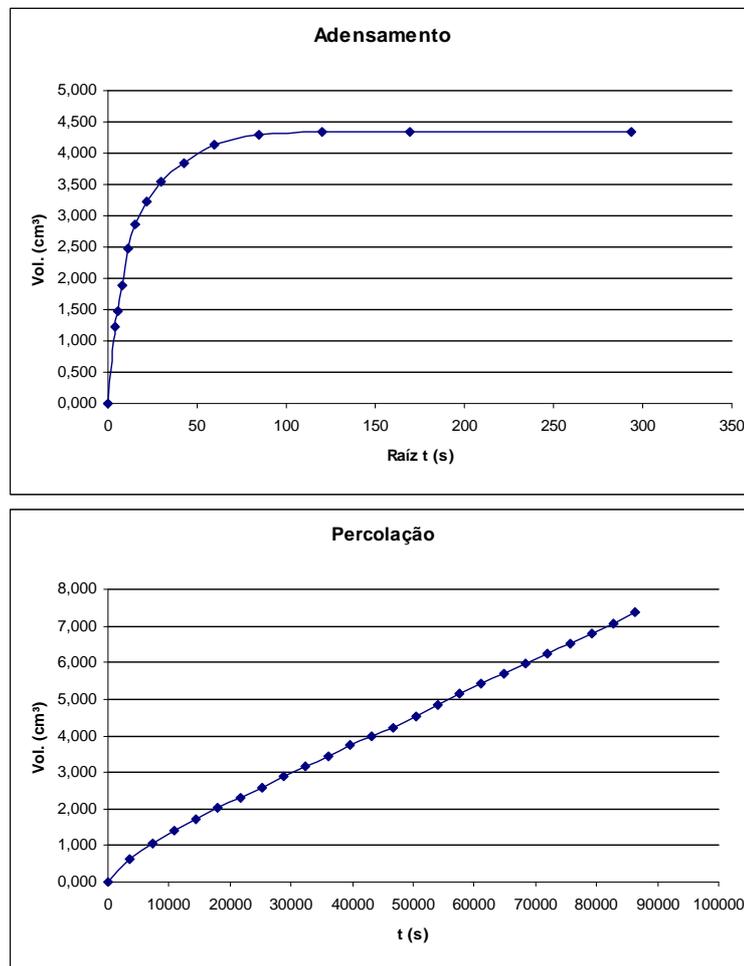


Figura A.16. Adensamento e percolação para amostra SN03 – CP1 (tensão confinante de 80 kPa).

Tabela A.17. Resultados para amostra SN03 – CP2 (tensão confinante de 80 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	4,483
V_f (cm ³) =	188,131
A_f (cm ²) =	18,572
H_f (cm) =	10,130
e =	0,726
n (%) =	42,1
Percolação	
ΔVol (cm ³)	2,485
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	50,32
k (cm/s)	7,39E-08

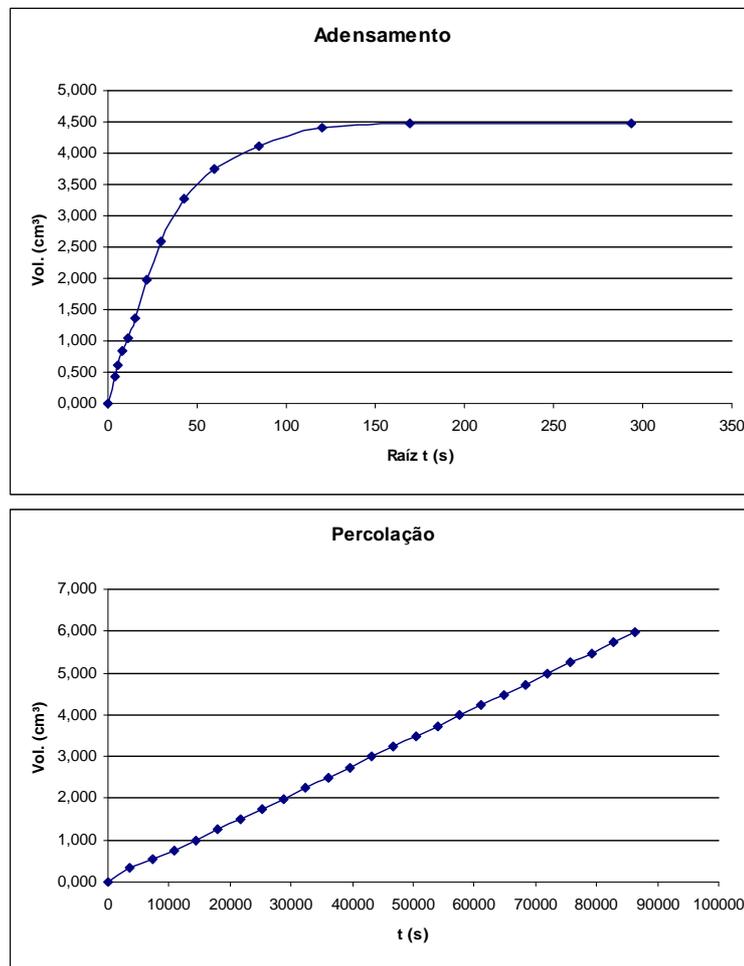


Figura A.17. Adensamento e percolação para amostra SN03 – CP2 (tensão confinante de 80 kPa).

Tabela A.18. Resultados para amostra SN03 – CP3 (tensão confinante de 80 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	4,306
V_f (cm ³) =	200,786
A_f (cm ²) =	20,513
H_f (cm) =	9,788
e =	0,730
n (%) =	42,2
Percolação	
ΔVol (cm ³)	2,386
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	52,07
k (cm/s)	6,20E-08

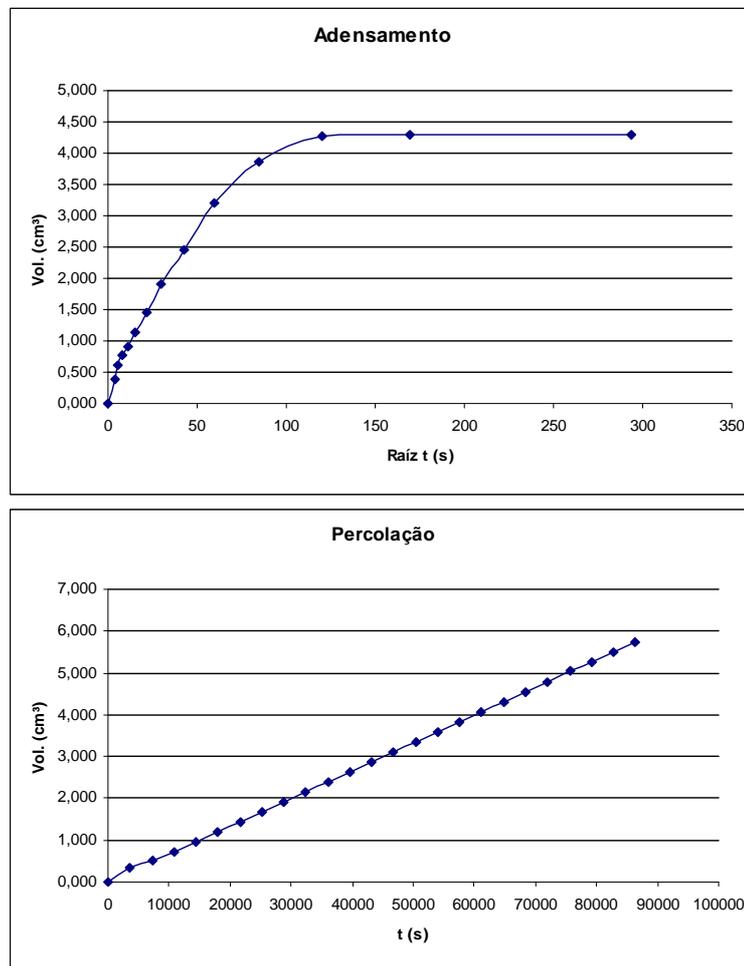


Figura A.18. Adensamento e percolação para amostra SN03 – CP3 (tensão confinante de 80 kPa).

Tabela A.19. Resultados para amostra SN06 – CP1 (tensão confinante de 20 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	3,462
V_f (cm ³) =	190,045
A_f (cm ²) =	19,267
H_f (cm) =	9,864
e =	0,745
n (%) =	42,7
Percolação	
ΔVol (cm ³)	1,383
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	51,67
k (cm/s)	3,86E-08

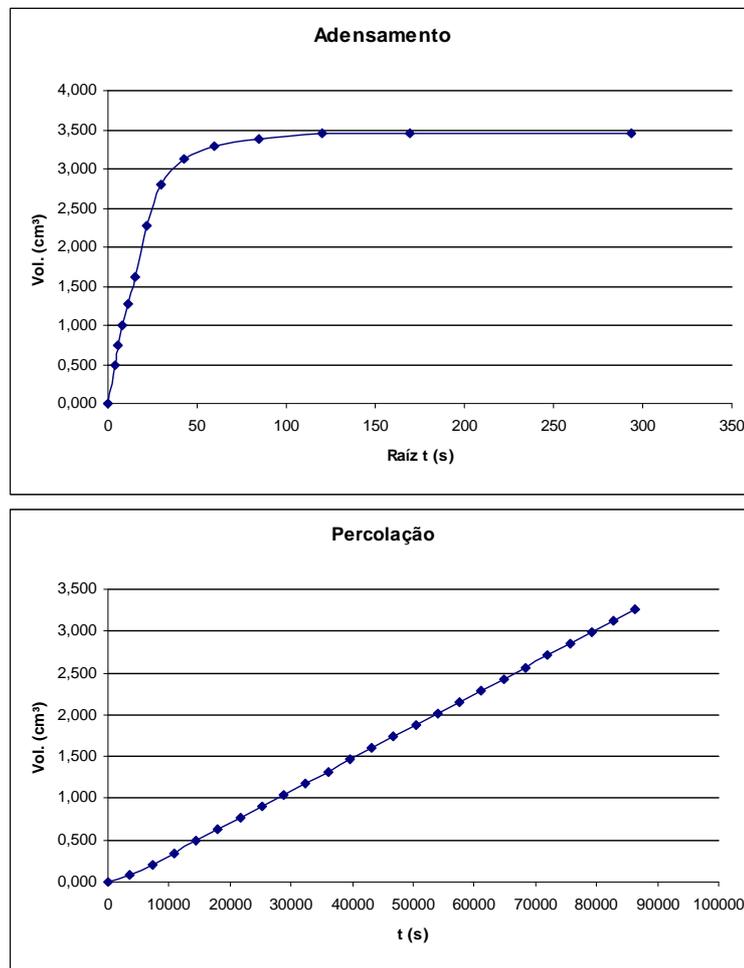


Figura A.19. Adensamento e percolação para amostra SN06 – CP1 (tensão confinante de 20 kPa).

Tabela A.20. Resultados para amostra SN06 – CP2 (tensão confinante de 20 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	3,712
V_f (cm ³) =	185,817
A_f (cm ²) =	19,245
H_f (cm) =	9,656
e =	0,742
n (%) =	42,6
Percolação	
ΔVol (cm ³)	1,632
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	52,79
k (cm/s)	4,46E-08

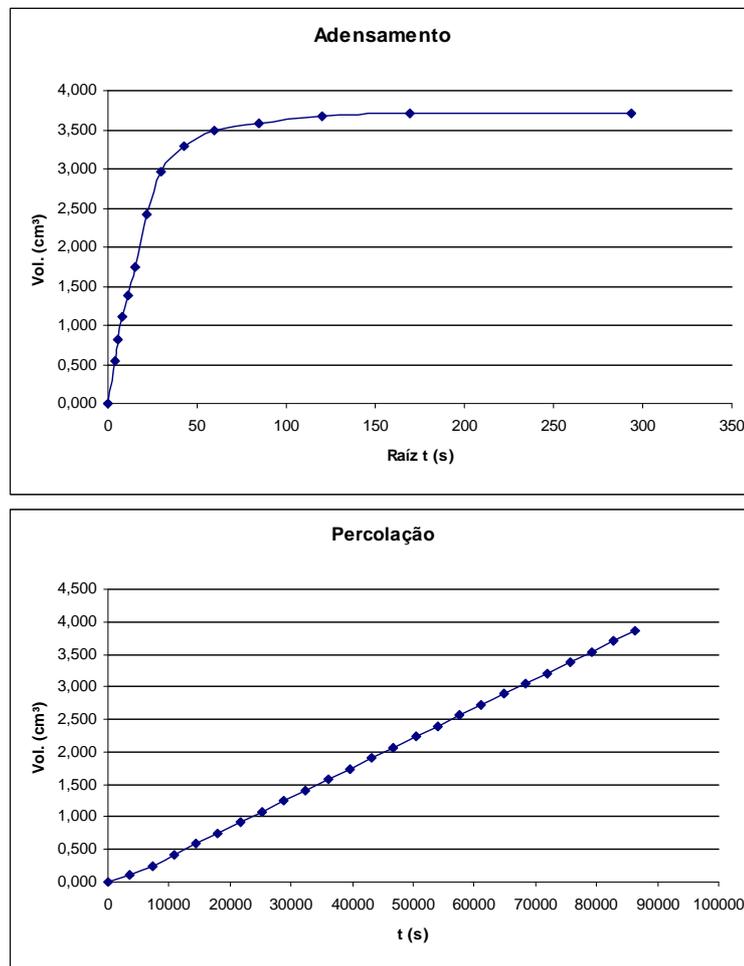


Figura A.20. Adensamento e percolação para amostra SN06 – CP2 (tensão confinante de 20 kPa).

Tabela A.21. Resultados para amostra SN06 – CP3 (tensão confinante de 20 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	3,912
V_f (cm ³) =	186,541
A_f (cm ²) =	18,487
H_f (cm) =	10,090
e =	0,741
n (%) =	42,6
Percolação	
ΔVol (cm ³)	1,125
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	50,51
k (cm/s)	3,35E-08

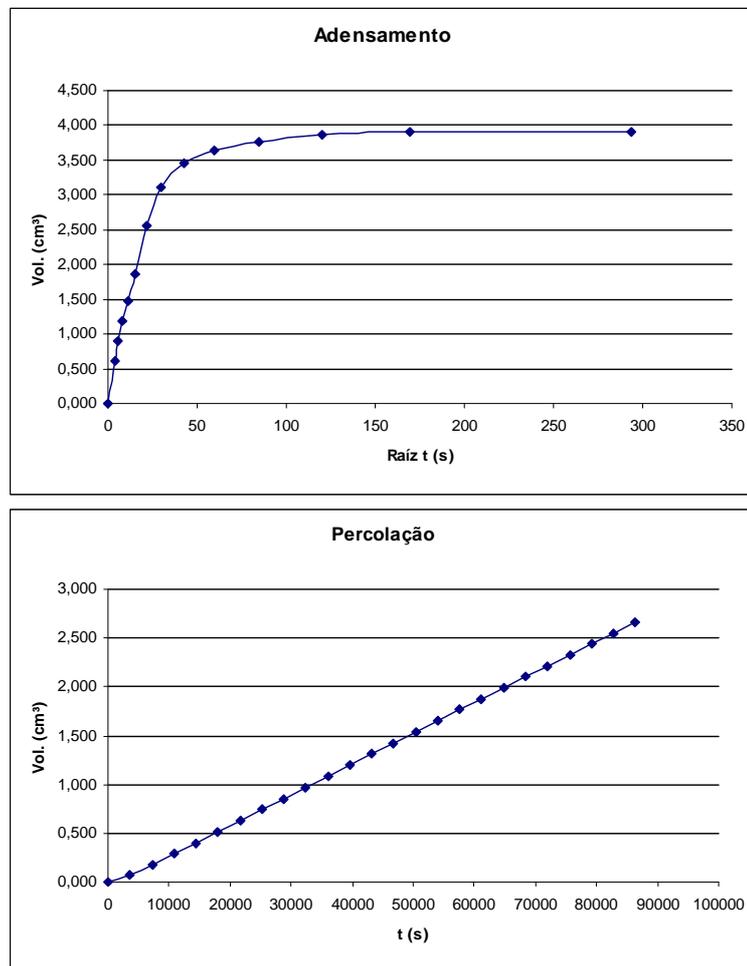


Figura A.21. Adensamento e percolação para amostra SN06 – CP3 (tensão confinante de 20 kPa).

Tabela A.22. Resultados para amostra SN06 – CP1 (tensão confinante de 40 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	4,017
V_f (cm ³) =	189,490
A_f (cm ²) =	19,229
H_f (cm) =	9,854
e =	0,740
n (%) =	42,5
Percolação	
ΔVol (cm ³)	0,741
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	51,72
k (cm/s)	2,07E-08

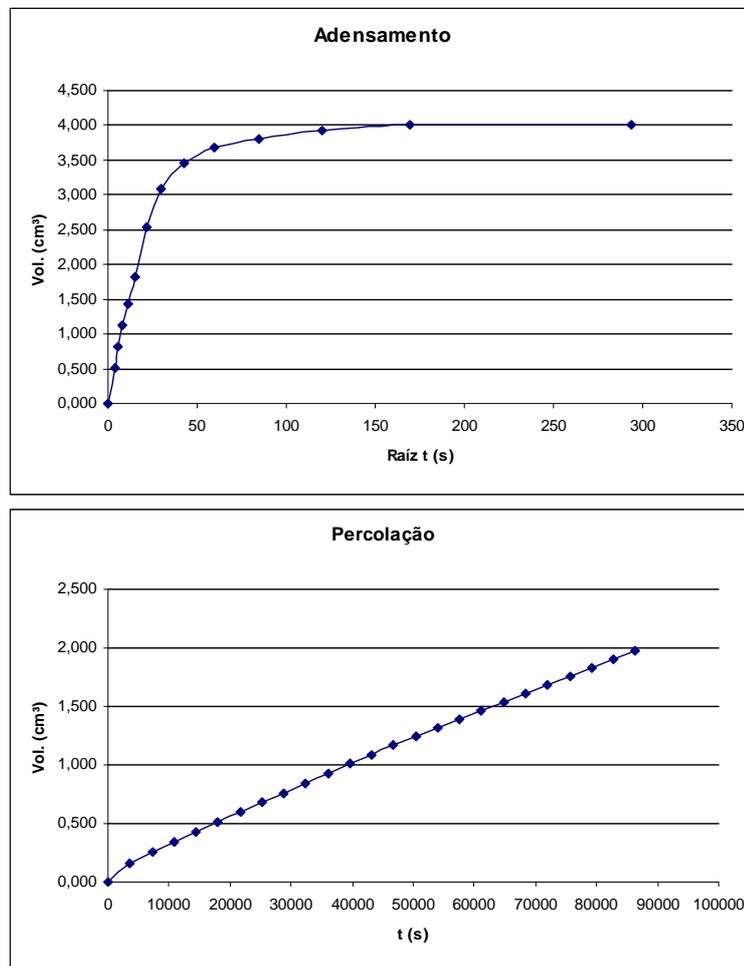


Figura A.22. Adensamento e percolação para amostra SN06 – CP1 (tensão confinante de 40 kPa).

Tabela A.23. Resultados para amostra SN06 – CP2 (tensão confinante de 40 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	4,522
V_f (cm ³) =	185,007
A_f (cm ²) =	19,188
H_f (cm) =	9,642
e =	0,735
n (%) =	42,4
Percolação	
ΔVol (cm ³)	0,901
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	52,86
k (cm/s)	2,47E-08

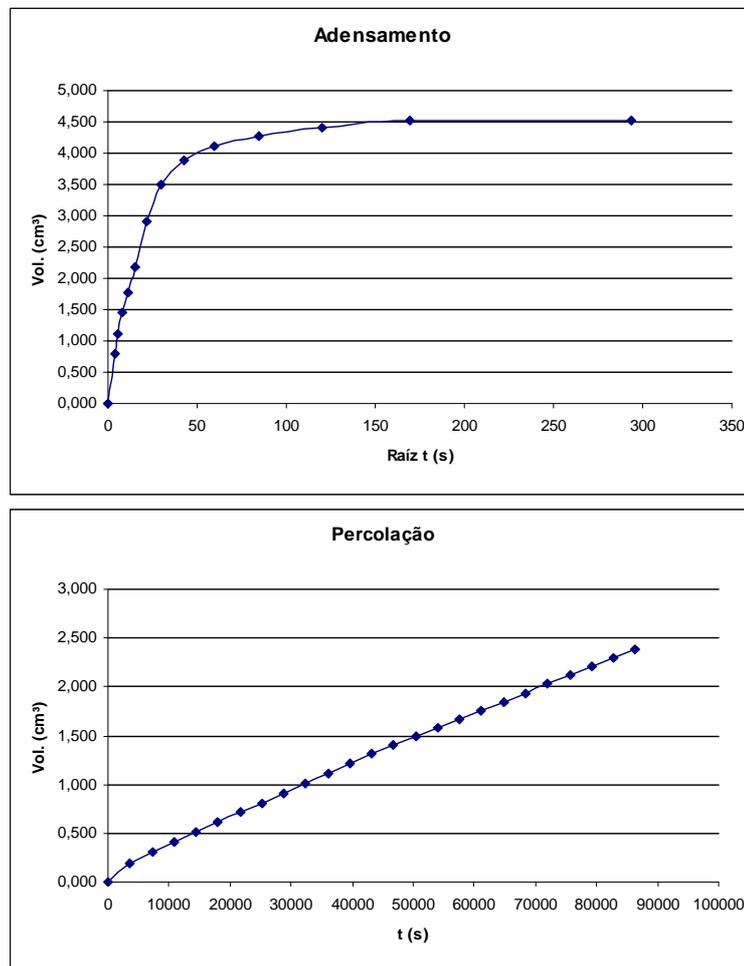


Figura A.23. Adensamento e percolação para amostra SN06 – CP2 (tensão confinante de 40 kPa).

Tabela A.24. Resultados para amostra SN06 – CP3 (tensão confinante de 40 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	4,672
V_f (cm ³) =	185,781
A_f (cm ²) =	18,436
H_f (cm) =	10,077
e =	0,734
n (%) =	42,3
Percolação	
ΔVol (cm ³)	0,621
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	50,58
k (cm/s)	1,85E-08

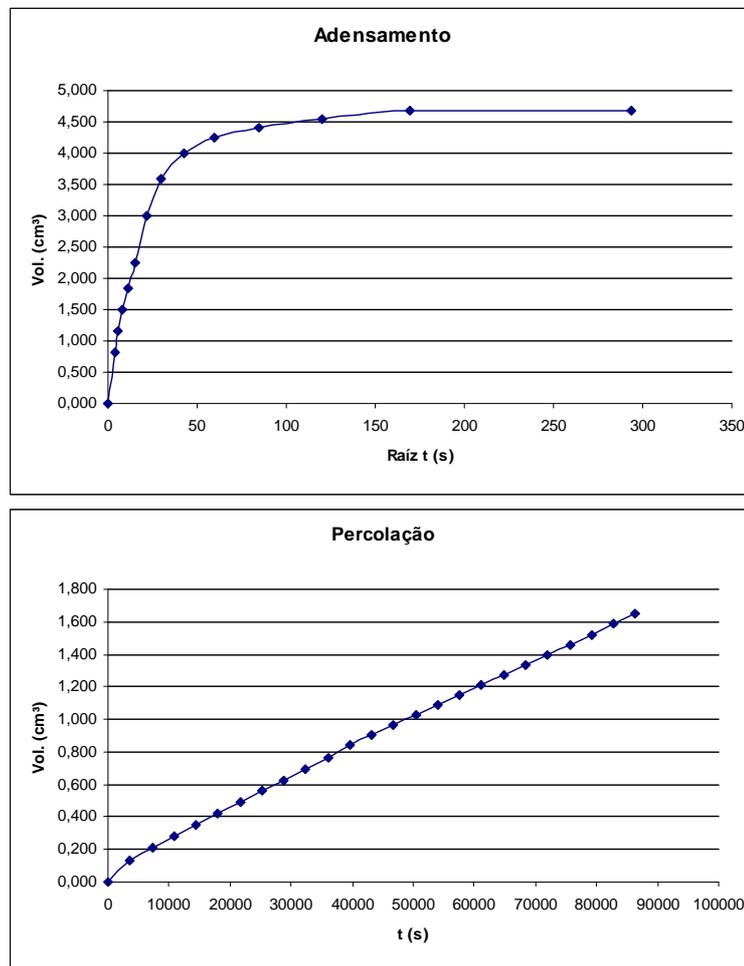


Figura A.24. Adensamento e percolação para amostra SN06 – CP3 (tensão confinante de 40 kPa).

Tabela A.25. Resultados para amostra SN06 – CP1 (tensão confinante de 80 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	4,461
V_f (cm ³) =	189,046
A_f (cm ²) =	19,199
H_f (cm) =	9,847
e =	0,736
n (%) =	42,4
Percolação	
ΔVol (cm ³)	0,393
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	51,76
k (cm/s)	1,10E-08

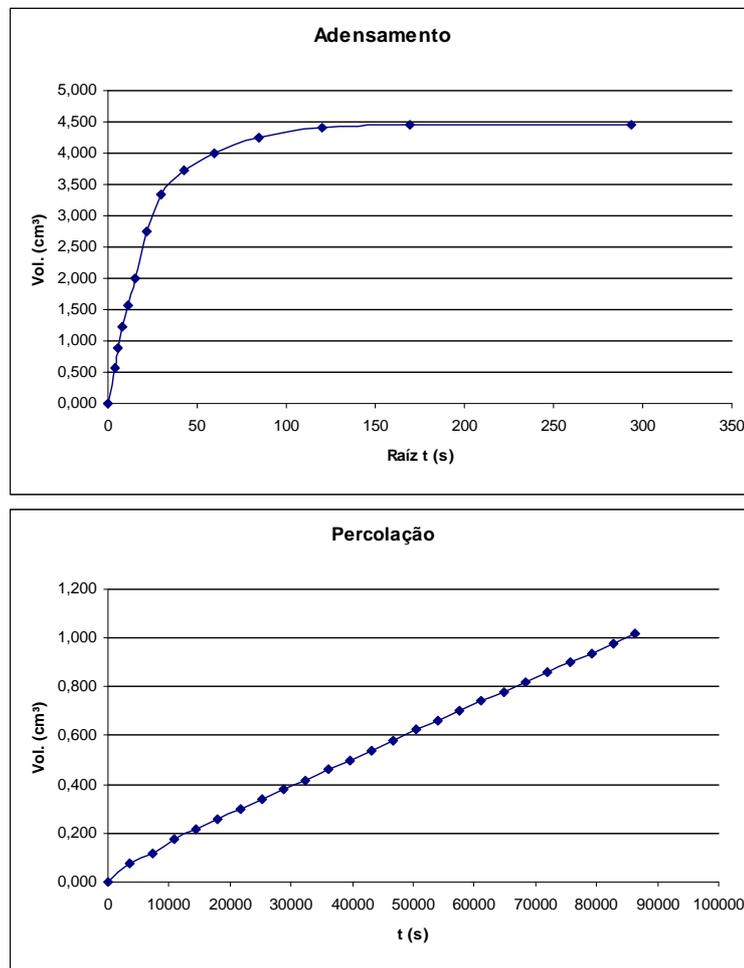


Figura A.25. Adensamento e percolação para amostra SN06 – CP1 (tensão confinante de 80 kPa).

Tabela A.26. Resultados para amostra SN06 – CP2 (tensão confinante de 80 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	5,216
V_f (cm ³) =	184,313
A_f (cm ²) =	19,140
H_f (cm) =	9,630
e =	0,728
n (%) =	42,1
Percolação	
ΔVol (cm ³)	0,457
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	52,93
k (cm/s)	1,25E-08

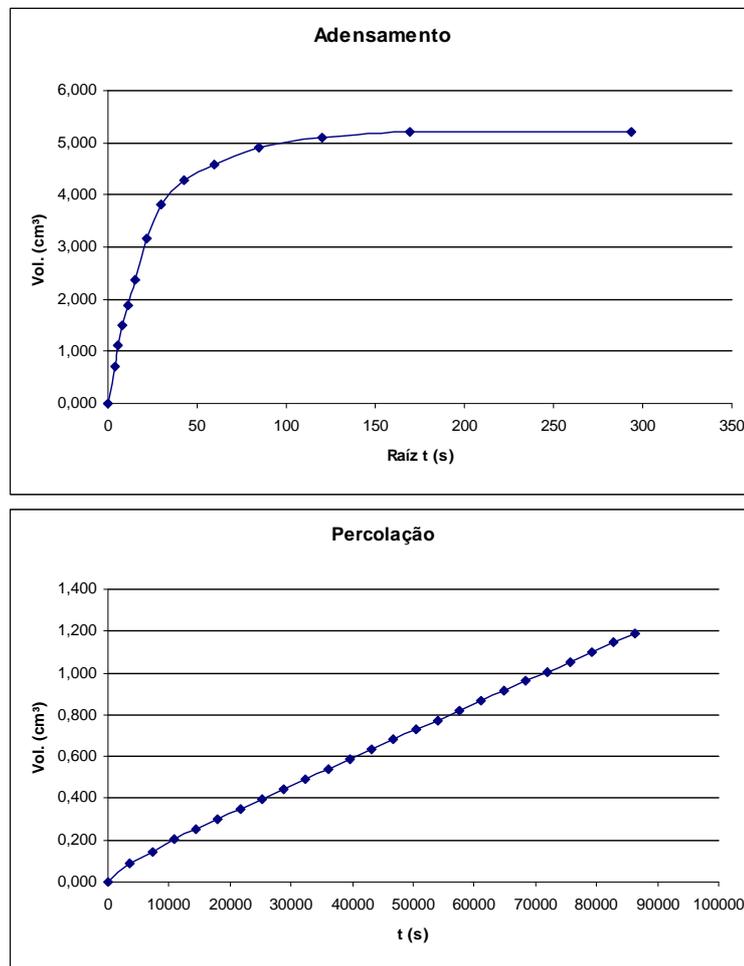


Figura A.26. Adensamento e percolação para amostra SN06 – CP2 (tensão confinante de 80 kPa).

Tabela A.27. Resultados para amostra SN06 – CP3 (tensão confinante de 80 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	5,316
V_f (cm ³) =	185,137
A_f (cm ²) =	18,393
H_f (cm) =	10,065
e =	0,728
n (%) =	42,1
Percolação	
ΔVol (cm ³)	0,315
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	50,64
k (cm/s)	9,39E-09

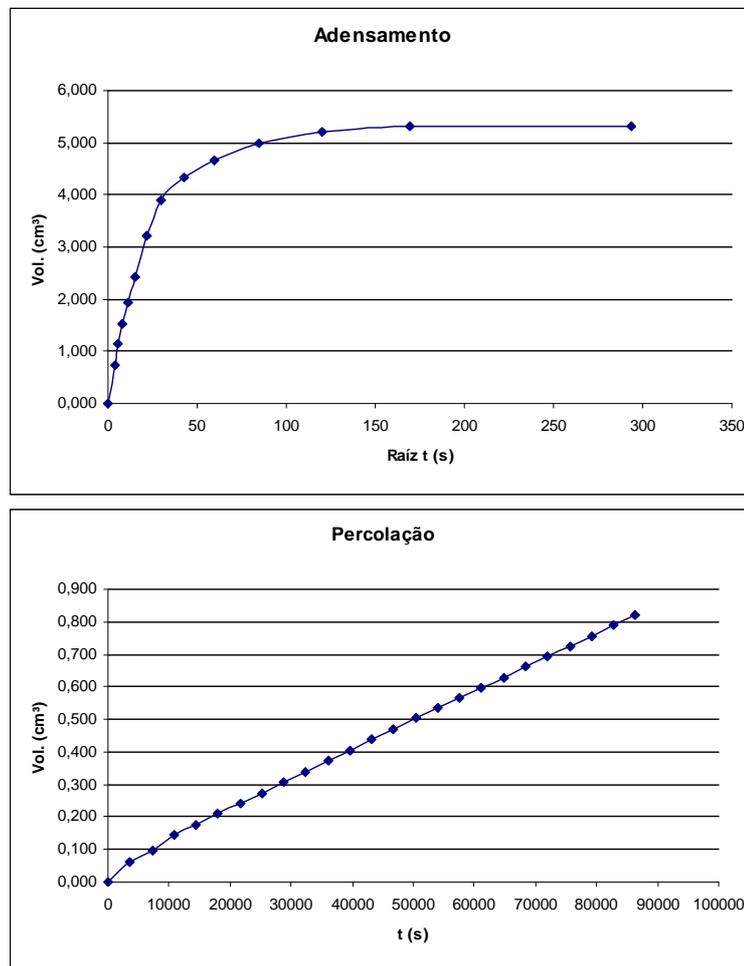


Figura A.27. Adensamento e percolação para amostra SN06 – CP3 (tensão confinante de 80 kPa).

Tabela A.28. Resultados para amostra SN09 – CP1 (tensão confinante de 20 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	3,717
V_f (cm ³) =	190,036
A_f (cm ²) =	19,057
H_f (cm) =	9,972
e =	0,756
n (%) =	43,0
Percolação	
ΔVol (cm ³)	0,496
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	51,11
k (cm/s)	1,41E-08

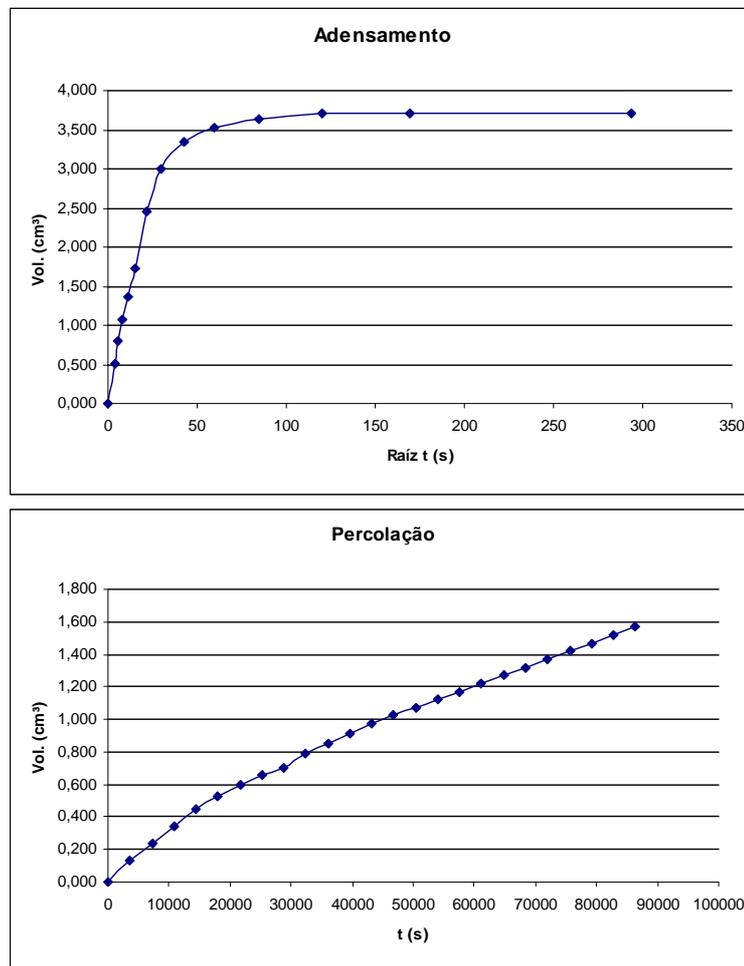


Figura A.28. Adensamento e percolação para amostra SN09 – CP1 (tensão confinante de 20 kPa).

Tabela A.29. Resultados para amostra SN09 – CP2 (tensão confinante de 20 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	3,573
V_f (cm ³) =	193,607
A_f (cm ²) =	19,959
H_f (cm) =	9,700
e =	0,757
n (%) =	43,1
Percolação	
ΔVol (cm ³)	0,620
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	52,54
k (cm/s)	1,64E-08

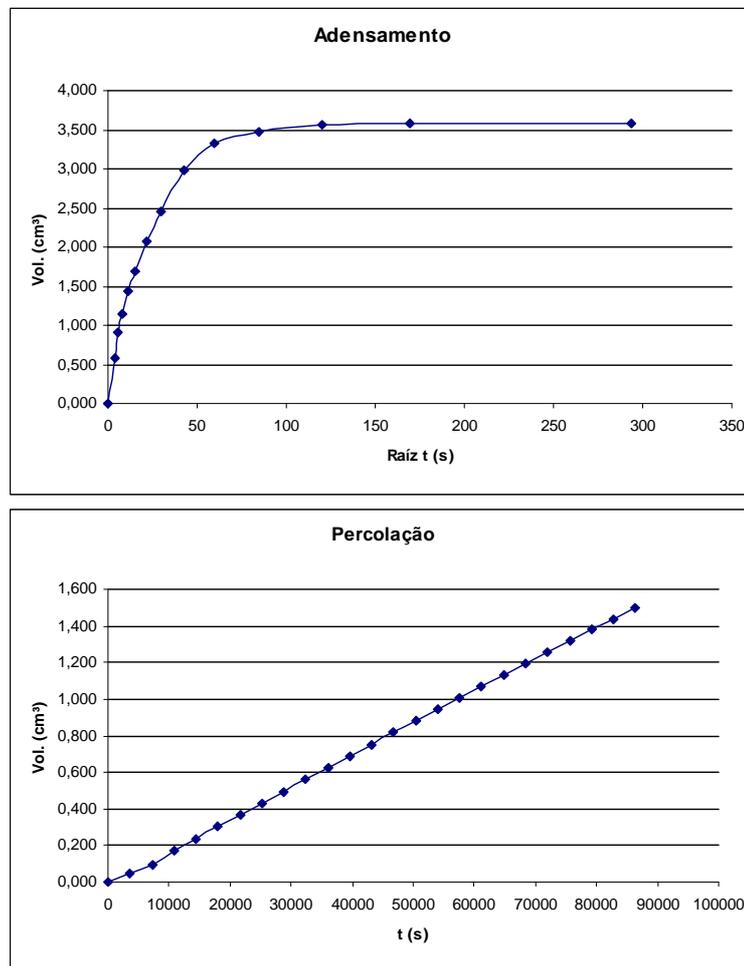


Figura A.29. Adensamento e percolação para amostra SN09 – CP2 (tensão confinante de 20 kPa).

Tabela A.30. Resultados para amostra SN09 – CP3 (tensão confinante de 20 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	3,666
V_f (cm ³) =	186,318
A_f (cm ²) =	18,189
H_f (cm) =	10,244
e =	0,755
n (%) =	43,0
Percolação	
ΔVol (cm ³)	0,658
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	49,76
k (cm/s)	2,02E-08

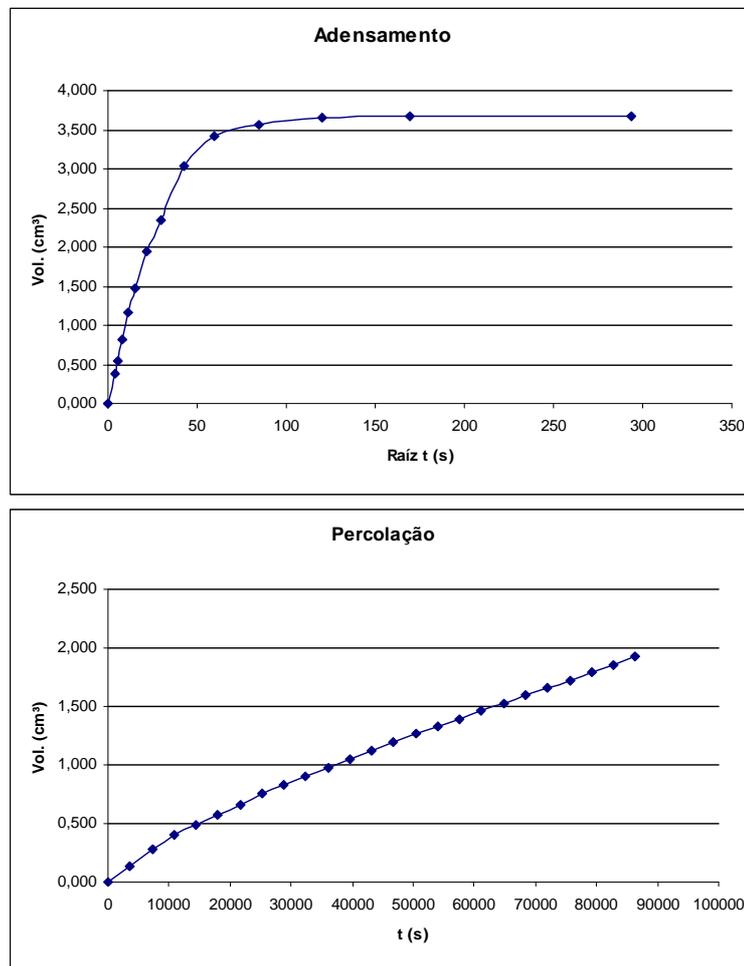


Figura A.30. Adensamento e percolação para amostra SN09 – CP3 (tensão confinante de 20 kPa).

Tabela A.31. Resultados para amostra SN09 – CP1 (tensão confinante de 40 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	4,314
V_f (cm ³) =	189,439
A_f (cm ²) =	19,017
H_f (cm) =	9,962
e =	0,750
n (%) =	42,9
Percolação	
ΔVol (cm ³)	0,333
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	51,17
k (cm/s)	9,51E-09

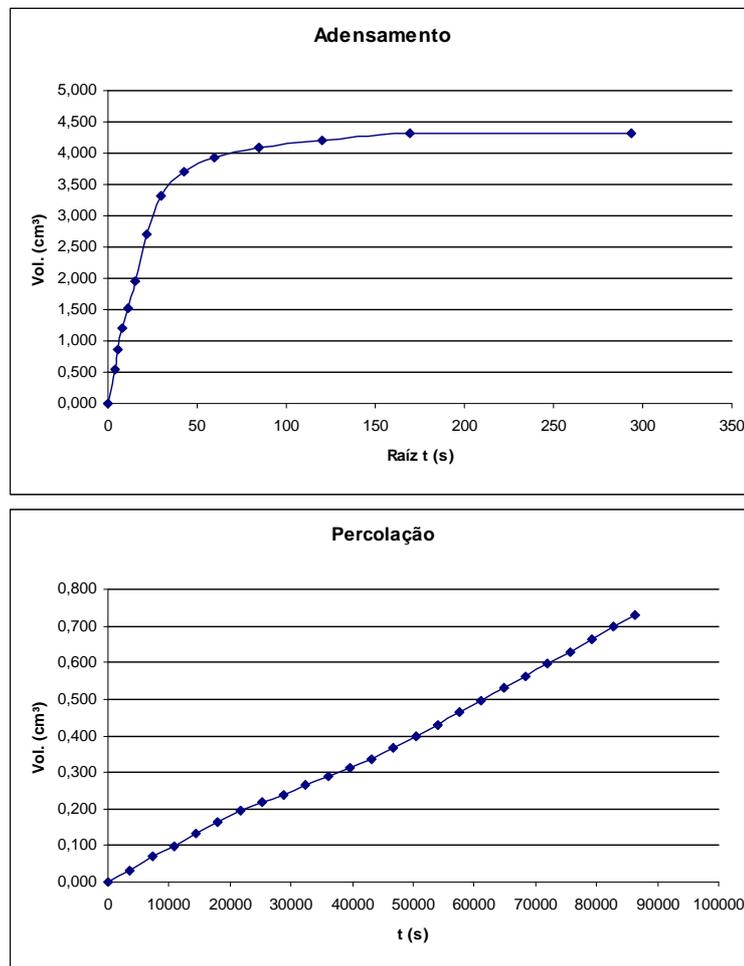


Figura A.31. Adensamento e percolação para amostra SN09 – CP1 (tensão confinante de 40 kPa).

Tabela A.32. Resultados para amostra SN09 – CP2 (tensão confinante de 40 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	4,292
V_f (cm ³) =	192,888
A_f (cm ²) =	19,910
H_f (cm) =	9,688
e =	0,751
n (%) =	42,9
Percolação	
ΔVol (cm ³)	0,274
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	52,61
k (cm/s)	7,27E-09

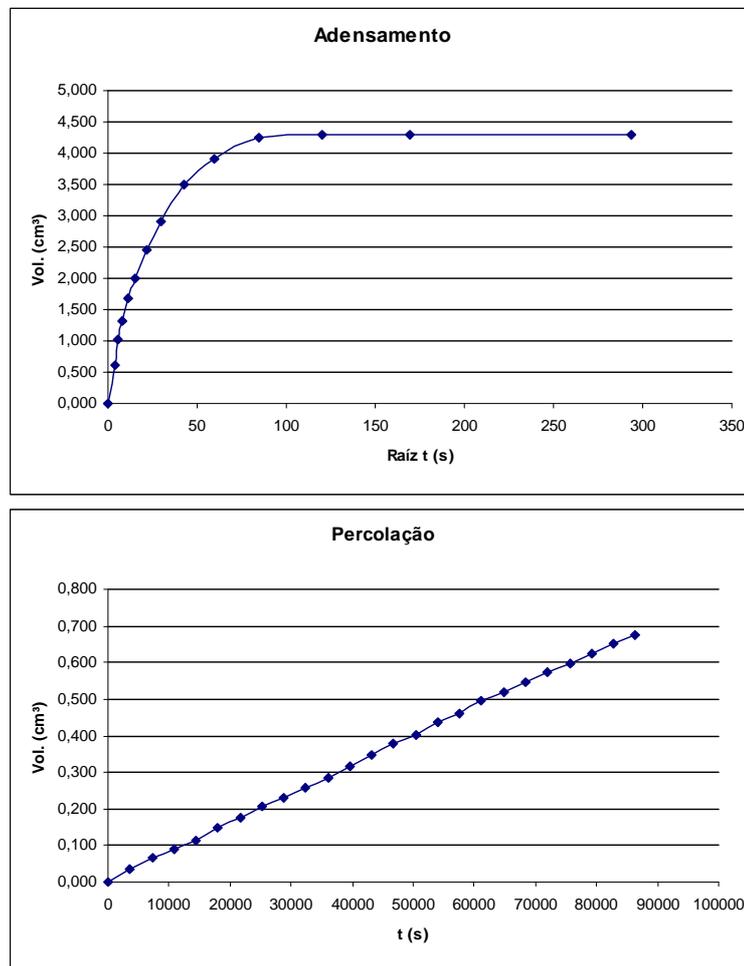


Figura A.32. Adensamento e percolação para amostra SN09 – CP2 (tensão confinante de 40 kPa).

Tabela A.33. Resultados para amostra SN09 – CP3 (tensão confinante de 40 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	4,551
V_f (cm ³) =	185,433
A_f (cm ²) =	18,130
H_f (cm) =	10,228
e =	0,747
n (%) =	42,8
Percolação	
ΔVol (cm ³)	0,292
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	49,83
k (cm/s)	8,98E-09

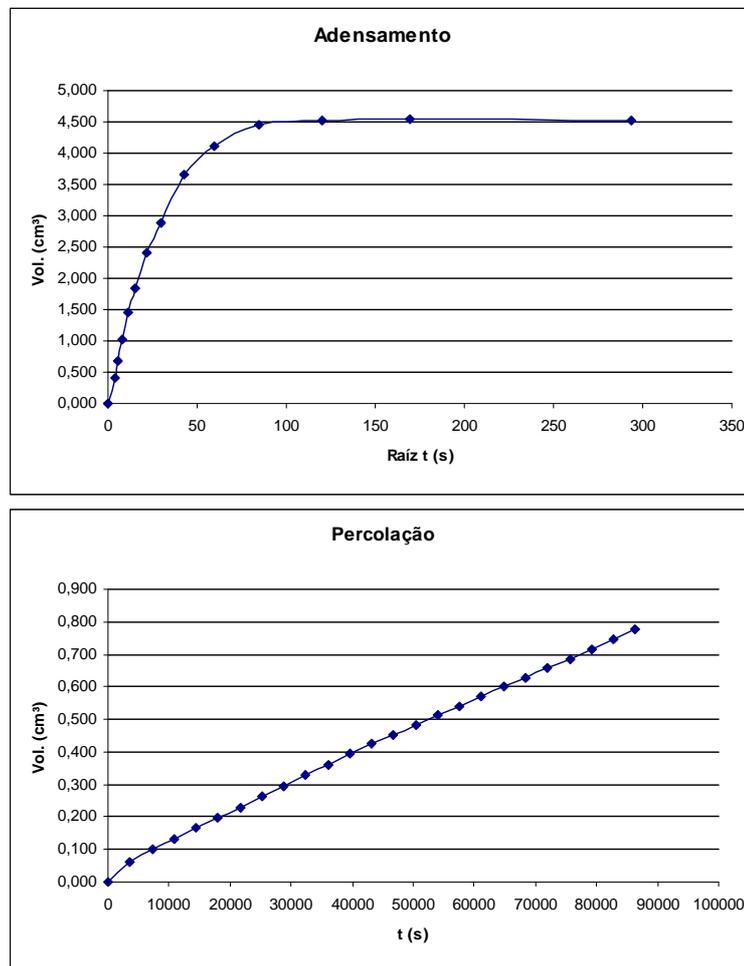


Figura A.33. Adensamento e percolação para amostra SN09 – CP3 (tensão confinante de 40 kPa).

Tabela A.34. Resultados para amostra SN09 – CP1 (tensão confinante de 80 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	4,788
V_f (cm ³) =	188,965
A_f (cm ²) =	18,985
H_f (cm) =	9,953
e =	0,746
n (%) =	42,7
Percolação	
ΔVol (cm ³)	0,098
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	51,21
k (cm/s)	2,80E-09

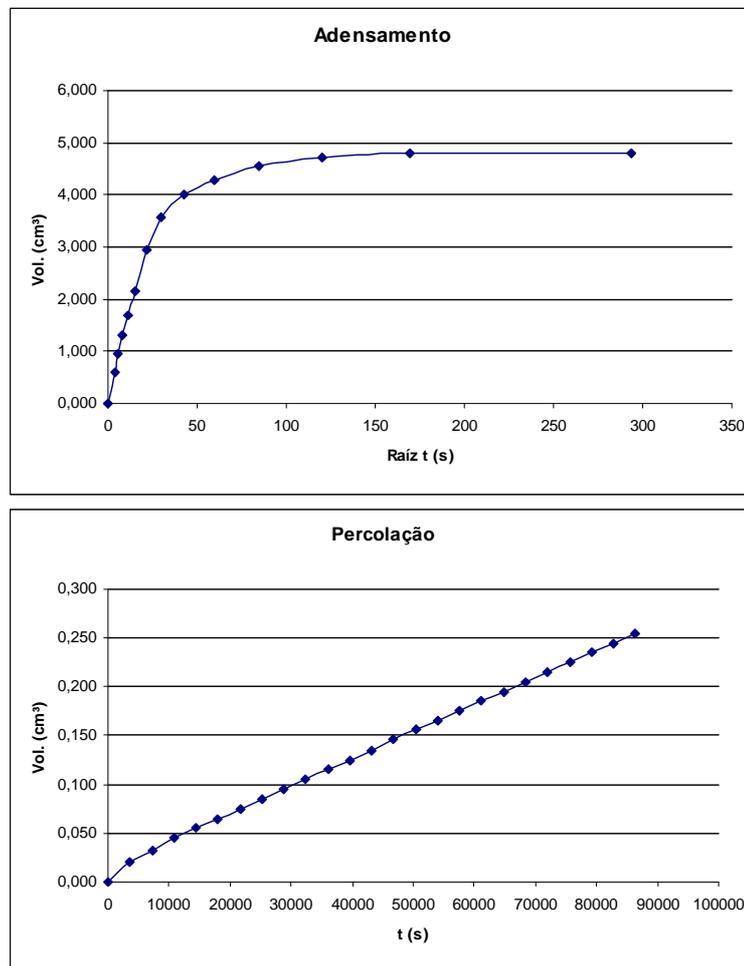


Figura A.34. Adensamento e percolação para amostra SN09 – CP1 (tensão confinante de 80 kPa).

Tabela A.35. Resultados para amostra SN09 – CP2 (tensão confinante de 80 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	5,261
V_f (cm ³) =	191,919
A_f (cm ²) =	19,842
H_f (cm) =	9,672
e =	0,742
n (%) =	42,6
Percolação	
ΔVol (cm ³)	0,131
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	52,70
k (cm/s)	3,48E-09

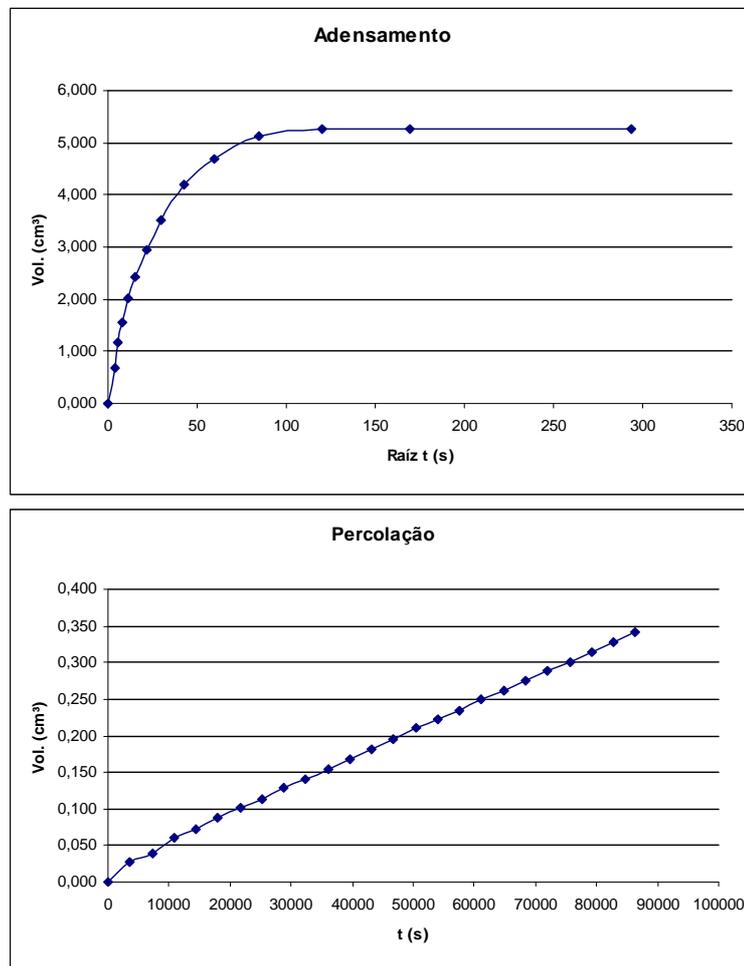


Figura A.35. Adensamento e percolação para amostra SN09 – CP2 (tensão confinante de 80 kPa).

Tabela A.36. Resultados para amostra SN09 – CP3 (tensão confinante de 80 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	5,716
V_f (cm ³) =	184,268
A_f (cm ²) =	18,054
H_f (cm) =	10,207
e =	0,736
n (%) =	42,4
Percolação	
ΔVol (cm ³)	0,093
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	49,94
k (cm/s)	2,87E-09

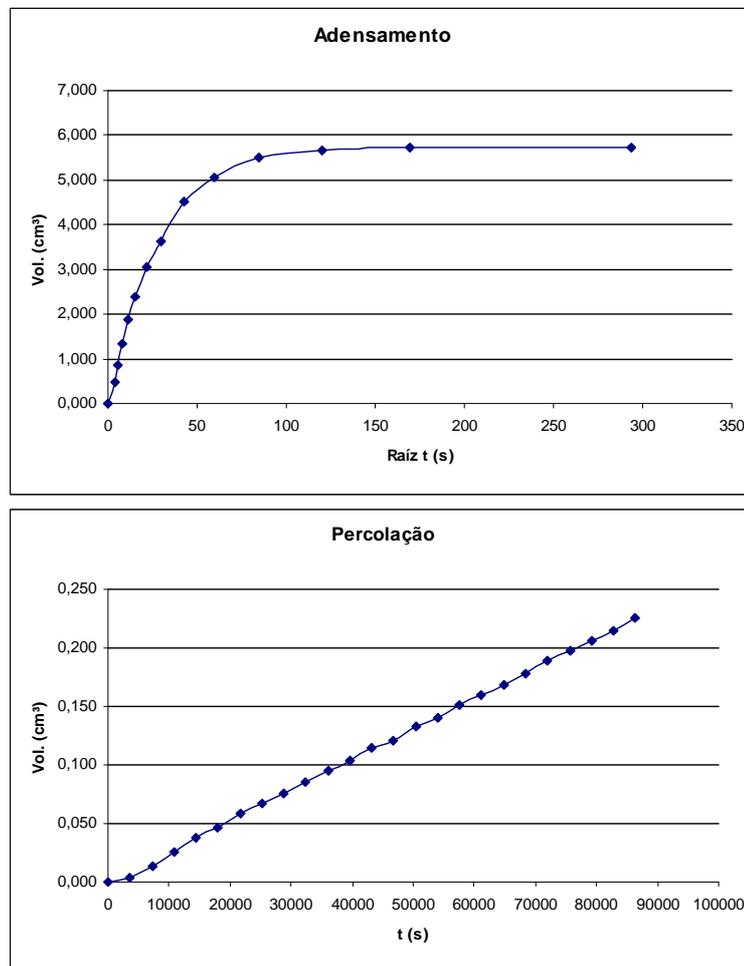


Figura A.36. Adensamento e percolação para amostra SN09 – CP3 (tensão confinante de 80 kPa).

Tabela A.37. Resultados para amostra SN12 – CP1 (tensão confinante de 20 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	3,790
V_f (cm ³) =	194,090
A_f (cm ²) =	19,083
H_f (cm) =	10,171
e =	0,755
n (%) =	43,0
Percolação	
ΔVol (cm ³)	0,334
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	50,11
k (cm/s)	9,70E-09

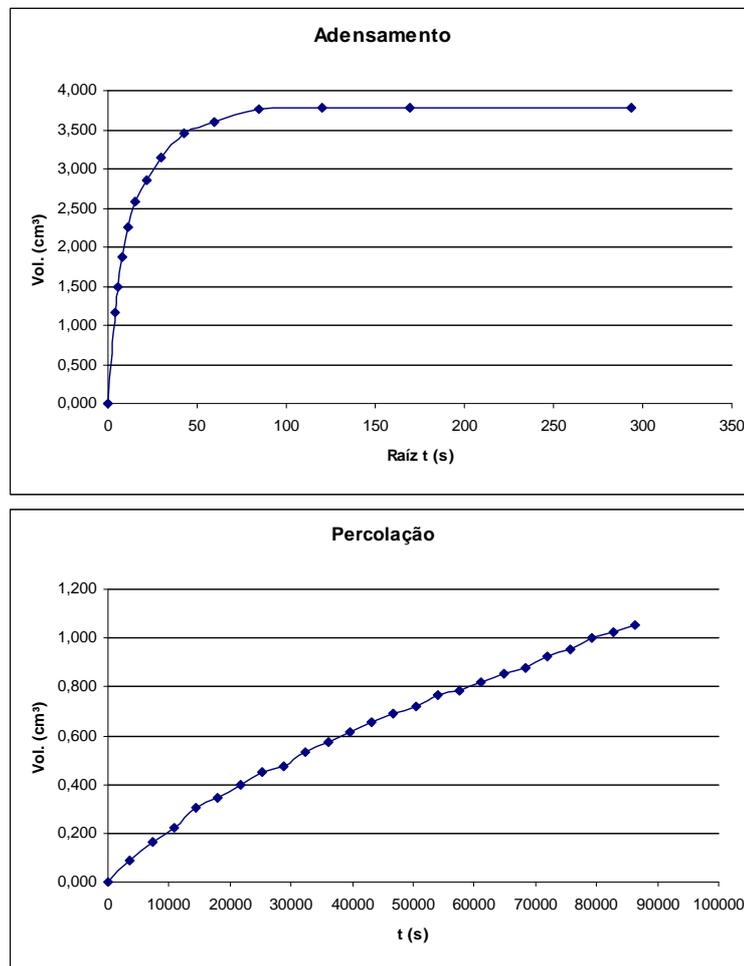


Figura A.37. Adensamento e percolação para amostra SN12 – CP1 (tensão confinante de 20 kPa).

Tabela A.38. Resultados para amostra SN12 – CP2 (tensão confinante de 20 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	3,805
V_f (cm ³) =	197,011
A_f (cm ²) =	19,948
H_f (cm) =	9,876
e =	0,755
n (%) =	43,0
Percolação	
ΔVol (cm ³)	0,390
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	51,61
k (cm/s)	1,05E-08

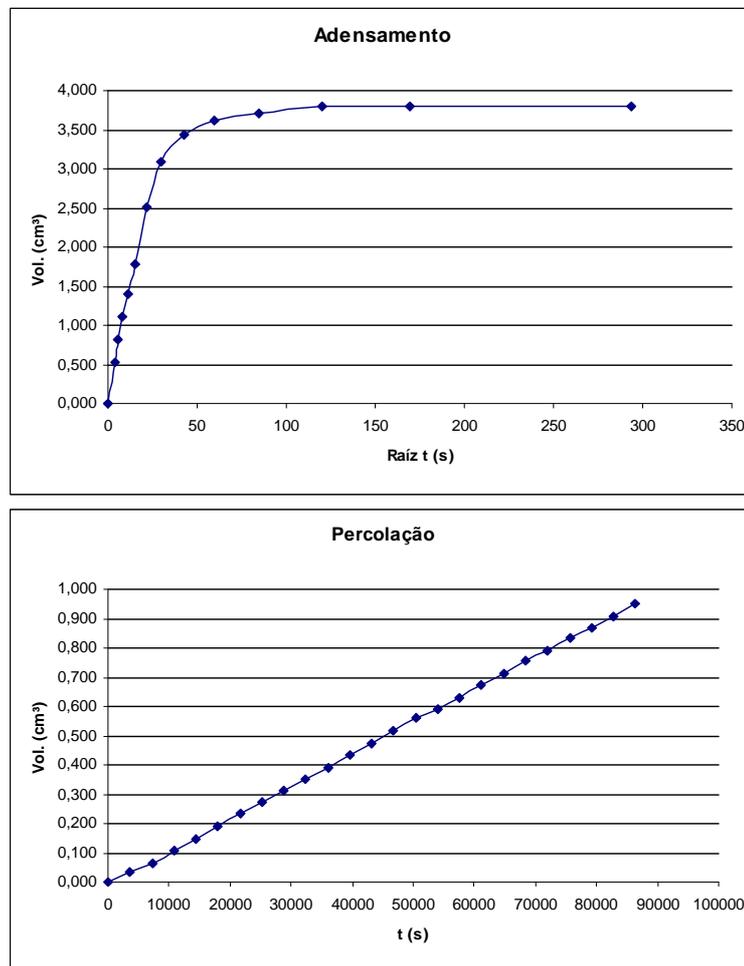


Figura A.38. Adensamento e percolação para amostra SN12 – CP2 (tensão confinante de 20 kPa).

Tabela A.39. Resultados para amostra SN12 – CP3 (tensão confinante de 20 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	3,972
V_f (cm ³) =	187,327
A_f (cm ²) =	18,446
H_f (cm) =	10,155
e =	0,752
n (%) =	42,9
Percolação	
ΔVol (cm ³)	0,433
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	50,19
k (cm/s)	1,30E-08

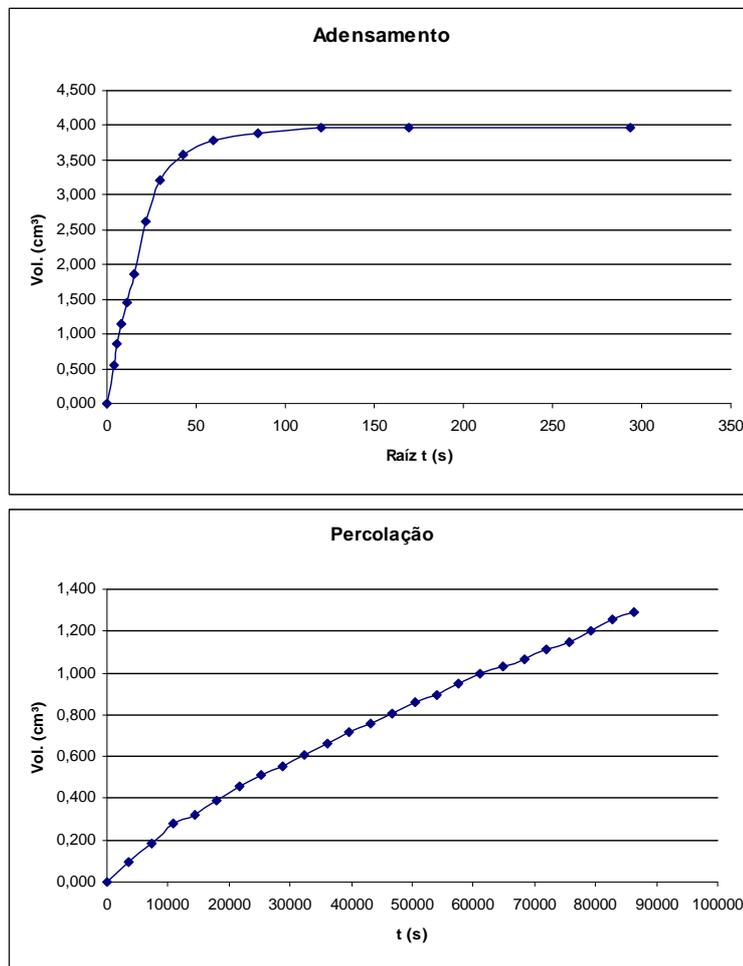


Figura A.39. Adensamento e percolação para amostra SN12 – CP3 (tensão confinante de 20 kPa).

Tabela A.40. Resultados para amostra SN12 – CP1 (tensão confinante de 40 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	4,103
V_f (cm ³) =	193,777
A_f (cm ²) =	19,063
H_f (cm) =	10,165
e =	0,752
n (%) =	42,9
Percolação	
ΔVol (cm ³)	0,161
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	50,14
k (cm/s)	4,68E-09

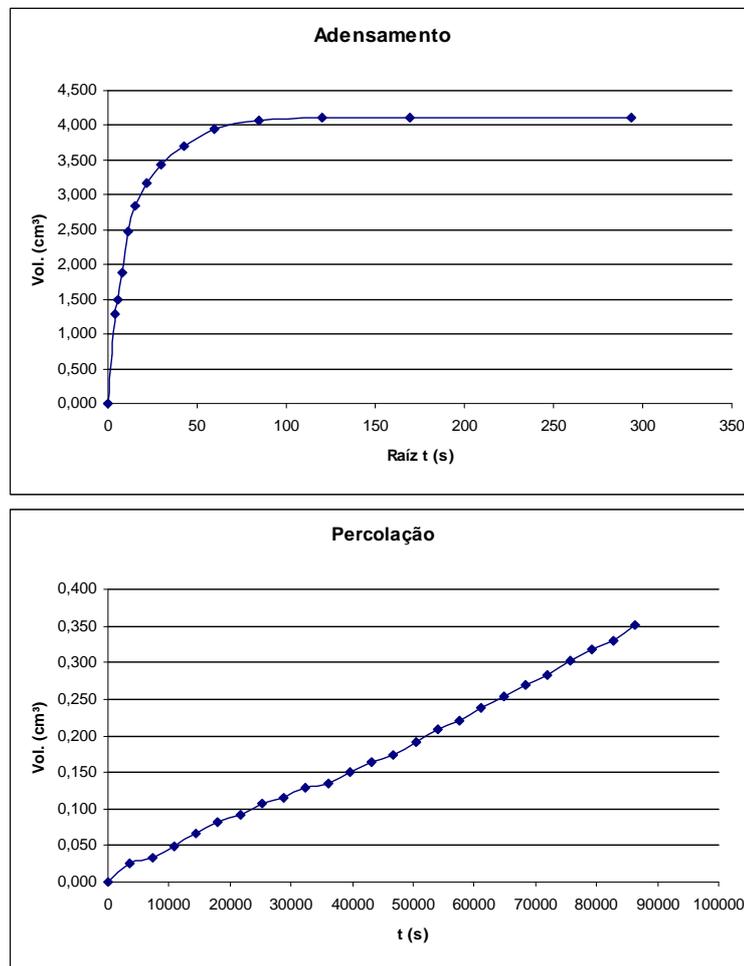


Figura A.40. Adensamento e percolação para amostra SN12 – CP1 (tensão confinante de 40 kPa).

Tabela A.41. Resultados para amostra SN12 – CP2 (tensão confinante de 40 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	4,832
V_f (cm ³) =	195,984
A_f (cm ²) =	19,878
H_f (cm) =	9,859
e =	0,746
n (%) =	42,7
Percolação	
ΔVol (cm ³)	0,121
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	51,70
k (cm/s)	3,27E-09

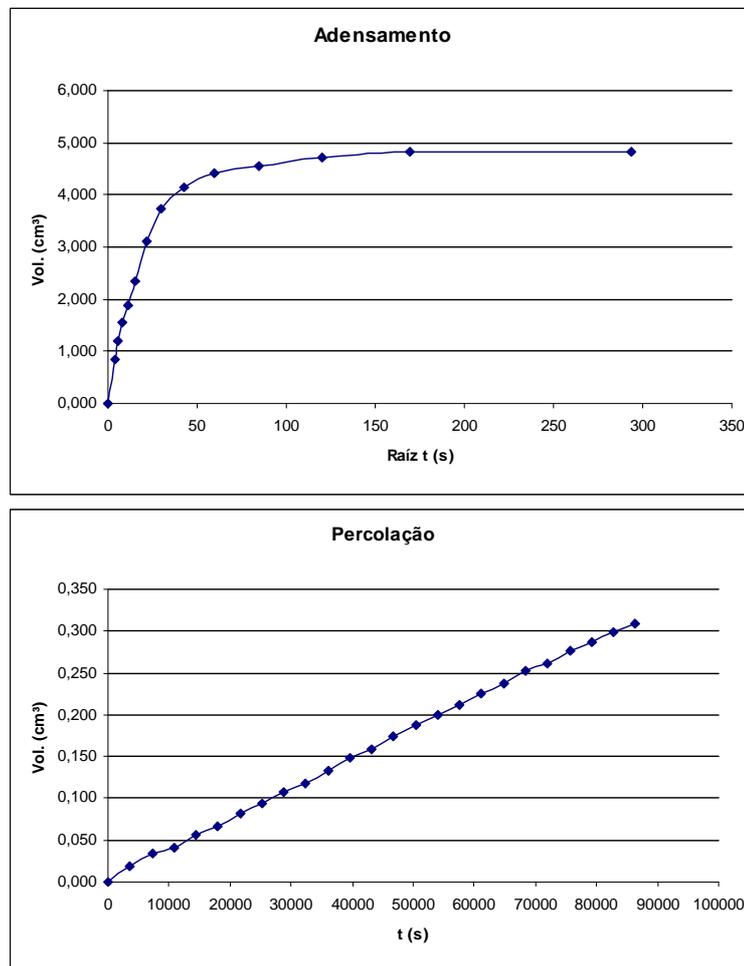


Figura A.41. Adensamento e percolação para amostra SN12 – CP2 (tensão confinante de 40 kPa).

Tabela A.42. Resultados para amostra SN12 – CP3 (tensão confinante de 40 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	4,609
V_f (cm ³) =	186,690
A_f (cm ²) =	18,404
H_f (cm) =	10,144
e =	0,746
n (%) =	42,7
Percolação	
ΔVol (cm ³)	0,164
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	50,25
k (cm/s)	4,93E-09

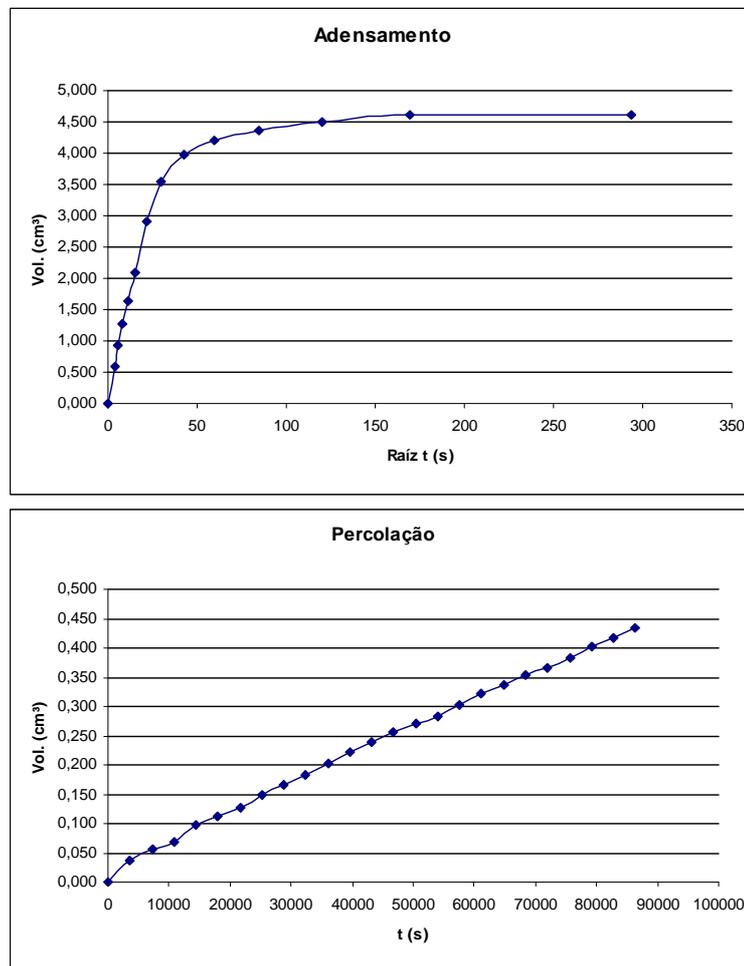


Figura A.42. Adensamento e percolação para amostra SN12 – CP3 (tensão confinante de 40 kPa).

Tabela A.43. Resultados para amostra SN12 – CP1 (tensão confinante de 80 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	4,773
V_f (cm ³) =	193,107
A_f (cm ²) =	19,018
H_f (cm) =	10,154
e =	0,746
n (%) =	42,7
Percolação	
ΔVol (cm ³)	0,038
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	50,20
k (cm/s)	1,11E-09

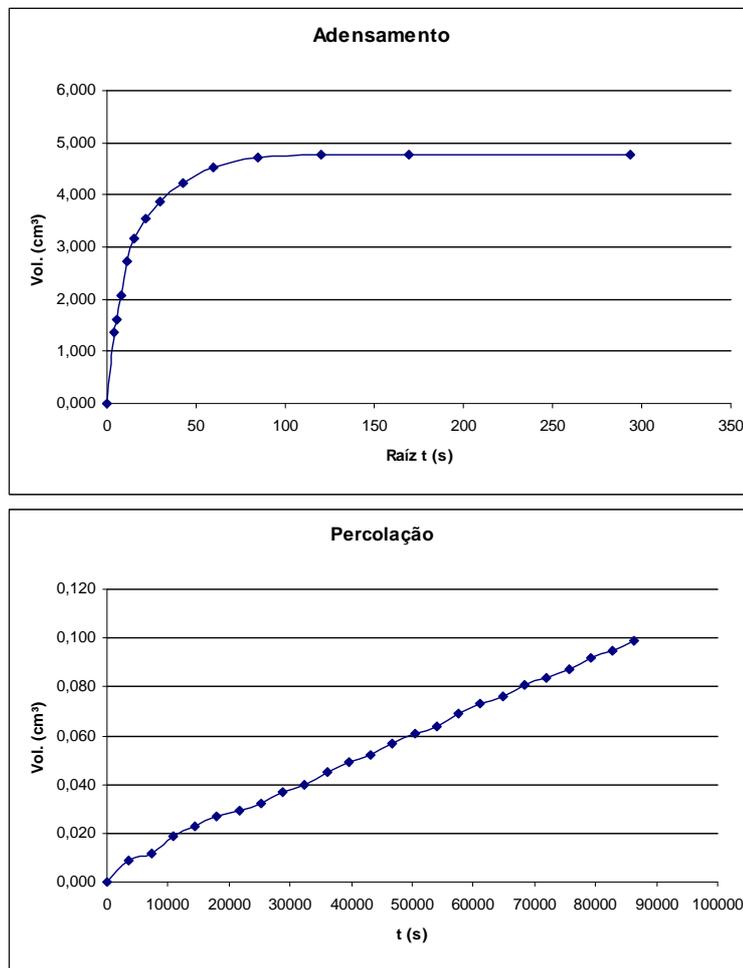


Figura A.43. Adensamento e percolação para amostra SN12 – CP1 (tensão confinante de 80 kPa).

Tabela A.44. Resultados para amostra SN12 – CP2 (tensão confinante de 80 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	5,261
V_f (cm ³) =	195,555
A_f (cm ²) =	19,849
H_f (cm) =	9,852
e =	0,742
n (%) =	42,6
Percolação	
ΔVol (cm ³)	0,050
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	51,73
k (cm/s)	1,35E-09

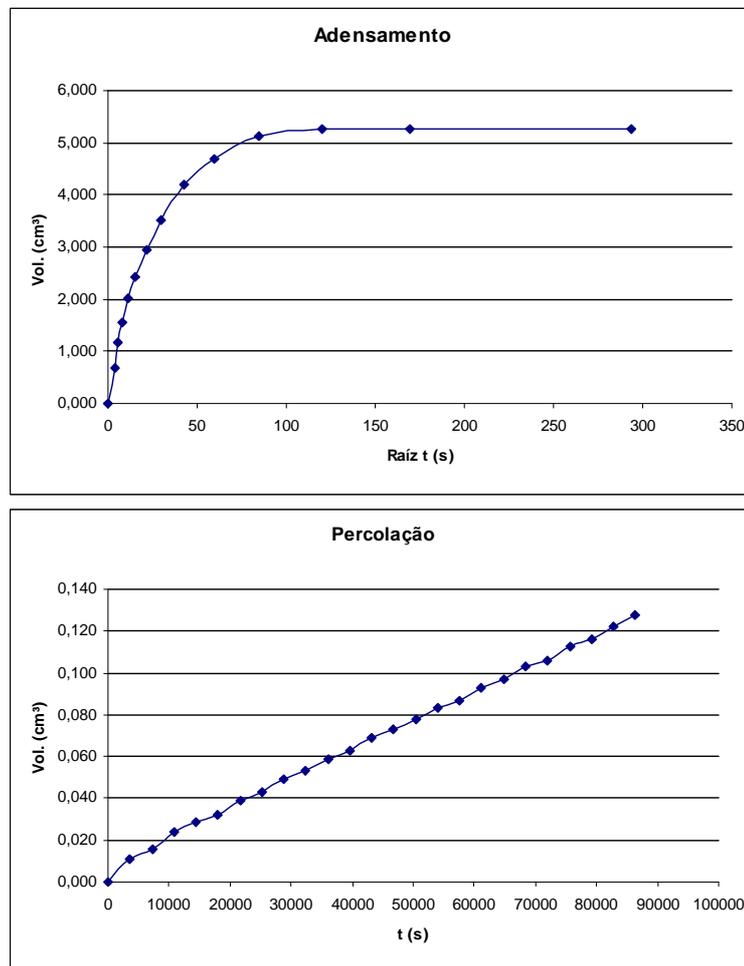


Figura A.44. Adensamento e percolação para amostra SN12 – CP2 (tensão confinante de 80 kPa).

Tabela A.45. Resultados para amostra SN12 – CP3 (tensão confinante de 80 kPa).

Resultados	
Adensamento	
ΔV (cm ³) =	5,116
V_f (cm ³) =	186,183
A_f (cm ²) =	18,371
H_f (cm) =	10,135
e =	0,741
n (%) =	42,6
Percolação	
ΔVol (cm ³)	0,040
Δt (s)	36000
l (cm/cm)	50,29
k (cm/s)	1,20E-09

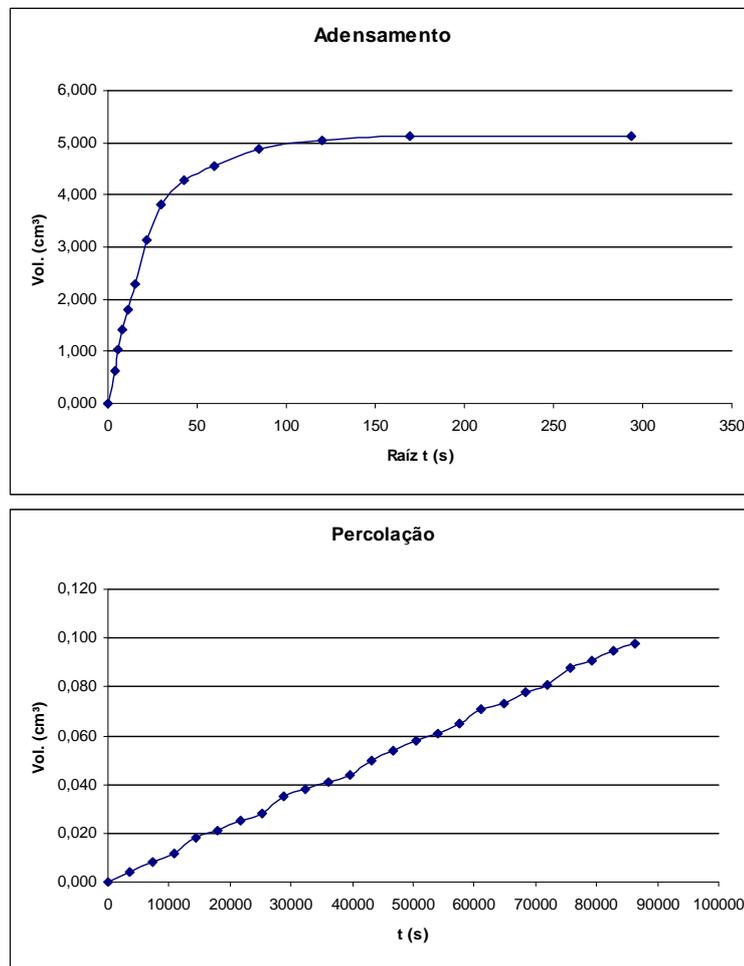


Figura A.45. Adensamento e percolação para amostra SN12 – CP3 (tensão confinante de 80 kPa).

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)