



Universidade Federal de Ouro Preto
Programa de Pós-Graduação Engenharia Ambiental
Mestrado em Engenharia Ambiental

Magali Kenya Farnezi

**“ALTERNATIVA DE MELHORAMENTO TÉCNICO DE SOLOS
TROPICAIS PARA USO EM SISTEMAS BASAIS DE SELAGEM,
ATRAVÉS DE APLICAÇÃO DE BENTONITA”**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental, Universidade Federal de Ouro Preto, como parte dos requisitos necessários para a obtenção do título: “Mestre em Engenharia Ambiental – Área de Concentração: Saneamento Ambiental”

Orientador: Prof. Dr. Adilson do Lago Leite

Ouro Preto, MG

2006

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Adilson do Lago Leite um agradecimento especial pelo tempo dedicado, incentivo e interesse demonstrado como orientador dessa Dissertação e principalmente pela sua amizade.

À Universidade Federal de Ouro Preto – UFOP, pela bolsa e apoio financeiro concedidos.

A todos os funcionários e professores do Laboratório de Geotecnia do DEGEO/UFOP, pelo apoio e ajuda.

À CEMIG-BH, por ceder suas instalações e equipamentos.

Ao Laboratório de Geoquímica Ambiental (LGqA) do DEGEO/UFOP pela possibilidade do uso de suas instalações durante a realização dos trabalhos e a Prof. Janice Cardoso Pereira pelo tempo dispensado a mim.

Ao Laboratório de Difractometria de Raios-X do DEGEO/UFOP pela realização de alguns ensaios.

À minha querida República Koxixo, em especial à Graciana, Fernanda e Dayse, pela amizade, carinho e incentivo.

Aos colegas Germano, Deilton, Eleonardo e Alexandre e demais estudantes da pós-graduação em Geotecnia e da pós-graduação em Meio Ambiente.

A todos os meus familiares principalmente minha avó paterna, Vovó Zenília, pelo afeto e incentivo.

De maneira muito especial dedico esta dissertação aos meus pais pelo carinho e confiança depositados em mim.

E a todos que me incentivaram e, de alguma forma, contribuíram para a realização deste trabalho.

F235a

Farnezi, Magali Kenya.

Avaliação de melhoramento técnico de solos tropicais para uso em sistemas basais de selagem, através da aplicação de bentonita [manuscrito] / Magali Kenya Farnezi. - 2006.

xiii, 107f. : il., color; graf.; tabs.

Orientador: Prof. Dr. Adilson do Lago Leite.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto.
Instituto de Ciências Exatas e Biológicas. Mestrado em Engenharia Ambiental.

Área de concentração: Saneamento Ambiental.

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

CDU: 631.445.7

Catálogo: sisbin@sisbin.ufop.br

SUMÁRIO

| | |
|--|------|
| LISTA DE FIGURAS..... | iii |
| LISTA DE TABELAS..... | vii |
| LISTA DE SÍMBOLOS..... | ix |
| RESUMO..... | xii |
| ABSTRACT..... | xiii |
| 1- INTRODUÇÃO..... | 1 |
| 2- REVISÃO BIBLIOGRÁFICA..... | 4 |
| 2.1- Sistemas de selagem..... | 4 |
| 2.1.1- Barreiras selantes de solos argilosos compactados..... | 5 |
| 2.1.2- Características Gerais das Bentonitas..... | 9 |
| 2.1.3- Misturas areia + bentonita..... | 16 |
| 2.1.4- Misturas solo laterítico + bentonita..... | 21 |
| 2.2- Condutividade hidráulica em meios porosos..... | 22 |
| 2.2.1- Conceitos..... | 23 |
| 2.2.2- Fatores Intervenientes..... | 26 |
| 2.2.3- Ensaio de condutividade hidráulica em laboratório..... | 29 |
| 2.3- Interações químicas solo fluidos..... | 36 |
| 2.3.1- Soluções ácidas..... | 37 |
| 2.3.2- Soluções básicas..... | 38 |
| 2.3.3- Soluções salinas..... | 39 |
| 2.3.4- Substâncias orgânicas..... | 39 |
| 3- CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS ESTUDADOS..... | 44 |
| 3.1- Coleta, tratamento dos solos e execução das misturas..... | 44 |
| 3.2- Caracterização Física..... | 45 |
| 3.2.1- Análise granulométrica conjunta..... | 45 |

| | | |
|--------|--|----|
| 3.2.2- | Limites de Liquidez (LL) e Plasticidade (LP) | 51 |
| 3.2.3- | Classificação das Amostras | 52 |
| 3.2.4- | Massa específica dos sólidos | 53 |
| 3.2.5- | Ensaio de Compactação Proctor Normal | 54 |
| 3.2.6- | Expansibilidade..... | 57 |
| 3.3- | Caracterização físico-química..... | 57 |
| 3.3.1- | Potencial hidrogeniônico e ΔpH | 57 |
| 3.3.2- | Condutividade elétrica do extrato aquoso (CE)..... | 58 |
| 3.3.3- | Estimativa da capacidade de troca catiônica (CTC) e superfície específica (SE) | 59 |
| 3.3.4- | Titulação Potenciométrica | 60 |
| 3.3.5- | Análises químicas | 63 |
| 3.4- | Caracterização mineralógica..... | 63 |
| 3.5- | Resumo dos Resultados | 66 |
| 4- | ENSAIOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA | 68 |
| 4.1- | Ensaio no permeâmetro de parede rígida | 68 |
| 4.2- | Ensaio no permeâmetro de parede flexível | 72 |
| 5- | ENSAIOS DE COMPATIBILIDADE | 78 |
| 5.1- | Limites de Consistência | 79 |
| 5.2- | Análise Granulométrica Conjunta | 86 |
| 6- | CONSIDERAÇÕES FINAIS | 95 |
| 7- | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 98 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 2.1: Esquema ilustrativo de alguns componentes de um sistema de selagem (<i>liner</i>). | 6 |
| Figura 2.2: Esquema do procedimento de análise recomendado por Daniel e Benson (1990) para controle de qualidade de aspectos construtivos de barreiras selantes argilosas: (A) curvas de compactação para diferentes energias; (B) dados da condutividade hidráulica para os mesmos solos compactados da Figura 2.2 (A). | 8 |
| Figura 2.3: (a) Zona adequada para construção de barreiras argilosas em termos de teor de umidade (w_{ot}), massa específica seca (ρ_d) e condutividade hidráulica (K) (Fonte: Daniel e Benson, 1990); (b) Zona de adequação geral no diagrama teor de umidade x massa específica seca, para construção de uma barreira no estado do Texas, EUA, segundo alguns critérios geotécnicos (Fonte: Daniel e Wu, 1993, citado em Sharma e Lewis, 1994). | 8 |
| Figura 2.4: (a) Esquema do arranjo atômico (Fonte: Fonseca e Airolói, 2003), (b) Modelo estrutural das esmectitas. | 10 |
| Figura 2.5: Difratoograma de raios-X da argila bentonítica 35-48 mesh (0,358 mm) (Fonte: Rodrigues et al., 2004). | 14 |
| Figura 2.6: Difratoograma de raios-X da argila bentonítica 65-100 mesh (0,219 mm) (Fonte: Rodrigues et al., 2004). | 14 |
| Figura 2.7: Micrografia MEV da argila bentonítica 35-48 mesh (Fonte: Rodrigues et al., 2004). | 15 |
| Figura 2.8: Micrografia MEV da argila bentonítica 65-100 mesh (Fonte: Rodrigues et al., 2004). | 15 |
| Figura 2.9: Condutividade Hidráulica x Porcentagem de Bentonita Adicionada para misturas de bentonita e areia percoladas com água (Fonte: Gleason et al., 1997). | 17 |

| | |
|--|----|
| Figura 2.10: Comparação da quantidade de bentonita necessária para alcançar uma condutividade hidráulica menor que 1×10^{-7} cm/s em misturas de areia-bentonita (Fonte: Gleason et al., 1997)..... | 18 |
| Figura 2.11: Correlação entre K e n^* (Fonte: Chapuis, 1990)..... | 19 |
| Figura 2.12: Condições de validade da Lei de Darcy (Fonte: Freeze e Cherry, 1979)... | 26 |
| Figura 2.13: Esquema construtivo de um Permeâmetro de Parede Rígida segundo Daniel (1994). | 31 |
| Figura 2.14: Esquema construtivo de um Permeâmetro com Célula de Adensamento, segundo Daniel (1994)..... | 32 |
| Figura 2.15: Esquema construtivo de um Permeâmetro com Tubo Superdimensionado segundo Daniel (1994)..... | 33 |
| Figura 2.16: Esquema construtivo de um Permeâmetro de Parede Flexível segundo Daniel (1994). | 34 |
| Figura 2.17: Comparação de alguns resultados obtidos de permeâmetros de parede rígida e flexível compilados por Daniel (1994). | 36 |
| Figura 2.18: Classificação de líquidos agressores (Fonte: Shackelford, 1994). | 37 |
| Figura 2.19: Efeitos dos fluidos orgânicos na expansibilidade das montmorilonitas. (Fonte: Acar e Olivieri, 1989)..... | 42 |
| Figura 2.20: Efeitos dos fluidos orgânicos nos limites de consistência das montmorilonitas. (Fonte: Acar e Olivieri, 1989). | 42 |
| Figura 3.1: Curva granulométrica da amostra SN. | 46 |
| Figura 3.2: Curva granulométrica da amostra M3%..... | 46 |
| Figura 3.3: Curva granulométrica da amostra M6%..... | 47 |
| Figura 3.4: Curva granulométrica da bentonita. | 47 |

| | |
|--|----|
| Figura 3.5: Comparação das curvas granulométricas de SN. | 48 |
| Figura 3.6: Comparação das curvas granulométricas de M3%. | 49 |
| Figura 3.7: Comparação das curvas granulométricas de M6%. | 49 |
| Figura 3.8: Comparação das curvas granulométricas da bentonita. | 50 |
| Figura 3.9: Curva de compactação da amostra SN. | 55 |
| Figura 3.10: Curva de compactação da amostra M3%. | 55 |
| Figura 3.11: Curva de compactação da amostra M6%. | 56 |
| Figura 3.12: Diagrama da titulação potenciométrica para a amostra SN. | 61 |
| Figura 3.13: Diagrama da titulação potenciométrica para a amostra M3%. | 62 |
| Figura 3.14: Diagrama da titulação potenciométrica para amostra M6%. | 62 |
| Figura 3.15: Difratoograma da amostra SN (análise do pó total). | 64 |
| Figura 3.16: Difratoograma da amostra SN (lâmina normal). | 64 |
| Figura 3.17: Difratoograma da amostra SN (lâminas com etileno glicol). | 65 |
| Figura 3.18: Difratoograma da bentonita (lâmina normal). | 65 |
| Figura 3.19: Difratoograma da bentonita (lâmina com etileno glicol). | 66 |
| Figura 4.1: Torno para moldagem dos corpos de prova. | 68 |
| Figura 4.2: Vista e corte esquemático de um cilindro para ensaio de permeabilidade (Fonte: CESP, 1969). | 70 |
| Figura 4.3: Célula montada do permeômetro de parede rígida. | 70 |
| Figura 4.4: Aparato utilizado nas medidas da condutividade hidráulica das amostras. . | 71 |
| Figura 4.5: Medidor de volume utilizado no permeômetro de parede flexível. | 73 |
| Figura 4.6: Amostra na base do permeômetro de parede flexível. | 74 |

| | |
|---|----|
| Figura 4.7: Célula triaxial parcialmente preenchida com água destilada. | 75 |
| Figura 4.8: Vista geral do aparelho triaxial. | 76 |
| Figura 5.1: (a) Variação do LL das amostras com o pH ; (b) Variação do LL com o pH para as amostras SN, M3% e M6%. | 81 |
| Figura 5.2: (a) Variação do LP com o pH de todas as amostras; (b) variação para as amostras SN , M3% e M6%..... | 82 |
| Figura 5.3: (a) Variação do IP das amostras em relação ao pH; (b) variação para as amostras SN, M3% e M6%..... | 82 |
| Figura 5.4: Variação de LL, LP e IP da amostra SN com diferentes fluidos. | 84 |
| Figura 5.5: Variação de LL, LP e IP da amostra M3% com diferentes fluidos..... | 84 |
| Figura 5.6: Variação de LL, LP e IP da amostra M6% com diferentes fluidos..... | 85 |
| Figura 5.7: Variação de LL, LP e IP da amostra BK com diferentes fluidos. | 85 |
| Figura 5.8: Curvas granulométricas da amostra SN com diferentes soluções..... | 88 |
| Figura 5.9: Frações granulométricas da amostra SN com diferentes soluções..... | 88 |
| Figura 5.10: Curvas granulométricas da amostra M3% com diferentes soluções..... | 89 |
| Figura 5.11: Frações granulométricas da amostra M3% com diferentes soluções..... | 89 |
| Figura 5.12: Curvas granulométricas da amostra M6% com diferentes fluidos..... | 91 |
| Figura 5.13: Frações granulométricas da amostra M6%, com diferentes soluções..... | 91 |
| Figura 5.14: Curvas granulométricas da amostra BK com diferentes soluções. | 93 |
| Figura 5.15: Frações granulométricas da amostra BK, com diferentes soluções. | 93 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|----|
| Tabela 2.1: Propriedades das bentonitas (Fonte: Acar e Olivieri, 1989, Schackelford, 1994 e Silvapullaiah et al., 1998). | 11 |
| Tabela 2.2: Reservas e produção mundial de bentonita (Fonte: Oliveira, 2004)..... | 12 |
| Tabela 2.3: Dados da produção brasileira de bentonita (Fonte: Oliveira, 2004)..... | 13 |
| Tabela 2.4: Propriedades das bentonitas utilizadas por Gleason et al. (1997)..... | 17 |
| Tabela 2.5: Vantagens e desvantagens dos permeâmetros de parede rígida e flexível (Fonte: Daniel, 1994). | 35 |
| Tabela 2.6: Características dos fluidos utilizados por Acar e Olivieri (1989)..... | 41 |
| Tabela 2.7: Valores de condutividade hidráulica para a montmorilonita sódica com diferentes fluidos (Acar e Olivieri, 1989). | 43 |
| Tabela 3.1: Escala granulométrica da norma NBR 6502..... | 45 |
| Tabela 3.2: Frações Granulométricas das amostras estudadas. | 46 |
| Tabela 3.3: Frações Granulométricas das amostras sem o uso de defloculante. | 48 |
| Tabela 3.4: Diferenças das porcentagens da Tabela 3.2 e da Tabela 3.3..... | 50 |
| Tabela 3.5: Fração de finos com e sem a utilização de defloculante..... | 51 |
| Tabela 3.6: Limites de consistência das amostras estudadas..... | 51 |
| Tabela 3.7: Classificação da argila em função da atividade (Vargas, 1977). | 52 |
| Tabela 3.8: Valores de <i>IA</i> para as amostras estudadas. | 52 |
| Tabela 3.9: Massa específica dos sólidos das amostras estudadas. | 53 |
| Tabela 3.10: Parâmetros de compactação Proctor Normal das amostras estudadas..... | 56 |
| Tabela 3.11: Resultados das mensurações de pH para os solos estudados..... | 58 |

| | |
|--|----|
| Tabela 3.12: Valores de condutividade elétrica do extrato aquoso para as amostras..... | 59 |
| Tabela 3.13: Valores de CTC e SE para os solos estudados..... | 60 |
| Tabela 3.14: Análises químicas das amostras BK e SN (% em peso)..... | 63 |
| Tabela 3.15: Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização..... | 67 |
| Tabela 4.1: Valores de gradiente hidráulico para as amostras SN, M3% e M6%..... | 71 |
| Tabela 4.2: Resultados dos ensaios no permeâmetro de parede rígida..... | 72 |
| Tabela 4.3: Resultados de K no equipamento triaxial. | 76 |
| Tabela 5.1: Resultados dos ensaios de compatibilidade com a determinação dos limites de consistência. | 80 |
| Tabela 5.2: Coeficientes de variação dos resultados dos ensaios de limite de consistência com as soluções de NaOH e HNO ₃ | 82 |
| Tabela 5.3: Frações granulométricas para as diferentes soluções de ensaio. | 87 |

LISTA DE SÍMBOLOS

| | |
|---------------|---|
| K | condutividade hidráulica [LT^{-1}] |
| w_{ot} | teor de umidade ótima do solo |
| ρ_d | massa específica seca do solo |
| y | teor de bentonita |
| B | peso seco de bentonita |
| S | peso seco da areia |
| n | porosidade total |
| n^* | porosidade eficiente |
| S_r | grau de saturação |
| x | um coeficiente de proporcionalidade |
| V_b | volume da bentonita |
| V_a | volume da areia |
| θ | teor de umidade volumétrica |
| n_e | porosidade efetiva |
| n_{prev}^* | porosidade efetiva prevista |
| n_{areia} | porosidade da areia |
| K_{prev} | condutividade hidráulica prevista |
| $S_{r,areia}$ | grau de saturação da areia |
| Q | taxa de fluxo volumétrico (vazão) [L^3T^{-1}] |
| Δh | diferença de carga hidráulica |
| l | comprimento do meio poroso [L] |
| A | área seccional transversal perpendicular à direção do fluxo [L^2] |
| q | taxa volumétrica de fluxo [LT^{-1}] |
| i | gradiente hidráulico |
| k | permeabilidade intrínseca [L^2] |
| C | constante de permeabilidade |
| d | diâmetro do recipiente ou do canal do poro percolado [L] |
| ρ | densidade do fluido percolado [ML^{-3}] |
| μ | coeficiente de viscosidade dinâmica do fluido [$FL^{-2}T^{-1}$] |

| | |
|---------------|---|
| g | aceleração da gravidade [L^2T^{-1}] |
| γ | peso específico do fluido [FL^{-3}] |
| R | número de Reynolds |
| ρ | massa específica |
| l | comprimento da amostra [L] |
| A | área transversal ao fluxo [L^2] |
| t | tempo de ensaio [T] |
| V_c | volume coletado |
| a | área do tubo |
| h_0 | altura inicial da coluna do fluido |
| h_t | altura final da coluna do fluido |
| K_{fluido} | condutividade hidráulica tendo como solução percolante outro fluido que não seja água |
| K_{H_2O} | condutividade hidráulica tendo como solução percolante a água |
| D | constante dielétrica |
| ε | constante dielétrica |
| γ | peso específico do fluido (20°C) |
| μ | viscosidade do fluido (20°C) |
| K_i | condutividade hidráulica inicial |
| K_f | condutividade hidráulica final |
| SN | solo natural |
| M3% | mistura com 3% de bentonita |
| M6% | mistura com 6% de bentonita |
| BK | bentonita Kataz |
| ϕ | diâmetro dos grãos |
| LL | limite de liquidez |
| LP | limite de plasticidade |
| IP | índice de plasticidade |
| IA | índice de atividade de Skempton |
| ρ_s | massa específica dos sólidos |
| ρ_d | massa específica aparente seca máxima |

| | |
|------------|--|
| CTC | capacidade de troca de cátions |
| CTA | capacidade de troca de ânions |
| CE | condutividade elétrica do extrato gasoso |
| SE | superfície específica |
| PESN | ponto de efeito salino nulo |
| PCZ | ponto onde não há adsorção de ânions |
| σ_H | cargas hidrogeniônicas |
| CP | corpo de prova |
| K_{ow} | coeficiente de partição octanol-água |

RESUMO

Farnezi, M. K. (2006). Alternativa de melhoramento de solos tropicais para uso em sistemas basais de selagem, através da aplicação de bentonita. Ouro Preto, 2006. 107p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto.

Face à importância de dispositivos que assegurem a proteção ambiental em obras de contenção de resíduos (e.g. aterros sanitários urbanos e industriais, lagoas de disposição etc), os sistemas de selagem basal (do inglês: *liners*) e de cobertura (do inglês: *cover systems*) têm sido objeto de grande preocupação. O uso de solos tropicais argilosos compactados para a construção destes sistemas é corrente no Brasil, devido à sua grande ocorrência em nosso território. Ao mesmo tempo, a proposta de misturar estes solos à bentonita pode ser promissora no sentido de diminuir a condutividade hidráulica destes materiais, e assim melhorar suas características técnicas. Além deste parâmetro, assume real importância a avaliação da compatibilidade química entre o solo compactado e os líquidos dispostos, uma vez que alterações pós-disposição são indesejadas. Contudo, ainda são poucos os estudos que tratam ao mesmo tempo de aspectos geotécnicos e químicos de solos tropicais misturados com bentonita para uso em sistemas de selagem. Desta forma, esta Dissertação propõe um estudo integrado congregando aspectos geotécnicos e químicos para a avaliação de duas misturas de um solo tropical tipicamente laterítico e bentonita, cujas quantidades, em peso seco, foram de 3 e 6%. Realizaram-se caracterizações geotécnicas, físico-químicas e mineralógicas, ensaios de condutividade hidráulica em equipamentos de parede rígida e flexível e também ensaios para a avaliação da compatibilidade entre os materiais estudados e soluções químicas diversas. A partir dos resultados verificou-se que, ao contrário do que se esperava, a adição de bentonita fez diminuir a quantidade de argila e aumentou sobremaneira a plasticidade da mistura em relação à amostra de solo laterítico puro. Por outro lado, ocorreram mudanças drásticas nas propriedades físico-químicas. Os ensaios de condutividade hidráulica mostram que somente houve diminuição significativa da condutividade hidráulica com o acréscimo de 6% de bentonita. Os resultados dos ensaios de compatibilidade apontam que a adição de bentonita só fez melhorar a compatibilidade das amostras. Desta forma, são sugeridos valores de no mínimo 6% (peso seco) de bentonita como aditivo para diminuir o K deste solo.

Palavras-chaves: sistemas selantes, solos lateríticos, bentonita, compatibilidade, condutividade hidráulica.

ABSTRACT

Farnezi, M. K. (2006). Alternativa de melhoramento de solos tropicais para uso em sistemas basais de selagem, através da aplicação de bentonita. Ouro Preto, 2006. 107p. Dissertation (Master of Science) – Universidade Federal de Ouro Preto.

Among all the constructive elements in waste containment systems (e.g. sanitary and industrial landfills and waste ponds), liners and cover systems have been seen as the greatest concern. In Brazil, the use of compacted lateritic soil for this purpose is widely accepted, due to the great occurrence of this type of soil. At the same time, the proposal of using compacted mixtures of lateritic soil and bentonite for decreasing hydraulic conductivity seems to be attractive. Besides this parameter, the compatibility between the mixture and the leachate (waste liquid) must be addressed. However, few studies were found dealing at the same time with geotechnical and chemical aspects of these mixtures for liner systems. This dissertation presents a geotechnical and geochemical evaluation of two mixtures of a typical lateritic soils and bentonite for liner usage purpose. The proportions used were 3 and 6% (dry weight). Conventional geotechnical characterization was performed, along with mineralogical and physical-chemical characterization. The hydraulic conductivity was evaluated through rigid and flexible wall permeameters. The compatibility between the soil and different chemical solutions was also assessed. The characterization results showed that, as opposed to what was expected, the clay content of the mixtures decreased when related to the natural soil sample. On the other hand, the plasticity greatly increased in the mixture samples. In terms of hydraulic conductivity, only the mixture with 6% of bentonite showed some significant decreasing in this parameter. The results also demonstrated that the bentonite addition improved the compatibility between the compacted mixtures and the chemical solutions tested. Finally, the mixture 6% (dry weight) is suggested for reducing the K parameter of this lateritic soil.

Key-words: liner system, cover system, lateritic soils, bentonite, compatibility, hydraulic conductivity.

1- INTRODUÇÃO

Face à importância de dispositivos que assegurem a proteção ambiental em obras de contenção de resíduos (aterros sanitários urbanos e industriais, lagoas de disposição, etc.), os sistemas de selagem basal (do inglês: *liners*) e de cobertura (do inglês: *cover systems*) têm sido objetos de preocupação técnica constante.

Estes sistemas desempenham funções diversas, dentre as quais se destacam o isolamento do resíduo e a diminuição da infiltração no caso dos sistemas de cobertura e a minimização da migração de contaminantes (filtração, sorção e outras reações geoquímicas) em direção à água subterrânea, no caso dos sistemas basais.

Materiais argilosos compactados é parte imprescindível destes sistemas, devido a fatores técnicos e econômicos (Daniel, 1995; Rowe et al., 1995; Bouazza e Van Impe, 1998; Rowe, 2001).

O uso de solos tropicais naturais para a construção de sistemas de selagem é corrente no Brasil, devido à sua grande ocorrência em nosso território. No entanto, por diversas vezes podem ser necessários melhoramentos na capacidade técnica destes solos, pois apesar de normalmente oferecerem boa resistência mecânica quando compactados, eles muitas vezes não alcançam valores muito baixos de condutividade hidráulica, como por exemplo, 10^{-7} cm/s, valor tido como referência para a selagem de aterros sanitários urbanos CETESB (1993).

Dessa forma, a adição de bentonita em pequenas quantidades torna-se uma opção sempre promissora para diminuir a condutividade hidráulica de solos tropicais (lateríticos) compactados. Obviamente outras características técnicas destas misturas devem ser tecnicamente adequadas, como a compatibilidade entre o material da barreira e o resíduo disposto, baixo potencial expansivo etc.

A adição de bentonita também promove o aumento na taxa de sorção de contaminantes no solo, principalmente cátions, fato que auxilia nas tarefas esperadas para um sistema de selagem basal ou de cobertura.

Trabalhos como Leite et al. (1998), Boff e Paraguassú (1999), Boscov et al. (1999a, b), Leite e Paraguassú (1999a, b), Leite e Paraguassú (2002), Paraguassú et al.

(2002) e Leite et al. (2003) analisam principalmente o transporte e a retenção de contaminantes inorgânicos em amostras compactadas e saturadas de solos tropicais através de ensaios de laboratório.

Outros estudos, como Matos et al. (1999 e 2000), Fontes et al. (2000), Sarkar et al. (2000), Gomes et al. (2001), Goldberg et al. (2001), Saha et al. (2001 e 2002), Grubb e Hemi (2002) e Hemi et al. (2002), enfocam a mobilidade de metais pesados em amostras deformadas de solos tropicais e óxidos e hidróxidos de Fe-Al puros. Particularmente os estudos de compatibilidade têm obtido destaque (e.g. Cancelli et al., 1994).

Por fim, trabalhos como os de Anderson e Hee (1995) e Osinubi e Nwaiwu (2002) avaliam aspectos de melhoramentos geotécnicos de solos tropicais para construção de barreiras através da adição de pequenas porcentagens de bentonita.

São poucos os estudos que tratam ao mesmo tempo de aspectos geotécnicos e químicos de solos tropicais misturados com bentonita para uso em sistemas de selagem. Essa abordagem integrada torna-se então necessária, pois somente avaliações mecânicas “tradicionais” (e.g. condutividade hidráulica, resistência ao cisalhamento etc.) não podem responder, por si somente, para a escolha de materiais naturais que sirvam a esse propósito. Estudos de compatibilidade entre o resíduo disposto e o sistema de selagem, estudos da retenção de contaminantes também possuem relevância (Manassero et al., 1998).

Isto é o que se propôs com esse trabalho, um estudo integrado congregando aspectos geotécnicos e químicos para a avaliação de misturas de um solo tropical tipicamente laterítico e bentonita, com vista ao possível uso destes materiais em sistemas selantes de obras de disposição de resíduos. Tais estudos auxiliarão principalmente no entendimento dos processos interativos entre os materiais e fluidos estudados.

Foram realizadas caracterizações geotécnicas, físico-químicas e mineralógicas, ensaios de condutividade hidráulica em equipamentos de parede rígida e flexível e também ensaios para a avaliação da compatibilidade entre os materiais estudados e soluções químicas diversas.

O Capítulo 2 desta Dissertação traz uma revisão bibliográfica congregando aspectos sobre os sistemas de selagem, sobre a condutividade hidráulica em meios porosos e sobre as interações químicas entre solos e diferentes fluidos.

O Capítulo 3 trata dos ensaios de caracterização dos materiais estudados, revelando os métodos empregados, os resultados obtidos e discussões pertinentes.

O Capítulo 4 relata os ensaios de condutividade hidráulica, abordando os métodos utilizados, os resultados obtidos e discussões relevantes.

O Capítulo 5 apresenta os ensaios de compatibilidade, congregando seus métodos, resultados e discussões.

Por fim, são apresentadas considerações abordando alguns dos aspectos mais importantes sobre a pesquisa e sugerindo temas para estudos futuros.

2- REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1- SISTEMAS DE SELAGEM

O sistema de selagem em sítios de disposição de resíduos, como o nome diz, tem o objetivo de isolar os resíduos do ambiente. Sua utilização é bem ampla, compreendendo diversas obras, como lagoas de decantação, lagoas de tratamento, diques, aterros sanitários urbanos e industriais, depósitos de lixo etc.

Em aterros sanitários urbanos, os sistemas de selagem são utilizados com duas finalidades principais: (1) para o recobrimento do aterro, minimizando assim a infiltração de águas meteóricas e a conseqüente geração de chorume, recebendo a denominação de sistema de cobertura (do inglês *cover system*); (2) para a base do aterro, visando minimizar a migração de chorume para o solo e água subterrânea, sendo chamado de sistema de impermeabilização ou selagem basal (do inglês *liner*).

Alguns países possuem legislações específicas versando sobre as exigências construtivas para os sistemas de selagem, compreendendo os materiais utilizados e espessuras requeridas. Estas exigências são geralmente baseadas em normas pré-estabelecidas ou em avaliações de performance. Mundialmente, normas preestabelecidas são mais utilizadas (Bouazza e Van Impe, 1998; Manassero et al., 1998). Particularmente no Brasil não legislação específica sobre o tema.

Daniel e Benson (1990) citam alguns fatores que devem ser considerados para o sucesso construtivo de um sistema de selagem, tais como: seleção criteriosa dos materiais; avaliação da compatibilidade química entre o resíduo e o solo; determinação da metodologia construtiva; análise da estabilidade dos taludes e capacidade de suporte; avaliação da subsidência; consideração de fatores ambientais como a dissecação do solo e, para finalizar, a elaboração e desenvolvimento de um plano de controle de qualidade.

Os sistemas de selagem podem ser constituídos por diversos materiais, tais como: solos argilosos compactados, misturas areia-bentonita e geossintéticos (geocompostos bentoníticos, geotêxteis, geomembranas etc.).

2.1.1- Barreiras selantes de solos argilosos compactados

Segundo Leite (2001), os solos argilosos, quando disponíveis, são preferidos a materiais sintéticos em função de suas características técnicas, praticidade operacional e, em alguns casos, da redução de custos. Uma ampla gama de materiais argilosos possui potencial para utilização como barreiras para contenção de resíduos. No entanto eles devem atender às diversas exigências de cada obra, o que torna muito difícil estabelecer critérios técnicos amplos que contemplem todas essas exigências.

Segundo Rowe et al. (1995), os seguintes critérios de projeto para a construção de barreiras selantes argilosas são comumente aplicados:

- 1- A condutividade hidráulica (ver item 2.2), K , máxima deve ser de 10^{-7} cm/s e não deve haver fraturas naturais ou produzidas pela compactação.
- 2- Como a baixa condutividade hidráulica é normalmente associada com a presença de argila, deve-se ter uma quantidade mínima de 15 a 20% de partículas menores que 2 μm e um índice de plasticidade maior que 7%. Alternativamente, uma capacidade de troca catiônica maior que 10 cmol_c/kg deve ser especificada.
- 3- A barreira argilosa deve ser compatível com o rejeito disposto, não sofrendo aumentos significativos da condutividade hidráulica.
- 4- A espessura mínima recomendada de uma camada argilosa compactada para a disposição de rejeitos domésticos está entre 90 a 100 cm. No caso de se utilizar conjuntamente geomembranas, esta espessura pode ser de 60 cm.
- 5- No caso da disposição de resíduos tóxico-industriais, a espessura mínima adotada está, geralmente, entre 3 e 4 m.

Rowe et al. (1995) citam ainda que os dados acima representam características gerais das camadas de argila, porém o projeto da camada é específico para cada local e suas características precisam ser selecionadas, de tal modo que a barreira selante proporcione um controle adequado da migração de contaminantes.

Segundo Quigley et al. (1988), para se reduzir o fluxo de substâncias químicas em sistemas de selagem é necessário que:

- 1- A espessura mínima da barreira selante seja de 1m para resíduos domésticos e 4 m para resíduos industriais.
- 2- A condutividade hidráulica seja menor que 10^{-7} ou 10^{-8} cm/s.
- 3- A condutividade hidráulica não aumente com o chorume formado a partir dos resíduos.

Segundo Leite (2001), um sistema de selagem pode ser constituído por um conjunto de elementos que servem tanto para proteger, como monitorar o desempenho do sistema em longo prazo, reunindo drenos e sistemas de coleta de chorume, lisímetros, barreiras selantes (*liner*), poços de monitoramento etc., como mostrado na Figura 2.1.

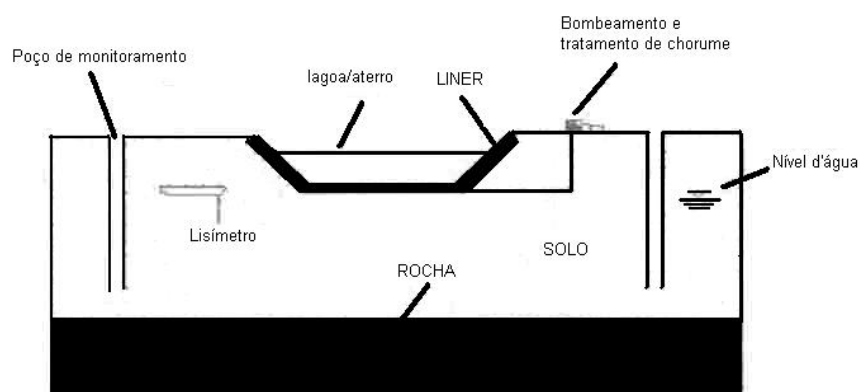


Figura 2.1: Esquema ilustrativo de alguns componentes de um sistema de selagem (*liner*).

Daniel e Benson (1990) correlacionam diversas propriedades dos materiais junto à curva de compactação (massa específica seca versus teor de umidade), estabelecendo “regiões” adequadas desta curva ao propósito da utilização em barreiras selantes.

Para este método os referidos autores basearam-se em centenas de ensaios de condutividade hidráulica em solos compactados. Resumidamente, suas etapas são:

- a) As amostras de solo são compactadas dentro de um intervalo de teor de umidade e utilizando três energias de compactação, que normalmente são: Proctor Normal, Proctor Modificado, Proctor Reduzido, salvo situações nas quais outros tipos de energias reproduzam melhor as situações de campo;
- b) São realizados ensaios de condutividade hidráulica nas amostras compactadas de solo;
- c) Os resultados dos ensaios de condutividade hidráulica são colocados junto à curva de compactação (massa específica seca x teor de umidade), onde os dados cuja condutividade hidráulica for igual ou inferior a 10^{-7} cm/s são destacados;
- d) Com base em conhecimentos empíricos é demarcada uma zona de adequação, segundo os critérios construtivos analisados;
- e) Outros fatores essenciais ao estudo realizado podem ser adicionados ao gráfico como, por exemplo, resistência ao cisalhamento, critérios de contração e expansão, entre outros. Assim, ao final, tem-se delimitada uma zona de adequação geral.

A seqüência dos procedimentos realizados é demonstrada na Figura 2.2. Na Figura 2.2 A observa-se um gráfico com os dados de compactação para diferentes energias. Na Figura 2.2 B são apresentados os dados de condutividade hidráulica para as mesmas amostras compactadas. Após a seleção dos dados cuja condutividade hidráulica é menor que 10^{-7} cm/s, é definida a zona adequada (Figura 2.3 a). Esta zona pode ser modificada quando acrescentados outros parâmetros e, no caso do exemplo mostrado, estes parâmetros foram resistência ao cisalhamento e contração (Figura 2.3 b).

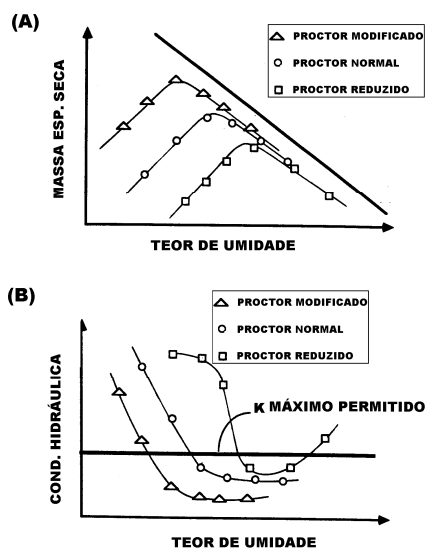


Figura 2.2: Esquema do procedimento de análise recomendado por Daniel e Benson (1990) para controle de qualidade de aspectos construtivos de barreiras selantes argilosas: (A) curvas de compactação para diferentes energias; (B) dados da condutividade hidráulica para os mesmos solos compactados da Figura 2.2 (A).

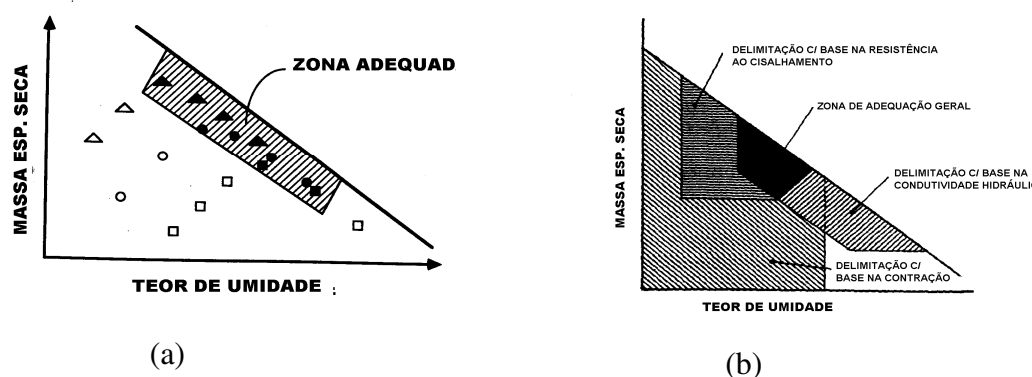


Figura 2.3: (a) Zona adequada para construção de barreiras argilosas em termos de teor de umidade (w_{ot}), massa específica seca (ρ_d) e condutividade hidráulica (K) (Fonte: Daniel e Benson, 1990); (b) Zona de adequação geral no diagrama teor de umidade x massa específica seca, para construção de uma barreira no estado do Texas, EUA, segundo alguns critérios geotécnicos (Fonte: Daniel e Wu, 1993, citado em Sharma e Lewis, 1994).

2.1.2- Características Gerais das Bentonitas

O termo bentonita deriva do material argiloso encontrado em Fort Benton, Wyoming, EUA. Este tipo de material tem em sua constituição a montmorilonita como argilomineral predominante e também outros minerais do grupo das esmectitas.

De forma geral, consideram-se bentonitas as montmorilonitas provenientes da alteração *in situ* de cinzas vulcânicas. Santos (1989) afirma que se uma argila esmectítica não originaria de cinzas vulcânicas for tratada por compostos sódicos ou cálcicos e desta forma adquirir as especificações industriais das bentonitas, esta pode ser denominada como tal.

A estrutura mineral das montmorilonitas consiste de duas camadas de sílica tetraédrica, com uma camada octaédrica interposta, num arranjo denominado 2:1 (Cancelli et al., 1994 e Aguiar et al., 2002). Entre cada arranjo encontram-se cátions hidratados, sendo os principais Na^+ e Ca^{2+} , daí a denominação de montmorilonitas sódicas e cálcicas, respectivamente. Um modelo esquemático do arranjo 2:1 é apresentado na Figura 2.4 (a). Observa-se a camada de octaedro ao centro e as 2 camadas de tetraedros delimitando-a. A distância interbasal entre os arranjos estruturais é de 9,6 ângstrons (1 ângstron = 10^{-4} μm), como mostra a Figura 2.4 (b), que pode aumentar em função da solução ambiente na qual a argila estiver imersa, atingindo até 100 ângstrons.

A fórmula química genérica da montmorilonita é $(\text{Na,Ca})_{0,3}(\text{Al,Mg})_2\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_2 \cdot n(\text{H}_2\text{O})$, 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 $\text{CaO} = 1,02\%$ (Barthelmy, 2005).

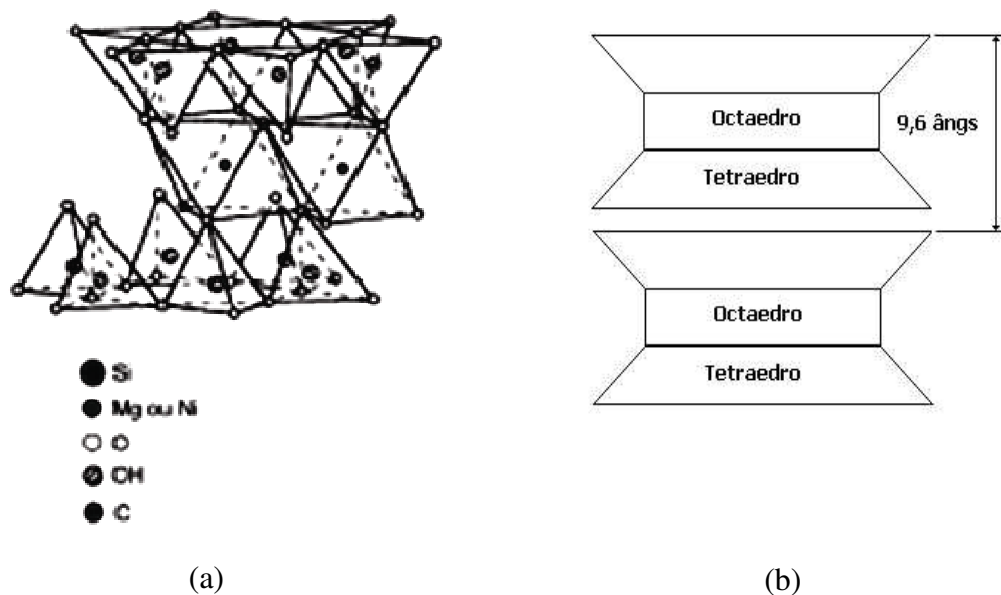


Figura 2.4: (a) Esquema do arranjo atômico (Fonte: Fonseca e Airoidi, 2003),
(b) Modelo estrutural das esmectitas.

A Tabela 2.1 apresenta propriedades das bentonitas segundo Acar e Olivieri (1989), Shackelford (1994) e Silvapullaiah et al. (1998). A Bentonita 1 é uma bentonita processada pela Eisenman Chemical Company, da cidade de Greeley, Estados Unidos (Shackelford, 1994). A Bentonita 2 foi encontrada no distrito de Kolar, Índia (Silvapullaiah et al., 1998). E as Bentonitas 3 e 4 são montmorilonitas cálcicas e sódicas, respectivamente. A montmorilonita cálcica apresentada foi a Southern bentonite Panther Creek e a montmorilonita sódica foi a CS-200, ambas fornecidas pela American Colloid Company (Acar e Olivieri, 1989).

Tabela 2.1: Propriedades das bentonitas (Fonte: Acar e Olivieri, 1989, Schackelford, 1994 e Silvapullaiah et al., 1998).

| Propriedade | Bentonita 1 | Bentonita 2 | Bentonita 3 | Bentonita 4 |
|--|-----------------------|-------------|-------------------------------------|--------------------------|
| Nome comercial | “ECCO Gel” | - | Southern bentonite Panther Creek | CS-200 |
| Mineral principal | Montmorilonita sódica | - | Montmorilonita cálcica | Montmorilonita Sódica |
| Teor de Umidade (%) | 4,18 | - | - | - |
| Limite de Liquidez (%) | 461 | 320 | 88 | 425 |
| Índice de Plasticidade (%) | 427 | 60 | 34 | 367 |
| Limite de Contração | - | 7,6% | - | - |
| % < 2µm | 84 | - | - | - |
| Densidade | 2,82 | 2,75 | 2,7 | 2,7 |
| Atividade | 5,1 | - | 2,8 | 4,5 |
| Classificação | CH | - | - | - |
| Extratos saturados % Saturação (g solução/ g solo) | 620 | - | - | - |
| pH (25°C) | 8,7 | - | - | - |
| Condutância Elétrica (25°C) (µS/cm) | 300 | - | - | - |
| Capacidade de troca catiônica (cmol/100g) | - | 102,8 | - | - |
| Peso Específico Seco Máximo (g/cm ³) | - | 1,06 | 1,07 | 1,07 |
| Teor de umidade ótima (%) | - | 57 | 25 | 25 |

Legenda: - Dados não fornecidos.

A bentonita sódica se expande em até vinte vezes o seu volume inicial. Segundo Santos (1989), ela é formada pela alteração *in situ* de cinzas vulcânicas ácidas depositadas em ambiente lacustre, rico em sais sódicos, sendo que esta possui o maior uso.

A bentonita cálcica, também denominada “bentonita que não incha”, é menos expansiva e menos reativa que a bentonita sódica. No entanto, quando comparada a outros argilominerais, como caulinita, clorita e illita pode-se dizer que mesmo a montmorilonita cálcica é bastante expansiva.

Segundo Cancelli et al. (1994) e Gleason et al. (1997), as principais características gerais das bentonitas são: alto poder expansivo (até 20 vezes o seu volume inicial), tixotropia, constituição coloidal, alta capacidade de troca catiônica

(atingindo valores na faixa de 60 a 170 cmol_c/kg), grande superfície específica (até 800 m²/g) e baixa condutividade hidráulica tendo como líquido percolante a água. Em citações de diversos autores, o *K* das bentonitas normalmente é menor que 10⁻¹⁰ cm/s.

Há estudos sobre a compatibilidade entre solos nos quais houve adição de bentonita e soluções encontradas em chorumes de aterros sanitários e outros resíduos, porém, este assunto será discutido com maior riqueza no Capítulo 5.

Segundo dados de Oliveira (2004), as reservas brasileiras (medida + indicada) de bentonita chegam a 83 milhões de toneladas, das quais 39% das reservas lavráveis estão no Estado do Paraná, município de Quatro Barras. Outras reservas são: Estado de São Paulo, nos municípios de Pindamonhangaba, Taubaté e Tremembé, representando 23,4%; no Estado da Paraíba, no município de Boa Vista, com 22% e, no Estado do Piauí, no município de Guadalupe, com 15,6%.

Em 2003 a produção mundial foi de aproximadamente 10,1 milhões de toneladas, sendo que o Brasil está entre os dez maiores produtores (Oliveira, 2004). Na Tabela 2.2 encontram-se dados das reservas e das produções mundiais e a Tabela 2.3 apresenta dados sobre a produção brasileira de bentonita.

Tabela 2.2: Reservas e produção mundial de bentonita (Fonte: Oliveira, 2004).

| Discriminação | Reservas (t) | Produção (t) | | | | |
|--|---------------------------|--------------|---------------------|---------------------|------------|---------------------|
| | | Países | 2003 ^(p) | 2002 ^(r) | (%) | 2003 ^(p) |
| Brasil | 82.642.000 ⁽¹⁾ | | 184.909 | 1,8 | 199.212 | 2,0 |
| Estados Unidos | ... | | 3.970.000 | 39,7 | 3.970.000 | 39,3 |
| Grécia | ... | | 1.150.000 | 11,5 | 1.200.000 | 11,9 |
| Comunidade dos Estados Independentes (CEI) | ... | | 750.000 | 7,5 | 750.000 | 7,4 |
| Alemanha | ... | | 500.000 | 5,0 | 500.000 | 5,0 |
| República Tcheca | ... | | 174.000 | 1,7 | 200.000 | 2,0 |
| Turquia | ... | | 559.000 | 5,6 | 600.000 | 5,9 |
| México | ... | | 400.000 | 4,0 | 400.000 | 4,0 |
| Outros | ... | | 2.312.091 | 23,1 | 2.280.788 | 22,6 |
| Total | ... | | 10.000.000 | 100,0 | 10.100.000 | 100,0 |

Notas: (1) Inclui reservas medidas e indicadas; (p) Preliminar; (r) Revisado; (...) Não disponível.

Tabela 2.3: Dados da produção brasileira de bentonita (Fonte: Oliveira, 2004).

| Discriminação | | | 2001 ^(r) | 2002 ^(r) | 2003 ^(p) |
|------------------------------------|---|--------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| Produção | Bruta (R. O. M.) | (t) | 260.282 | 319.302 | 420.995 |
| | Beneficiada | (t) | 178.610 | 184.909 | 199.212 |
| | Comercializada | (t) | 177.714 | 184.691 | 195.556 |
| Importação | Bens Primários (Bentonita e Terras Descorantes e de Pisão). | (kg) | 73.502.510 | 94.222.183 | 94.281.180 |
| | | (US\$-FOB) | 7.175.280,00 | 8.129.306,00 | 9.056.368,00 |
| | Semimanufaturados (Atapulgita) | (kg) | 377.627 | 626.243 | 986.859 |
| | | (US\$-FOB) | 125.645,00 | 175.923,00 | 249.285,00 |
| | Manufaturados (Bentonita –Matéria Mineral Natural Ativada). | (kg) | 1.033.068 | 666.604 | 1.202.708 |
| | | (US\$-FOB) | 2.076.429,00 | 1.283.382,00 | 1.455.672,00 |
| Exportação | Bens Primários (Bentonita e Terras Descorantes e de Pisão) | (kg) | 381.163 | 446.585 | 2.450.551 |
| | | (US\$-FOB) | 90.991,00 | 111.521,00 | 895.736,00 |
| | Semimanufaturados (Atapulgita) | (kg) | 0 | 2.721 | 0 |
| | | (US\$-FOB) | 0 | 3.811,00 | 0 |
| | Manufaturados (Bentonita –Matéria Mineral Natural Ativada) | (kg) | 8.246 | 89.398 | 14.083 |
| | | (US\$-FOB) | 2.692,00 | 24.766,00 | 7.698,00 |
| Consumo Aparente ⁽¹⁾ | Beneficiada | (kg) | 251.730 | 278.685 | 291.042 |
| Preços Médios ⁽²⁾ | Beneficiada | (US\$-FOB/t) | 97,63 | 86,27 | 96,06 |

Notas: (1) Produção beneficiada + Importação – Exportação; (2) Preços Médios – Base Importação de Bens Primários; (p) Preliminar; (r) Revisado; (R. O. M.) – Run of Mine.

O principal estado brasileiro produtor de bentonita é a Paraíba, mais precisamente na cidade de Boa Vista, onde se localiza a principal empresa produtora de bentonita no país, a Bentonita União Nordeste S. A.. Em 2003, ela produziu cerca de 178.000 toneladas de bentonita ativada (sodificada através da adição de NaCl).

Segundo Barbosa (2001), o valor da bentonita bruta em 2000 era de R\$ 3,33/t e da bentonita beneficiada de R\$ 147,66/t, a taxa media cambial para compra nesta época era de 1,8302 (R\$/US\$).

Rodrigues et al. (2004) caracterizaram amostras de bentonitas provenientes da jazida Primavera, Boa Vista – PB, fornecida na forma de aglomerados pela Bentonita União Nordeste (BUN). As amostras foram trituradas e separadas por peneiramento seco, segundo as faixas de 35-48 mesh e 65-100 mesh, (ou seja, 0,358 mm e 0,219 mm

respectivamente). As Figuras 2.5 e 2.6 apresentam os difratogramas de raios-x e as Figuras 2.7 e 2.8 apresentam as micrografias destas amostras obtidas por microscopia eletrônica de varredura (MEV).

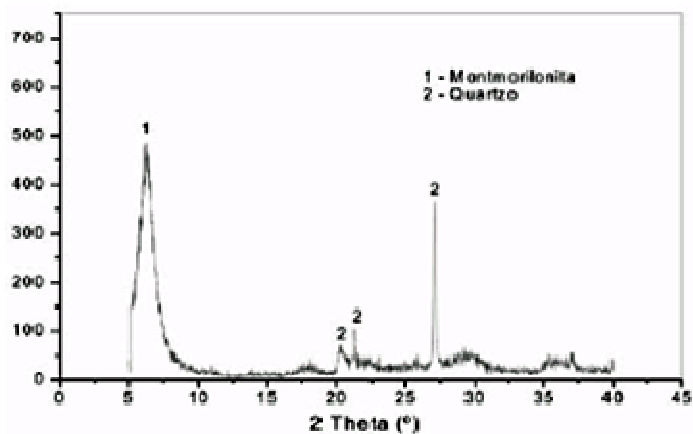


Figura 2.5: Difratoograma de raios-X da argila bentonítica 35-48 mesh (0,358 mm)
(Fonte: Rodrigues et al., 2004).

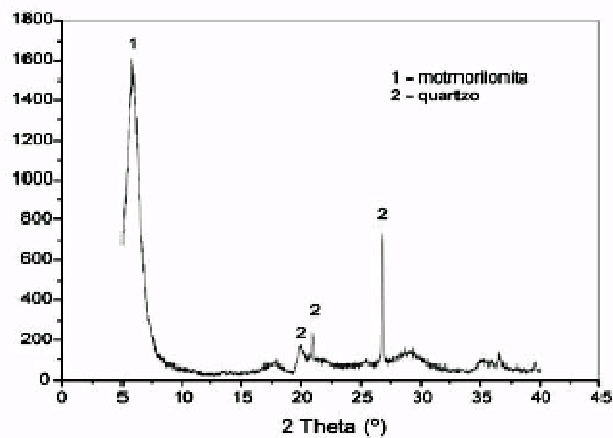


Figura 2.6: Difratoograma de raios-X da argila bentonítica 65-100 mesh (0,219 mm)
(Fonte: Rodrigues et al., 2004).

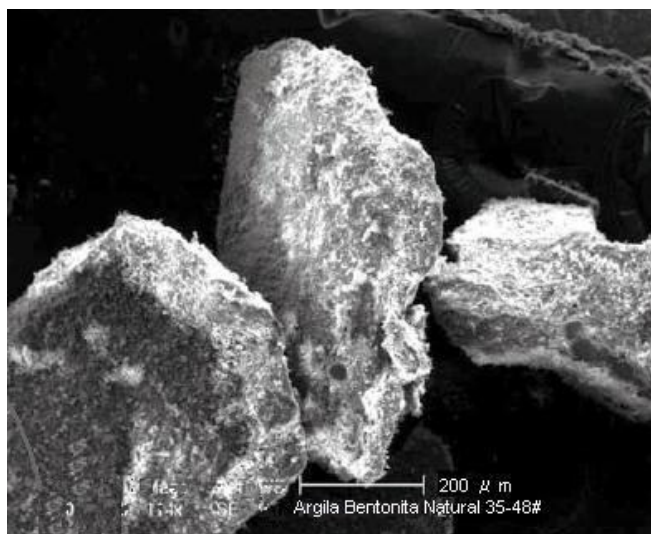


Figura 2.7: Micrografia MEV da argila bentonítica 35-48 mesh (Fonte: Rodrigues et al., 2004).

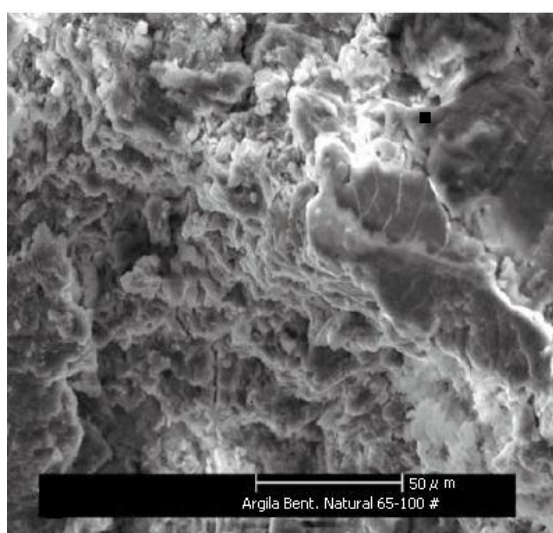


Figura 2.8: Micrografia MEV da argila bentonítica 65-100 mesh (Fonte: Rodrigues et al., 2004).

2.1.3- Misturas areia + bentonita

Quando localmente não há disponibilidade de solos naturais argilosos, tem-se como opção a utilização de misturas de areia e bentonita.

Trabalhando com misturas compactadas de bentonita e areia, Daniel (1987) verificou que a condutividade hidráulica decresceu de 10^{-4} para 10^{-8} cm/s, à medida que a quantidade de bentonita cresceu de 0 para 8%. O autor verificou também que na presença de maiores quantidades de bentonita os decréscimos não foram tão significativos. Estes resultados são compatíveis com os obtidos por Keeney et al. (1992), o qual concluiu que os valores de K decresciam significativamente em quantidades de bentonita de até 12%.

Com o objetivo de avaliar misturas para sistemas basais de selagem, Sivapullaiah et al. (1998) realizaram ensaios de compactação, expansão/contração, adensamento e condutividade hidráulica com misturas com proporções de 10, 15, 20, 25, 30, 50, 65 e 80% de bentonita, além da bentonita pura. Eles verificaram que as melhores proporções eram de 20 a 30%, segundo seus critérios de análise.

Gleason et al. (1997) analisaram misturas de bentonita e areia, sendo 4 tipos distintos de bentonita e três tipos de areia, denominados A, B, C e D. As propriedades destas bentonitas estão na Tabela 2.4. As areias estudadas foram chamadas de A, B e C, possuindo condutividades hidráulicas de 2×10^{-1} , 3×10^{-3} e 1×10^{-5} cm/s, respectivamente.

As bentonitas do grupo A foram misturadas com as areias A e B e as bentonitas do grupo B foram misturadas com a areia C. Os ensaios foram realizados em amostras compactadas, em teores de umidade de 15 a 19% (1 a 4% acima da umidade ótima) e massa específica seca na faixa de 1,6 a 1,7 g/cm³.

Tabela 2.4: Propriedades das bentonitas utilizadas por Gleason et al. (1997).

| Propriedade | Bentonita Sódica | | Bentonita Cálcica | |
|---|------------------|---------|-------------------|---------|
| | Grupo A | Grupo B | Grupo A | Grupo B |
| Limite de Liquidez (%) | 603 | 590 | 124 | 123 |
| Limite de Plasticidade (%) | 567 | 553 | 98 | 85 |
| Massa Específica dos sólidos | 2,76 | - | 2,94 | - |
| Capacidade de troca catiônica (cmol/kg) | 100-110 | - | 91-107 | - |
| Composição de esmectita (%) | 92 | - | 75-80 | - |
| Material inerte (%) | 8 | - | 20-25 | - |

A Figura 2.9 apresenta o diagrama Condutividade Hidráulica x Porcentagem de Bentonita Adicionada obtida por Gleason et al. (1997). Como visto no gráfico deste diagrama, para cada tipo de areia foi necessária uma quantidade de bentonita para que os valores de condutividade hidráulica fossem menores que 1×10^{-7} cm/s. Esses valores são demonstrados na Figura 2.10.

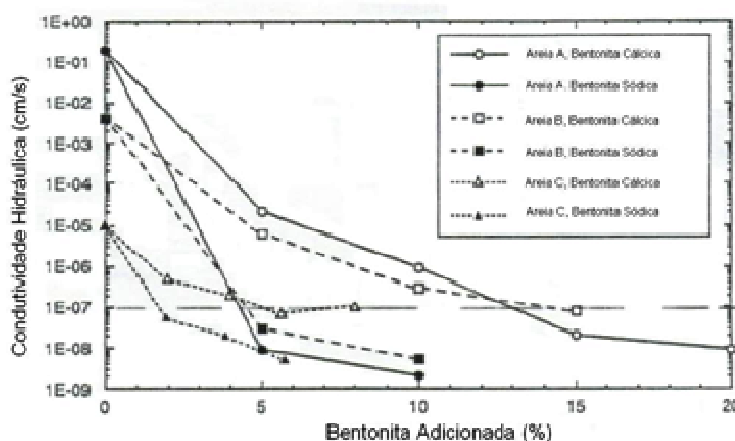


Figura 2.9: Condutividade Hidráulica x Porcentagem de Bentonita Adicionada para misturas de bentonita e areia percoladas com água (Fonte: Gleason et al., 1997).

Segundo os autores, a quantidade de bentonita necessária para se obter um valor de K menor que 1×10^{-7} cm/s variou de aproximadamente 2 a 4,5% para bentonitas sódicas e de 5 a 15% para bentonitas cálcicas, dependendo do tipo de areia utilizada. Conclui-se que foi necessário aproximadamente três vezes mais bentonita cálcica quando comparado à bentonita sódica para se obter o mesmo valor de K .

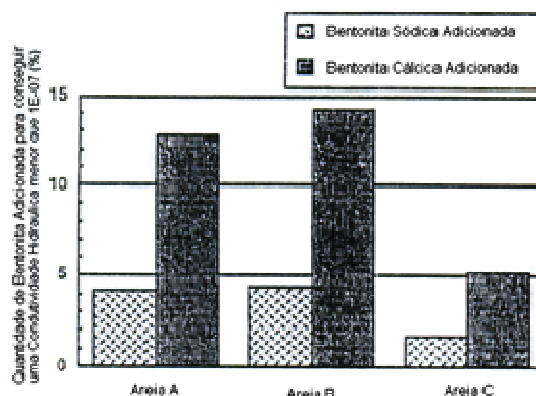


Figura 2.10: Comparação da quantidade de bentonita necessária para alcançar uma condutividade hidráulica menor que 1×10^{-7} cm/s em misturas de areia-bentonita (Fonte: Gleason et al., 1997).

Segundo Chapuis (1990), para se projetar um sistema basal de selagem com a mistura areia-bentonita é necessário se verificar a melhor proporção destes materiais. Como este processo demanda bastante tempo, o referido autor propôs um método para a previsão da condutividade hidráulica da mistura areia-bentonita a partir de alguns parâmetros, tais como: distribuição granulométrica, curva de compactação Proctor Normal, teor de bentonita e grau de saturação.

Chapuis (op cit) analisou os resultados de ensaios em 45 amostras de areia-bentonita, nas quais a quantidade de bentonita variou de 0 a 33,3%. O teor de bentonita, y , foi definido como a razão entre o peso seco de bentonita, B , pelo peso seco da areia, S , ou seja, $y = B/S$. A maioria das amostras analisadas eram areias uniformes, com 2 a 15% de finos não plásticos.

Correlações feitas entre a condutividade hidráulica e os parâmetros porosidade total (n), y e teor de finos não mostraram bons resultados. A correlação que apresentou melhores resultados foi entre K e a porosidade eficiente (n^*), a qual é definida a seguir.

Segundo Chapuis (1990), n^* representa os vazios da mistura disponíveis para a percolação da água facilmente drenável (do inglês: *fast-moving water*) e pode ser expressa pela Equação 2.1:

$$n^* = nS_r - x(V_b/V_a) \quad (2.1)$$

onde S_r é o grau de saturação da mistura, x um coeficiente de proporcionalidade, V_b é o volume da bentonita e V_a o volume da areia. O primeiro termo desta equação (nS_r) se refere ao teor de umidade volumétrica (θ), que representa a razão entre o volume de água e o volume total do meio poroso. Por sua vez, o segundo termo (xV_b/V_a) representa o volume da água que não pode ser drenada facilmente devido à atração exercida pela bentonita.

Como afirma Chapuis (op cit), a porosidade eficiente se diferencia da porosidade efetiva (n_e), na medida em que esta última considera todo o espaço dos poros interconectados. Desta forma, $n^* < n_e$.

Ao se desprezar o fluxo da água pouco drenável (do inglês: *slow-moving water*), há correlação direta entre K e n^* . Considerando x igual a 2, Chapuis (op cit) analisou esta correlação, obtendo o gráfico mostrado na Figura 2.11.

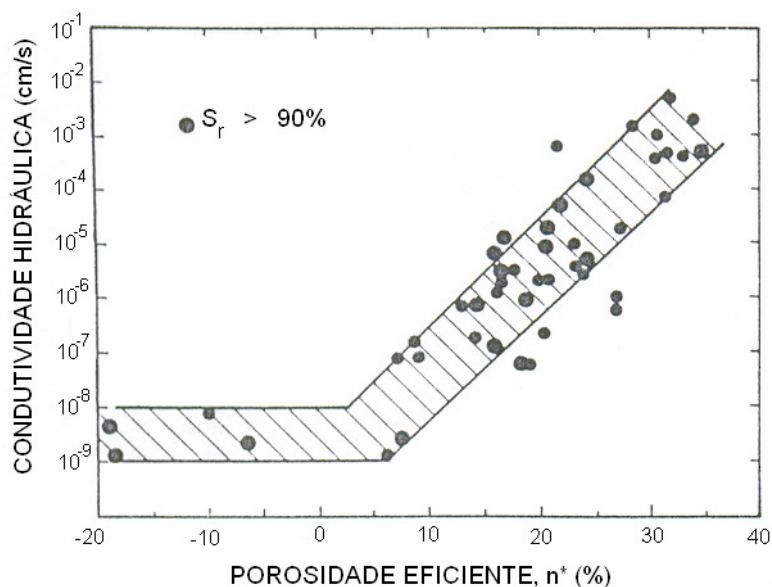


Figura 2.11: Correlação entre K e n^* (Fonte: Chapuis, 1990).

Quando n^* é negativo significa que toda a água presente é pouco drenável e se infiltra na bentonita. Neste caso, a condutividade hidráulica da mistura é similar à da bentonita pura, que é regularmente distribuída para preencher todos os espaços vazios.

Chapuis (op cit) afirma que para o projeto preliminar de um sistema basal de selagem é usual prever a quantidade necessária de bentonita. Esta previsão ajudará a

selecionar o solo a ser usado na mistura e a estudar como as heterogeneidades de campo poderão influenciar a performance global em termos de condutividade hidráulica.

Após o projeto preliminar e as análises de custo, ensaios de laboratório deverão ser realizados para se obter a relação $K(B/S)$ para os materiais selecionados e então prever a performance *in situ*. A partir disso foram desenvolvidos dois métodos para prever a quantidade de bentonita necessária.

O primeiro método leva em conta que uma mistura de bentonita e areia tem um peso específico máximo no método do Proctor Modificado um pouco maior que o da areia pura. Consequentemente, o valor de K pode ser previsto a partir do n da areia pura nas condições do Proctor Modificado, associado com $S_r = 100\%$ e assumindo que tais condições levam a um valor de n^* próximo ao dos ensaios de condutividade hidráulica no aparelho triaxial com misturas de solo bentonita. Assim, este método pode prever o valor de K para um número limitado de misturas nas quais o valor de n da areia pura seja disponível. A equação da porosidade efetiva prevista (n^*_{prev}) para este modelo é a seguinte:

$$n^*_{prev} = n_{areia}(S_r = 100\%) - 2V_b/V_a \quad (2.2)$$

donde,

$$\log K_{prev} = 20(n^*_{prev} - 0,45) \quad (2.3)$$

sendo K_{prev} a condutividade hidráulica prevista com um valor prático de K mínimo de 5×10^{-9} cm/s, baseado nos valores de K da bentonita pura na faixa de 10^{-8} a 10^{-9} cm/s.

Comparando-se os resultados desta previsão com os resultados dos ensaios de condutividade hidráulica em laboratório, pode-se concluir que os valores foram razoavelmente próximos para $S_r > 90\%$.

O segundo método parte da proposição que o valor de nS_r da mistura no campo (ou em um permeâmetro no qual a expansão é permitida) é maior que o nS_r obtido da areia pura quando ensaiada em um permeâmetro. Obteve-se que o aumento no campo de

nS_r pode ser aproximado pelo valor de B/S para misturas inicialmente compactadas com um $\rho_d > 95\%$ do Proctor Modificado. Assim obtém-se a equação 2.4:

$$n^*_{prev} = n_{areia} S_{r,areia} + B/S - 2V_b/V_a \quad (2.4)$$

e a equação para a previsão de K é

$$\log K_{prev} = 20(n^*_{prev} - 0,52) \quad (2.5)$$

Comparando-se os resultados deste método com os dos ensaios de laboratório, os valores estão dentro da ordem de grandeza do valor de K experimental e para $S_r < 90\%$ não houve nenhuma tendência.

2.1.4- Misturas solo laterítico + bentonita

Devido à necessidade de solos de baixa condutividade hidráulica em obras do Havaí, EUA, Anderson e Hee (1995) avaliaram misturas de solos lateríticos e bentonitas para uso em sistemas de selagem. Estudando amostras puras destes solos, sendo estas compactadas próximo ao teor de umidade ótima, os autores obtiveram um K próximo de 2×10^{-6} cm/s.

As proporções de bentonita misturadas em dois tipos de solos lateríticos foram de 2,5% e 5%. Realizaram-se ensaios de condutividade hidráulica em permeâmetros de parede flexível, de expansibilidade e de pressão de expansão.

Comparando-se os resultados dos ensaios de compactação, nota-se que a adição de bentonita teve uma leve influência na forma da curva de compactação, mas o teor de umidade ótimo e o peso específico seco máximo mantiveram-se essencialmente inalterados.

Nos ensaios de condutividade hidráulica em equipamento triaxial, as amostras compactadas foram saturadas por contrapressão. Este processo levou aproximadamente 12 horas e a contrapressão utilizada foi de 450 kPa, alcançando-se um parâmetro B da ordem 0,97. As tensões confinantes utilizadas foram 10, 50 e 100 kPa.

Os valores de K obtidos variaram de $3,1 \times 10^{-5}$ cm/s, para uma amostra de solo natural compactada em tensão confinante de 10 kPa, a $4,4 \times 10^{-9}$ cm/s, para uma amostra com 5% de bentonita e tensão confinante de 50 kPa. Observou-se também que o aumento da tensão confinante de 10 kPa para 50 kPa reduziu o valor de K de uma mesma amostra em pelo menos 10 vezes.

Os autores acima referidos verificaram que a influência da adição de bentonita não é linear, pois a adição de 2,5% de bentonita causou uma redução muito maior que a adição de 5% de bentonita.

Através destes resultados, Anderson e Hee (1995) concluíram que os solos lateríticos por eles estudados poderiam ser utilizados na construção de aterros, embora a adição de mais de 5% de bentonita sódica seria necessária para aplicações cuja tensão confinante fosse menor que 50 kPa.

2.2- CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA EM MEIOS POROSOS

Em vários ramos das geociências a correta caracterização das condições de fluxo aquoso é imprescindível. Como exemplo cita-se a mecânica dos solos, onde os valores de K para solos saturados e não saturados têm grande aplicabilidade nos modelos de comportamento; a hidrogeologia, onde a determinação do regime de fluxo aquoso se aplica à avaliação da recarga de aquíferos e das potencialidades de exploração da água subterrânea, etc.; a agronomia, onde os valores de K influenciam nos projetos de irrigação e na avaliação da fertilidade e erodibilidade dos solos.

Em geotecnia ambiental, a determinação da condutividade hidráulica dos solos compactados é requisito básico para a segurança construtiva e operacional de sistemas selantes basais e de cobertura (dos termos em inglês, *liners* e *cover systems*) em obras para disposição e contenção de resíduos. Segundo Tavenas et al. (1983) sua importância se dá ao fato que esta define a taxa de fluxo e a velocidade de percolação da água ou de materiais nocivos através da camada de solo.

Diversos autores estabeleceram como patamar mínimo de segurança para estes sistemas valores de K da ordem de 10^{-7} cm/s. Com vista a uma correta regulamentação normativa, a agência de proteção ambiental norte-americana (EPA) adotou então este

valor como norma técnica para construção de sistemas selantes sítios de disposição de resíduos sólidos urbanos. Através do documento EPA/530-SW-86-007 (Goldman et al., 1988), este órgão recomenda a realização de ensaios de condutividade hidráulica como parte do programa de controle de qualidade pré-construção para sistemas de selagem que empregam materiais naturais para a contenção de rejeitos perigosos.

Farinha (1998) cita valores de condutividade hidráulica de normas regulatórias da Alemanha ($K \leq 10^{-7}$ cm/s), Reino Unido ($K \leq 10^{-5}$ cm/s), Áustria ($K \leq 10^{-7}$ cm/s) e Itália ($K < 10^{-4}$ cm/s).

Vários tipos de ensaios se prestam à determinação da condutividade hidráulica, os quais podem ser realizados em campo ou em laboratório. Neste capítulo tratar-se-á sobre alguns dos vários aspectos pertinentes à realização de ensaios de laboratório.

Primeiramente serão abordados alguns aspectos teóricos relacionados à origem, definição e utilização dos termos envolvidos, abrangendo-se também alguns fatores intervenientes na avaliação deste parâmetro. Segue-se com a descrição dos principais tipos de ensaios de laboratório.

2.2.1- Conceitos

Baseado em resultados de ensaios de fluxo aquoso em filtros de areia saturados com água, Darcy (1856), citado em Freeze e Cherry (1979), formulou uma relação empírica que estabelece a taxa de fluxo ou vazão unidimensional (Q) [L^3T^{-1}] em função da condutividade hidráulica (K), do gradiente hidráulico (i) e da área da secção do conduto na direção transversal ao fluxo, como mostra a equação (2.6).

$$Q = K \frac{\Delta h}{l} A = KiA \quad (2.6)$$

onde $K [LT^{-1}]$ representa a condutividade hidráulica, Δh representa a diferença de carga hidráulica [L], l o comprimento do meio poroso na direção longitudinal ao fluxo e A é a área seccional transversal perpendicular à direção do fluxo.

Dividindo-se Q por A obtém-se o coeficiente q , que representa a taxa volumétrica de fluxo [L^3/L^2T], que também possui dimensões de velocidade [LT^{-1}]. Tal coeficiente recebe várias denominações, tais como vazão específica, velocidade de Darcy e outras. Nesta Dissertação o coeficiente q será denominado de vazão específica. Sendo o gradiente hidráulico denominado de i , a equação (2.7) descreve este coeficiente.

$$q = -Ki \quad (2.7)$$

Daniel (1994) atenta para a confusão entre os termos ligados ao fluxo de fluidos em meios porosos, argumentando que tradicionalmente os engenheiros civis substituem o termo condutividade hidráulica por coeficiente de permeabilidade. O autor citado salienta que seria proveitosa uma diferenciação em função de uma padronização entre as várias ciências afins, e também para não haver confusão com a permeabilidade intrínseca, k [L^2] um parâmetro diferente, definido por uma equação também diferente.

Freeze e Cherry (1979) citam que o coeficiente de permeabilidade (permeabilidade intrínseca ou específica) é dependente somente das características do meio, enquanto a condutividade hidráulica relaciona-se não somente ao meio percolado, mas também à densidade e à viscosidade do fluido, como mostram as equações (2.8) e (2.9).

$$k = C d^2 \quad (2.8)$$

$$K = \frac{k\rho g}{\mu} = \frac{k\gamma}{\mu} \quad (2.9)$$

Na equação (2.8) k é a permeabilidade intrínseca [L^2], C é uma outra constante de permeabilidade que considera algumas propriedades do meio poroso que também afetam o fluxo, como as diferenças granulométricas, o grau de esfericidade e a natureza do empacotamento e d [L] é o diâmetro do recipiente ou do canal do poro percolado. Na equação (2.9) o termo K é a condutividade hidráulica [LT^{-1}], ρ é a densidade do

fluido percolado $[ML^{-3}]$, μ é o coeficiente de viscosidade dinâmica do fluido $[FL^{-2}T^{-1}]$, g é a aceleração da gravidade $[L^2T^{-1}]$ e γ é o peso específico do fluido $[FL^{-3}]$.

O parâmetro k possui grande utilização em situações onde há fluxo de vários fluidos ao mesmo tempo, pois, como visto na equação 2.8, ele leva em consideração somente as propriedades do meio. Tendo-se K , ρ (ou $\gamma=\rho g$) e μ é possível se estimar k através da equação 2.9.

Seria interessante citar que a “Lei de Darcy” sugere uma relação linear entre a vazão específica (q) e o gradiente hidráulico (i), sendo que esta relação somente será válida em condições de fluxo laminar (Domenico e Schwartz, 1990).

A partir disto, Tavenas et al. (1983) mencionam que a validade da Lei de Darcy, para alguns autores, não é claramente estabelecida, pois há a possibilidade da relação gradiente/velocidade não ser linear ou a existência de um gradiente inicial inferior no qual nenhum fluxo poderia ocorrer. Estes autores citam ainda que mediante a possibilidade da validade de tal relação alguns dados não são bem definidos ainda, como os parâmetros determinantes da magnitude de K , a variação de K com o índice de vazios ou a importância da anisotropia de solos naturais na condutividade hidráulica.

Deste modo, Tavenas et al. (1983) desenvolveram um amplo programa de pesquisas sobre a permeabilidade de argilas naturais na Laval University, Canadá. Os resultados de tais pesquisas confirmaram a validade da Lei de Darcy, mas verificaram também que a ocorrência inevitável de uma consolidação/expansão secundária nas amostras impossibilitou a checagem da validade de tal lei sobre gradientes muito baixos.

Segundo Fetter (1994), fluxo laminar é aquele onde o movimento do fluido é dominado por forças viscosas, e normalmente verifica-se esta condição em baixas velocidades, onde a energia cinética promovida pelo movimento ainda é baixa. À medida que a velocidade aumenta, o fluxo passa a possuir maior energia cinética, sendo então denominado de fluxo turbulento. A equação (2.10) relaciona os quatro fatores que determinam se o fluxo será turbulento ou laminar através do “Número de Reynolds” (R):

$$R = \frac{\rho q d}{\mu} \quad (2.10)$$

Fetter (1994) cita que através de experimentos, Linquist (1933) e Rose (1945a, b) verificaram que as condições ideais para fluxo laminar são em valores de R de 1 a 10. Freeze e Cherry (1979) representam a validade da Lei de Darcy segundo a Figura 2.12.

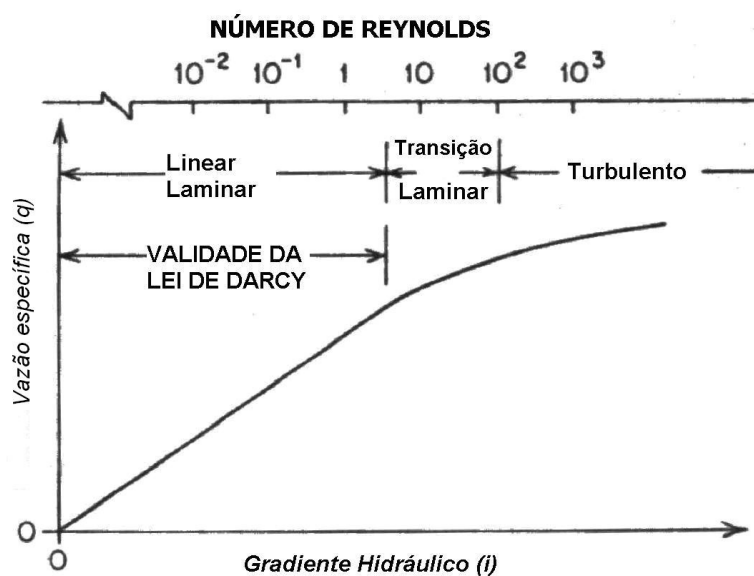


Figura 2.12: Condições de validade da Lei de Darcy (Fonte: Freeze e Cherry, 1979).

2.2.2- Fatores Intervenientes

Lambe (1958) investiga alguns dos principais fatores intervenientes na capacidade dos solos argilosos compactados em conduzir água. Subseqüentemente outros trabalhos foram dedicados ao mesmo assunto, na tentativa de se analisar com mais profundidade os parâmetros já citados, ou mesmo reunir outros fatores influentes. Dentre eles podem ser citados Mitchell et al. (1965), Barden e Sides (1970), Garcia-Bengochea et al. (1979), Tavenas et al. (1983), Boyton e Daniel (1985), Acar e Olivieri (1989), Benson e Daniel (1990), Benson et al. (1994), Sharma e Lewis (1994).

De maneira geral os fatores que influenciam a passagem de fluidos dependem das propriedades do solo e das propriedades dos fluidos percolantes.

• Propriedades do solo

Lambe (1958), investigando o comportamento de solos finos quanto à passagem de água, reuniu alguns dos principais parâmetros que exercem influência na condutividade hidráulica: (1) composição do solo; (2) características de permeabilidade; (3) índice de vazios; (4) estrutura e (5) grau de saturação.

Boyton e Daniel (1985) e Sharma e Lewis (1994) também enumeram alguns fatores, a saber: teor de umidade; grau de saturação; método e energia de compactação; gradiente hidráulico; tamanhos dos agregados de argila; distribuição dos tamanhos dos poros; grau de compactação; substâncias químicas do fluido percolante; índice de vazios e idade da amostra em estudo.

A composição do solo tem influência significativa na permeabilidade dos solos finamente graduados, como citado por Sharma e Lewis (1994). Eles mostraram que a montmorilonita possui uma condutividade hidráulica menor que a caulinita devido a dois fatores, que seriam: a montmorilonita possui maior superfície específica que a caulinita e também uma maior capacidade de troca catiônica. Devido a estes fatores pode-se explicar o motivo pelo qual a condutividade hidráulica da montmorilonita cálcica é maior que a da montmorilonita sódica.

Sharma e Lewis (1994) citam ainda que para solos finamente graduados a estrutura possui um papel importante no controle da condutividade hidráulica. Segundo os autores, quanto mais flokulada for a estrutura, maior será a condutividade hidráulica e vice-versa. Isto explica porque solos compactados na umidade ótima possuem maior condutividade hidráulica que solos compactados um pouco acima desta umidade. Sabe-se que em maiores teores de umidade há maior dispersão das partículas finas dos solos.

Através de ensaios de condutividade hidráulica em permeômetros com célula de adensamento, Lambe (1954) verificou a seguinte ordem de valores de K para diferentes tipos de argilas: montmorilonita sódica < montmorilonita cálcica < atapulgita < caulinita. Benson et al. (1994) argumentam que esta tipologia é compatível com a

plasticidade das argilas envolvidas e, portanto, uma relação inversamente proporcional pode ser estabelecida entre a condutividade hidráulica e os Limites de Atteberg.

Com relação à granulometria, é intuitivo o fato de que se estabeleçam menores valores de K para solos mais finos, devido à diminuição do tamanho dos canais dos poros. Menores valores de K são obtidos também em solos bem graduados (mal selecionados), onde as argilas comandam o comportamento hidráulico da matriz (Benson et al., 1994).

Um fator que influencia profundamente as características de condutividade hidráulica dos solos finos é a estrutura. O arranjo dos grãos proporciona aberturas pelas quais os fluídos percolam. Mitchell (1993) cita três níveis de arranjo quando se considera a condutividade hidráulica de solos finos, como descritos a seguir:

- *microfábrica*: corresponde aos agregados regulares de grãos e pequenos espaços vazios não maiores que $1\ \mu\text{m}$ dentro destes agregados (poros intra-agregados), onde há pouca possibilidade de fluxo;
- *minifábrica*: contém estes agregados e os poros entre eles (poros interagregados), sendo que estes poros normalmente possuem diversas dezenas de micrômetros;
- *macrofábrica*: que se constitui nas laminações, fissuras, rachaduras, buracos de raízes, que correspondem aos poros transagregados ou macroporos, através dos quais o fluxo é tão alto que obscurece o fluxo pelos outros tipos de poros.

Benson e Daniel (1990) analisam a influência dos agregados de argila sobre a condutividade hidráulica de solos compactados para aplicações geoambientais, argumentando que somente a destruição dos agregados e dos espaços entre eles dará margem a valores aceitáveis de condutividade hidráulica. Segundo os autores, isto será obtido através de uma compactação adequada.

• Propriedades dos fluidos percolantes

A equação (2.9) demonstra a dependência da condutividade hidráulica em relação à massa específica (ρ) e à viscosidade dinâmica (μ) do fluido percolante.

Sharma e Lewis (1994) citam que para solos arenosos, somente a análise destes parâmetros é suficiente para a avaliação da percolação, porém para solos argilosos fatores físico-químicos podem influenciar significativamente os valores de K , tais como a constante dielétrica, a concentração eletrolítica, a troca catiônica etc.

Quando em contato com as partículas finas do solo, os diferentes fluidos podem reagir com a fase sólida, muitas vezes alterando toda a estrutura do sistema. Podem acontecer reações de floculação, dissolução mineral, sorção e etc., modificando as condições de percolação. A previsão da ocorrência destas reações é de especial importância no estudo da compatibilidade entre as barreiras selantes e os fluidos dispostos. Este assunto será visto com maior detalhe no item 2.3.

2.2.3- Ensaios de condutividade hidráulica em laboratório

A praticidade, o baixo custo e o alto nível de controle das variáveis justificam a grande utilização dos ensaios laboratoriais para a determinação de K . Todavia, para a efetividade dos resultados, condições especiais são assumidas, que muitas vezes podem não representar verdadeiramente os aspectos presentes em campo.

Uma questão importante refere-se à representatividade das amostras colhidas para ensaios de laboratório, principalmente em termos dos macroporos.

Portanto, ressalta-se a necessidade de um cuidado especial quando da extrapolação dos resultados de laboratório para casos reais. Ensaios de campo terão sempre muita utilidade, na medida em que podem representar melhor as condições de fluxo.

Em laboratório, o parâmetro K pode ser determinado através de aparatos semelhantes àquele construído por Henry Darcy, em 1856.

Quanto aos procedimentos de ensaio, dois tipos de gradientes hidráulicos são impostos: constante e variável.

Como denotado pelo nome, um gradiente constante (i) é imposto a uma amostra de comprimento (l) e área transversal ao fluxo (A), durante um determinado tempo (t). A determinação de K normalmente é feita quando se verifica vazão contínua pela amostra,

representada pela relação volume coletado (V_c) sobre tempo, como mostra a equação (2.11).

$$K = \frac{Q}{iA} = \frac{V_c/t}{\Delta h/l A} = \frac{V_c}{t} \frac{l}{A \Delta h} \quad (2.11)$$

No ensaio de carga variável, a queda de carga dentro do tubo de área a que alimenta de fluido a amostra é determinada através de buretas ou outro dispositivo qualquer de mensuração de volume. Esta queda é representada pela altura inicial da coluna de fluido (h_0) e por sua altura final (h_t), segundo as seguintes equações:

$$K = 2,3 \frac{al}{A \Delta t} \log_{10} \frac{h_0}{h_t} \quad \text{ou} \quad K = \frac{al}{At} \ln \frac{h_0}{h_t} \quad (2.12)$$

Os ensaios de carga constante se aplicam mais às amostras bastante permeáveis, onde se obtém um fluxo mensurável e constante em pouco tempo. Amostras pouco permeáveis, como é o caso de materiais argilosos, demandam longos períodos até que se estabeleça um fluxo contínuo pela amostra, situação onde as condições de carga variável são mais adequadas para obtenção de K , devido à rapidez da mensuração.

De maneira geral, dois tipos de equipamentos são utilizados: permeâmetros de parede rígida (do inglês: *rigid-wall permeameters*) e permeâmetros de parede flexível (do inglês: *flexible-wall permeameters*).

Daniel (1994) faz um apanhado geral sobre os dois tipos de equipamentos, discorrendo sobre detalhes construtivos, procedimentos de ensaio, aplicações e indicações de uso. Aspectos sobre alguns dos equipamentos descritos no trabalho citado serão apresentados a seguir.

• Permeâmetros de Parede Rígida

Genericamente pode-se dizer que são tubos rígidos, fixados nas extremidades inferior e/ou superior por chapas conectadas através de parafusos. Os tubos podem ser

constituídos por materiais metálicos ou plásticos. Recomenda-se a utilização de materiais que não sofram nenhum tipo de alteração em função do líquido percolado. Pode-se impor um fluxo em ambas as direções (ascendente ou descendente), a depender do tipo de ensaio escolhido. A Figura 2.13 mostra um esquema geral de um permeâmetro de parede rígida.

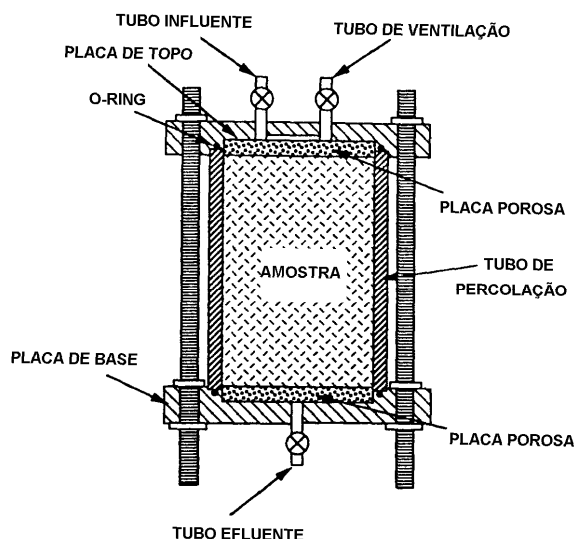


Figura 2.13: Esquema construtivo de um Permeâmetro de Parede Rígida segundo Daniel (1994).

Daniel (1994) subdivide os permeâmetros de parede rígida em quatro tipos básicos: (1) moldes de compactação; (2) células de adensamento; (3) tubo amostrador e (4) tubo superdimensionado. Esquemas construtivos de alguns destes aparatos podem ser encontrados no trabalho anteriormente referido.

Nos permeâmetros do tipo 1 utiliza-se o próprio tubo de percolação para a compactação da amostra. Uma atenção especial deve ser dada a possíveis vazamentos laterais na interface tubo/amostra. Nos equipamentos do tipo 2, um pistão é posicionado acima do solo para que seja possível a aplicação de uma tensão que o adensará. O ensaio poderá ser executado de duas maneiras: (a) o solo pode ser adensado e o valor de K será computado da taxa de adensamento imposta; (b) o solo pode ser permeado diretamente. A Figura 2.14 mostra um esquema construtivo de um permeâmetro com célula de adensamento.

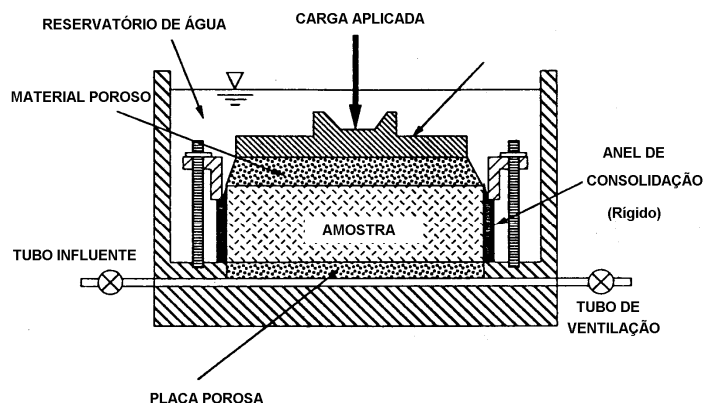


Figura 2.14: Esquema construtivo de um Permeâmetro com Célula de Adensamento, segundo Daniel (1994).

O tipo 3 se refere ao ensaio realizado diretamente em amostras indeformadas de solo, retiradas por meio de um tubo amostrador de parede fina (exemplo: Tubo Shelby). Normalmente um grande risco de vazamentos laterais está associado a este tipo de ensaio, uma vez que a presença de materiais mais grosseiros (cascalhos) induz a formação de espaços vazios entre a parede do tubo e a amostra, onde conseqüentemente haverá maior percolação.

O permeâmetro com o tubo superdimensionado (tipo 4) utiliza um material selante em torno da amostra. Daniel (1994) utilizou este tipo de permeâmetro para ensaios com solo-cimento, e os únicos problemas encontrados referem-se a defeitos no material selante (bentonita) (Figura 2.15).

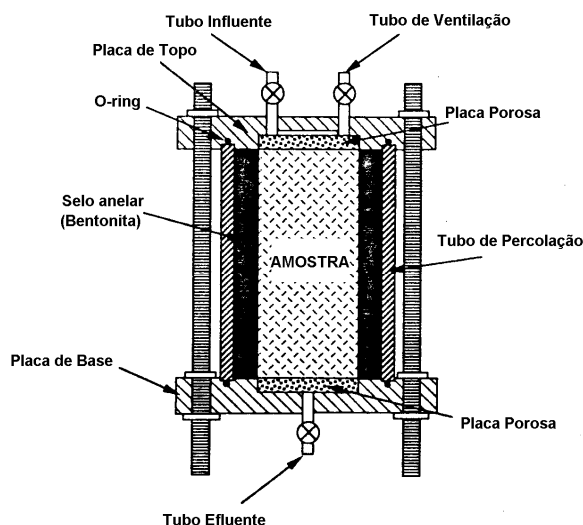


Figura 2.15: Esquema construtivo de um Permeâmetro com Tubo Superdimensionado segundo Daniel (1994).

• Permeâmetros de Parede Flexível

Neste tipo de equipamento a amostra é confinada por material poroso nas extremidades superior e inferior e por uma membrana de látex na porção lateral. Tubos superiores e inferiores são responsáveis pela drenagem dos fluídos percolantes, à medida que se aplicam pressões triaxiais ao conjunto. A saturação da amostra é feita por contrapressão, sendo que a condutividade hidráulica é obtida através da mensuração de pequenas vazões ao longo do tempo.

A Figura 2.16 mostra o esquema de um aparato simples de permeabilidade com parede flexível. Mais detalhes sobre equipamentos e procedimentos de ensaio poderão ser obtidos nas Normas ASTM D5084 e NBR 14545.

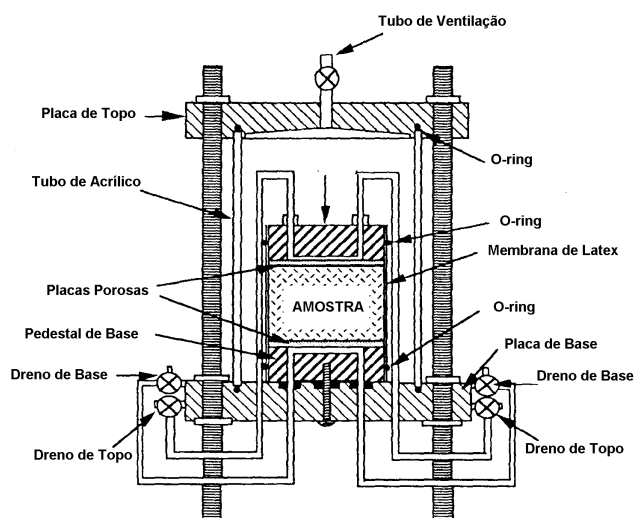


Figura 2.16: Esquema construtivo de um Permeâmetro de Parede Flexível segundo Daniel (1994).

Salienta-se que os dois tipos de ensaio podem fornecer bons resultados, sendo que a escolha de um ou outro dependerá de fatores como custo, tempo de execução, disponibilidade dos equipamentos, etc. Daniel (1994) resume algumas das principais desvantagens dos permeômetros de parede rígida e flexível, como se pode observar na Tabela 2.5.

Tabela 2.5: Vantagens e desvantagens dos permeâmetros de parede rígida e flexível
(Fonte: Daniel, 1994).

| Tipo de permeâmetro | Principais vantagens | Principais desvantagens |
|---------------------|--|--|
| Parede rígida | <ul style="list-style-type: none"> - simplicidade de construção e operação; - baixo custo; - grandes permeâmetros podem ser construídos convenientemente; - vários tipos de materiais podem ser utilizados para a construção do equipamento; - expansão vertical irrestrita; - se desejado, uma tensão vertical nula pode ser conferida ao ensaio. | <ul style="list-style-type: none"> - possíveis vazamentos laterais; - falta de controle das tensões horizontais; - se houver contração da amostra provavelmente ocorrerá vazamento lateral; - falta de controle do grau de saturação; - a saturação via contrapressão é deficiente; - tempos longos de ensaios p/ materiais de baixa condutividade hidráulica. |
| Parede flexível | <ul style="list-style-type: none"> - saturação por contrapressão; - confirmação do grau de saturação através do coeficiente B; - capacidade de controle das tensões envolvidas; - vazamento lateral improvável, mesmo para superfícies ásperas das amostras; - tempos menores de ensaio para materiais com baixa condutividade hidráulica. | <ul style="list-style-type: none"> - alto custo do equipamento de ensaio; - necessidade da aplicação de tensões triaxiais; - problemas de compatibilidade química com certos líquidos; - operação mais complicada; - dificuldade em se realizar ensaios a baixas tensões compressivas. |

Daniel (1994) compara alguns resultados de condutividade hidráulica (água como fluido percolante) obtidos de permeâmetros de parede rígida e de parede flexível produzidos por ele e alguns de seus alunos (Figura 2.17). Ele conclui que são mínimas as diferenças, destacando que os ensaios executados em permeâmetros de parede rígida foram feitos com água deaerada, em condições de vazão estável.

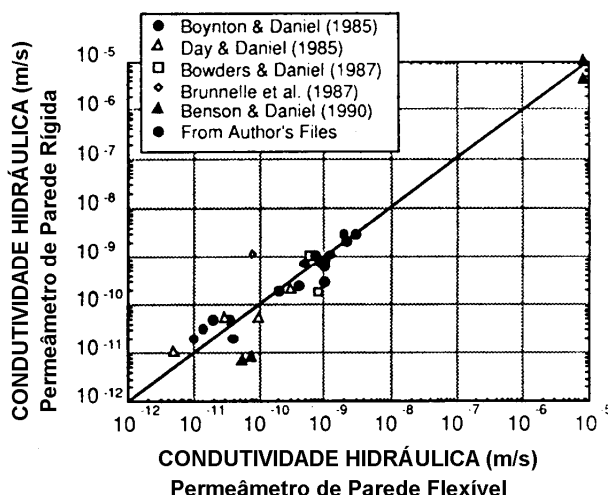


Figura 2.17: Comparação de alguns resultados obtidos de permeâmetros de parede rígida e flexível compilados por Daniel (1994).

2.3- INTERAÇÕES QUÍMICAS SOLO FLUIDOS

Diversos processos químicos e físico-químicos podem ocorrer quando do contato do solo com soluções contaminadas. Geralmente essas reações causam um retardamento no transporte de poluentes em solos. As reações de sorção, precipitação e complexação podem causar uma transferência real do poluente da fase líquida para a fase sólida.

Outros processos, tais como óxido-redução, hidrólise etc., podem atuar de duas formas: seja afetando a disponibilidade dos poluentes para os processos de transferência ou alterando a forma do poluente, aumentando ou diminuindo seus efeitos de contaminação.

As atividades biológicas também podem atuar tanto nos processos de transferência, quanto no processo de óxido-redução. Em geral, transferências para a fase sólida não são permanentes e alterações do ambiente químico do solo podem resultar num aumento da mobilidade de poluentes transferidos para a fase sólida.

As barreiras argilosas de sistemas de selagem em sítios de disposição de resíduos podem sofrer interações químicas com os fluidos dispostos, já que geralmente as argilas são muito reativas.

Estas interações podem resultar em alterações nas propriedades físicas dos materiais, podendo influir em suas propriedades geotécnicas, como resistência, condutividade hidráulica, expansão/contração etc.

Para prever estas reações são realizados ensaios em laboratório, nos quais amostras de solo são submetidas a diferentes fluidos, envolvendo quatro classes principais de substâncias: fluidos orgânicos, soluções ácidas, básicas e salinas. Diversos autores realizaram este tipo de trabalho, avaliando os meios mais reativos, bem como as concentrações necessárias para afetar a integridade do solo.

Shackelford (1994) apresenta o seguinte organograma que classifica os líquidos quanto a sua natureza:

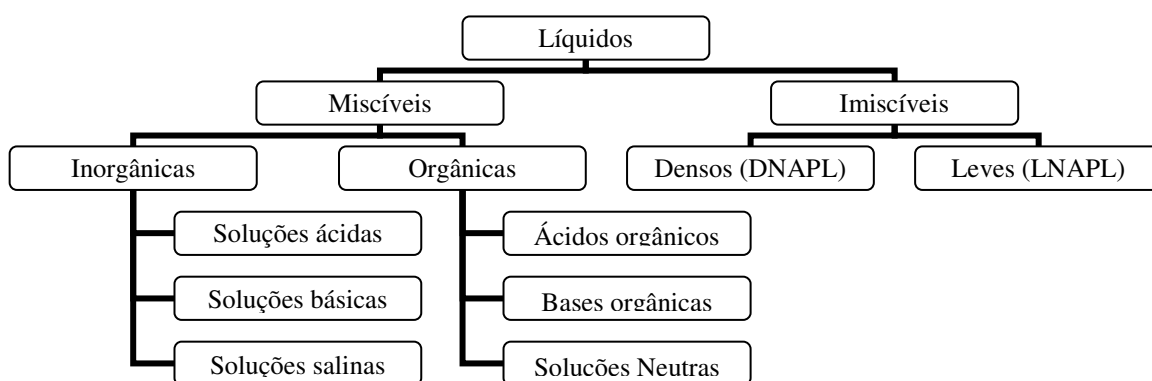


Figura 2.18: Classificação de líquidos agressores (Fonte: Shackelford, 1994).

2.3.1- Soluções ácidas

Shackelford (1994) realizou ensaios de sedimentação nos quais submeteu amostras de argila a uma solução ácida (HCl) em diferentes concentrações (1M, 0,1M e 0,01M). Ele verificou uma elevada variação na altura de sedimentação, até mesmo quando utilizadas pequenas quantidades de HCl. Seus estudos mostram que em valores de pH abaixo de dois há agressão significativa do solo. Segundo Daniel (1994), um decréscimo do pH facilita a dissociação dos constituintes minerais, havendo a possibilidade de um aumento na condutividade hidráulica.

Shackelford (1994) observou também que a montmorilonita é o tipo de argila que mais sofre agressão quando submetida em meio ácido, ao contrário do que acontece com as outras soluções (básicas e salinas), onde a maior influência se dá na argila caulinita.

Peterson e Gee (1985) concluíram que soluções ácidas provenientes do beneficiamento de urânio não conferiram aumentos significativos nos valores de K de barreiras de materiais naturais como era esperado, mas sim um decréscimo com o tempo. Os autores argumentaram que a precipitação de novas substâncias e a dispersão das partículas foram as causas do fenômeno.

Cancelli et al. (1994) citam que ácidos podem dissolver o alumínio e metais alcalinos e que ácidos inorgânicos fortes (por ex.: HCl) provocam maior dissolução que os ácidos orgânicos. Cancelli et al. (1994) afirmam ainda que somente há a destruição e a completa dissolução da estrutura mineral se o contato do solo com o ácido for por longo tempo e severo.

2.3.2- Soluções básicas

Diversos autores realizaram experiências utilizando soluções de NaOH, buscando verificar a sua influência sobre várias argilas. Os resultados obtidos mostraram que as argilas do tipo caulinita sofreram mudanças consideráveis e que a montmorilonita foi a que possuiu a menor reatividade química.

Shackelford (1994) também realizou ensaios submetendo amostras de argila a soluções básicas, no caso NaOH nas concentrações de 1,0, 0,1 e 0,01 M (pH 12; 12,8 e 13,3, respectivamente). Ele verificou que estas soluções influenciaram na altura de sedimentação do solo, mas que isso ocorria somente para grande quantidade de solução, ao contrário de soluções ácidas ou para pH's acima de 12.

Experimentos com soluções percolantes de NaOH (4%) realizados por Pavilonsky (1985), citado em Yong et al. (1992), revelaram aumentos da ordem de 0,3% na condutividade hidráulica relativa (K_{fluido} / K_{H_2O}) em solos.

2.3.3- Soluções salinas

Shackelford (1994) e Yong et al. (1992) mostram o aumento do valor de K em argilas compactadas 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 elétrica, levando a um decréscimo significativo nas forças de repulsão interpartículas (floculação), devido ao aumento na quantidade de íons Na^+ no fluido.

Mesmo não alterando significativamente o pH natural das soluções, os autores acima referidos notaram que no ensaio de sedimentação as alturas de deposição são bastante influenciadas por soluções salinas, principalmente quando se faz uso de altas concentrações. Shackelford (1994) e Daniel (1994) observaram que estas mudanças são relevantes apenas em argilas do tipo caulinita, sendo desprezível para as demais.

2.3.4- Substâncias orgânicas

Shackelford (1994) realizou trabalhos submetendo argilas compactadas à percolação de fluidos orgânicos diluídos, concluindo que quanto mais próxima a constante dielétrica (D) do fluido percolante em relação à da água ($D=80$), menores serão seus efeitos na integridade da barreira. Este autor cita que líquidos percolantes com constantes dielétricas menores possivelmente causam diminuição na espessura (contração) da camada dupla elétrica das partículas, havendo então sua agregação e floculação, com conseqüente aumento do tamanho dos poros e aumento da condutividade hidráulica.

Daniel e Liljestrand (1984) mostraram que reagentes orgânicos puros podem causar danos à integridade das argilas, com conseqüente aumento do valor de K .

Budhu et al. (1990) compararam vários estudos sobre a condutividade hidráulica de amostras de montmorilonita, caulinita e illita com diferentes fluidos orgânicos, constatando que a comparação dos resultados dos diversos autores estudados não foi muito conclusiva. Segundo Budhu et al. (1990), tal fato se deve talvez a diferenças nas técnicas de mensuração, preparação de amostras, estado de tensão e carga hidráulica. Desta forma estes autores tentaram relatar somente os ensaios nos quais as condições e

os procedimentos foram similares. Eles concluíram que quando solos ricos em argilas são percolados com fluidos orgânicos, a condutividade hidráulica é maior que quando percolados com água, e que quanto menor a constante dielétrica maior a condutividade hidráulica, pois há a floculação da argila. Concluíram também que a condutividade hidráulica aumentou somente quando as soluções apresentaram teores acima de 70% de fluidos orgânicos.

Acar e Olivieri (1989) analisaram o efeito de fluidos orgânicos na estrutura de argilas compactadas e investigaram se as mudanças na condutividade hidráulica poderiam ser previstas com base nas mudanças na estrutura, características do fluido e do argilo-mineral presente. Para a realização dos ensaios de limites de consistência e expansibilidade, os referidos autores utilizaram três tipos de solo: montmorilonita cálcica, montmorilonita sódica e a caulinita (todas adquiridas comercialmente, cujos nomes comerciais são, respectivamente, Southern bentonite Panther Creek, CS-200 e Georgia kaolinite RC-32). Os ensaios de condutividade hidráulica não foram realizados com a montmorilonita sódica.

As características das montmorilonitas estudadas por Acar e Olivieri (1989) foram citadas anteriormente na Tabela 2.1. Visto que a constante dielétrica dos fluidos poderia ser um dos fatores principais que controlam as interações químicas entre os argilominerais e os fluidos, Acar e Olivieri (op cit) decidiram utilizar fluidos orgânicos com uma ampla variação de constante dielétrica. A Tabela 2.6 apresenta as características dos fluidos utilizados por estes autores.

Tabela 2.6: Características dos fluidos utilizados por Acar e Olivieri (1989).

| Composto | Fórmula | ϵ | μ (cP) | γ (g/cm ³) | Momento dipolo (debyes) | pH | Máxima concentração registrada em chorumes (mg/l) | Solubilidade em água (mg/l a 25°C) |
|-----------------------|---|------------|---------------|----------------------------------|-------------------------------|------|---|---------------------------------------|
| Água | H ₂ O | 80,4 | 1,0 | 0,98 | 1,83 | 7,0 | | |
| Etileno-glicol | C ₂ H ₆ O ₂ | 38,66 | 21,0 | 1,11 | 2,2 | | | ∞ |
| Nitrobenzeno | C ₆ H ₅ NO ₂ | 35,74 | 2,03 | 1,2 | 4,22 | 3,9 | 0,73 | 1,9 |
| Etanol | C ₂ H ₆ O | 24,3 | 0,2 | 0,79 | 1,69 | 5,4 | | ∞ |
| Acetona | C ₃ H ₆ O | 20,7 | 0,54 | 0,79 | 1,66 | 6,81 | 42,4 | ∞ |
| Fenol | C ₆ H ₅ OH | 13,13 | 12,7 | 1,06 | 1,45 | 3,5 | 17,0 | 86,34 |
| Anilina | C ₆ H ₆ NH ₂ | 6,9 | 4,4 | 1,02 | 1,55 | | 1,9 | 34,0 |
| Xileno | C ₈ H ₁₀ | 2,5 | 0,81 | 0,87 | 0,4 | | 60,0 | 0,20 |
| Tetracloroetileno | Cl ₂ CCl ₂ | 2,3 | 0,72 | 1,62 | 0 | 5,6 | | 0,02 |
| Tetracloro de carbono | CCl ₄ | 2,24 | 1,5 | 0,97 | 0 | 4,0 | 25,0 | 0,77 |
| Benzeno | C ₆ H ₆ | 2,28 | 0,65 | 0,88 | 0 | 5,65 | 7,4 | 0,77 |
| P-dioxano | C ₄ H ₈ O ₂ | 2,21 | 1,44 | 1,03 | 0,45 | | | ∞ |
| Heptano | C ₇ H ₁₆ | 1,0 | 0,41 | 0,68 | 0 | | | 0,003 |

Legenda: ϵ – constante dielétrica (20°C)

γ – peso específico (20°C)

μ – viscosidade (20°C)

Todas as substâncias referidas na Tabela 2.6 foram utilizadas nos ensaios de limites de consistência e ensaio de expansibilidade, mas apenas o benzeno, o nitrobenzeno, o fenol, a acetona e o p-dioxano foram usados nos ensaios de condutividade hidráulica. A Figura 2.19 mostra os resultados dos ensaios de expansibilidade e a Figura 2.20 apresenta os resultados dos limites de consistência obtidos por Acar e Olivieri (1989). Observa-se que a expansibilidade e o limite de liquidez tenderam a aumentar proporcionalmente com a constante dielétrica, e para fluidos com constante dielétrica menor que 30, as amostras tornaram-se não plásticas.

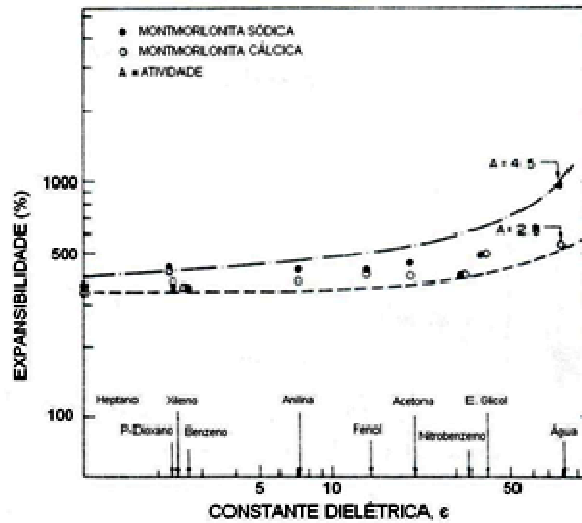


Figura 2.19: Efeitos dos fluidos orgânicos na expansibilidade das montmorilonitas. (Fonte: Acar e Olivieri, 1989).

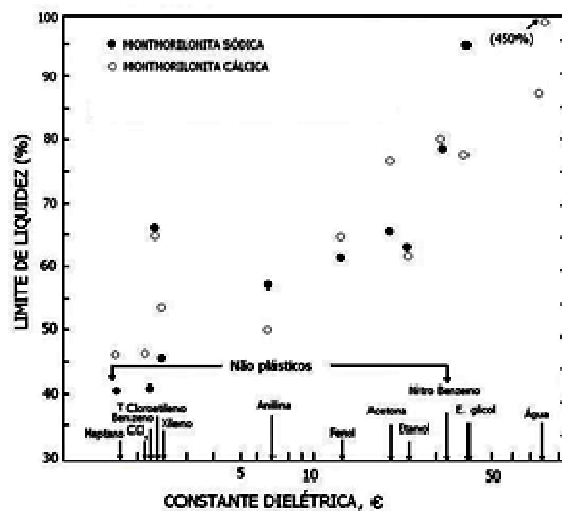


Figura 2.20: Efeitos dos fluidos orgânicos nos limites de consistência das montmorilonitas. (Fonte: Acar e Olivieri, 1989).

Para os ensaios de condutividade hidráulica, Acar e Olivieri (1989) compactaram na energia Proctor Normal seis amostras de montmorilonita cálcica, sendo que o teor de umidade de moldagem foi 60% e o peso específico aparente seco máximo foi de 1 g/cm^3 . A Tabela 2.7 mostra os valores de condutividade hidráulica inicial (K_i) e final (K_f) e sua razão (K_i/K_f) obtidas nos ensaios destes autores.

Tabela 2.7: Valores de condutividade hidráulica para a montmorilonita sódica com diferentes fluidos (Acar e Olivieri, 1989).

| Fluido Percolante | Condutividade Hidráulica x10 ⁻⁸ cm/s | | K _i /K _f |
|-------------------|--|-------------------|--------------------------------|
| | K _i * | K _f | |
| Nitrobenzeno 1 | 0,55 | 0,45 | 0,82 |
| Nitrobenzeno 2 | 0,72 | 0,45 | 0,63 |
| Acetona 1 ** | 0,72 | 0,01 | <0,01 |
| Acetona 2 ** | 0,70 | 0,01 | <0,01 |
| Fenol 1 | 0,77 | 0,21 | 0,27 |
| Fenol 2 | 0,48 | 0,14 | 0,08 |
| P-dioxano 1 | 0,84 | 0,73 | 0,87 |
| P-dioxano 2 | 0,63 | 0,52 | 0,83 |
| Benzeno1 ** | 0,74 | Praticamente zero | <0,01 |

Legenda: * permeabilidade inicial com 0,01 N CaSO₄

** não se conseguiu resultados conclusivos devido à condutividade hidráulica ser menor que 1×10^{-10} cm/s;

Acar e Olivieri (1989) concluíram que:

- As propriedades físicas e a expansibilidade em argilas montmoriloníticas ativas são altamente afetadas pela variação da constante dielétrica do fluido.

- Os resultados indicaram que as mudanças na condutividade hidráulica dos solos compactados quando são percolados por fluidos orgânicos são geradas pela mudança na estrutura, nas características do fluido e interações com o argilomineral. Um conhecimento a respeito dos limites de consistência com o fluido não indicou necessariamente mudanças na condutividade hidráulica. As características do fluido, o tipo de argilomineral e a tensão confinante influenciaram significativamente os resultados finais.

- Os fluidos orgânicos puros podem aumentar ou diminuir a condutividade hidráulica de barreiras argilosas moldadas com água. Os limites de consistência com alguns fluidos indicam que eles podem levar à contração e subsequente fissura de solos com alta atividade. No entanto, altas tensões confinantes e fluidos imiscíveis podem diminuir mudanças drásticas, ou seja, camadas superficiais serão mais suscetíveis a mudanças na estrutura que barreiras confinadas sobre uma sobrecarga.

- A condutividade hidráulica da montmorilonita com os fluidos orgânicos pouco solúveis foi significativamente menor que a condutividade hidráulica com a água.

3- CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS ESTUDADOS

Na avaliação de solos para sistemas de selagem basal, além das características físicas, é importante se analisar o comportamento físico-químico e mineralógico dos constituintes, devido à complexidade das reações envolvidas quando do contato destes materiais com as diversas soluções químicas originadas dos resíduos dispostos. Os ensaios de caracterização auxiliam na previsão destas reações, além de fornecerem identidade às amostras estudadas.

Os ensaios de caracterização aqui apresentados foram reunidos em três grupos principais: caracterização física, caracterização físico-química e determinação da composição mineralógica. Desta maneira foi possível se estabelecer relações entre as características físicas (normalmente abordadas pela geotecnia) e químicas (geralmente abordadas pela pedologia e ciências ambientais).

3.1- COLETA, TRATAMENTO DOS SOLOS E EXECUÇÃO DAS MISTURAS

Amostras deformadas de solos lateríticos foram extraídas de uma região próxima ao Distrito de Antonio Pereira, pertencente ao município de Mariana–MG. Elas foram tratadas conforme os procedimentos indicados em Nogueira (1995), que consistem no destorroamento, secagem à sombra, homogeneização e quarteamento das amostras.

A bentonita empregada foi da marca Kataz, adquirida comercialmente. Trata-se de bentonita sódica, proveniente de jazida localizada no município de Boa Vista, Paraíba. As informações sobre a jazida, em específico, não eram de conhecimento do comerciante do produto.

As proporções solo-bentonita das misturas foram definidas com base nos ensaios de caracterização e em valores citados na literatura, como os trabalhos de Anderson e Hee (1995).

Após o tratamento e caracterização física das amostras de solo natural (amostras SN), foram executadas, com o auxílio de pás e em local coberto e protegido, as misturas, as quais obedeceram as seguintes proporções, em massa seca:

Amostra M3% → 97% Solo Natural + 3% Bentonita Kataz

Amostra M6% → 94% Solo Natural + 6% Bentonita Kataz

3.2- CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

3.2.1- Análise granulométrica conjunta

Esse ensaio foi realizado segundo a norma NBR 7181, sendo que a escala granulométrica utilizada foi a indicada na norma NBR 6502, descrita na Tabela 3.1. Vale lembrar que segundo esta última norma, a fração de finos corresponde aos grãos com diâmetros inferiores a 0,075 mm, intervalo este que, segundo a escala da Tabela 3.1, engloba as frações silte, argila e parte pequena da fração areia fina.

Tabela 3.1: Escala granulométrica da norma NBR 6502.

| Fração | Intervalo de diâmetros – mm |
|--------------|-----------------------------|
| Pedregulho | $\phi > 2$ |
| Areia grossa | $0,6 < \phi < 2$ |
| Areia média | $0,2 < \phi < 0,6$ |
| Areia fina | $0,06 < \phi < 0,2$ |
| Silte | $0,002 < \phi < 0,06$ |
| Argila | $\phi < 0,002$ |

Na Tabela 3.2 estão apresentadas as frações encontradas na análise granulométrica conjunta das amostras em estudo. Posteriormente, nas Figuras 3.1, 3.2, 3.3 e 3.4 estão representadas as respectivas curvas granulométricas.

Ressalta-se que a norma NBR 7181 preconiza o uso de 70g para a sedimentação com solos siltosos e argilosos, como no caso da bentonita. No entanto, a amostra de bentonita estudada era de difícil remoção do recipiente empregado no ensaio, o que obrigava o uso de grande quantidade de água para sua remoção, ultrapassando-se assim o limite de 1.000 cm³ da proveta de ensaio. A alternativa encontrada para a realização do ensaio foi a diminuição da quantidade deste material para 30g.

Tabela 3.2: Frações Granulométricas das amostras estudadas.

| Amostras | Fração (%) | | | | | |
|-----------|------------|-------|------------|-------------|--------------|------------|
| | Argila | Silte | Areia Fina | Areia Média | Areia Grossa | Pedregulho |
| SN | 44 | 26 | 16 | 12 | 1 | 1 |
| M3% | 30 | 34 | 22 | 11 | 2 | 1 |
| M6% | 29 | 39 | 19 | 9 | 3 | 1 |
| Bentonita | 85 | 11 | 3 | 1 | 0 | 0 |

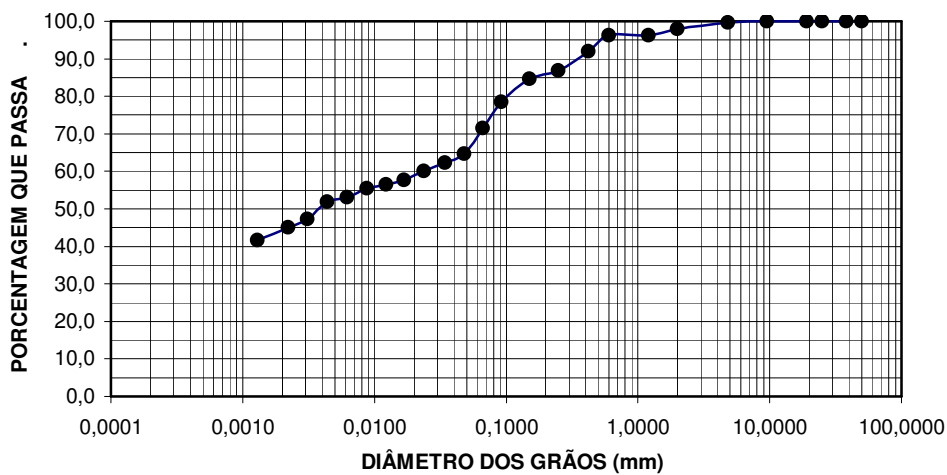


Figura 3.1: Curva granulométrica da amostra SN.

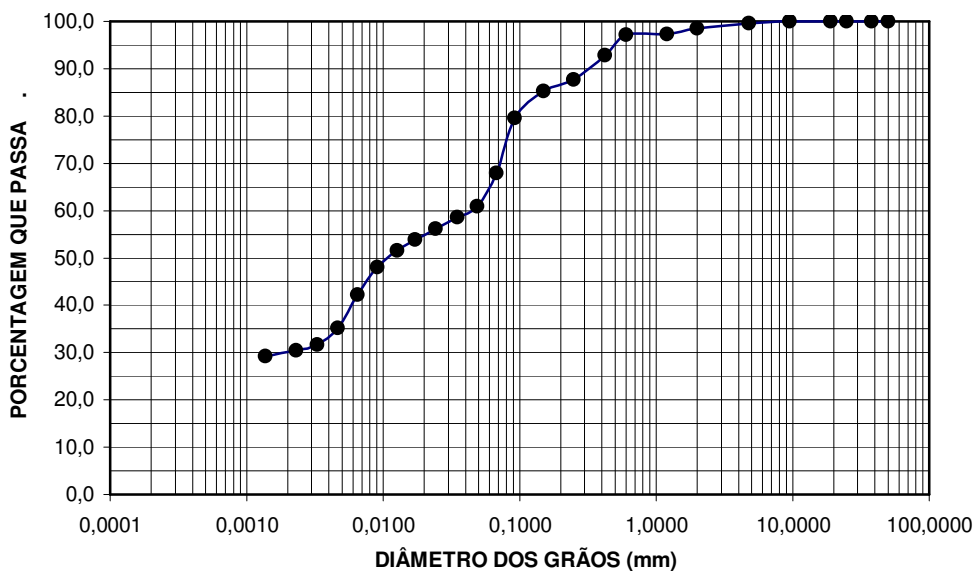


Figura 3.2: Curva granulométrica da amostra M3%.

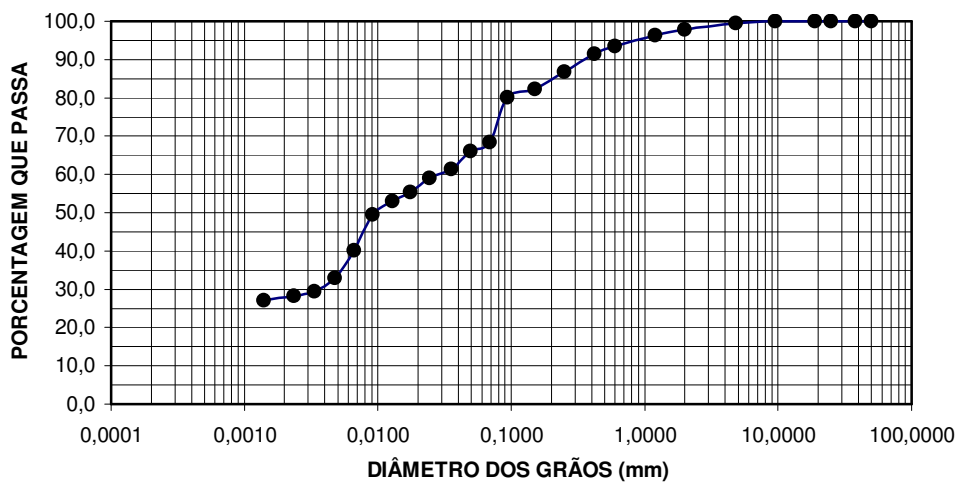


Figura 3.3: Curva granulométrica da amostra M6%.

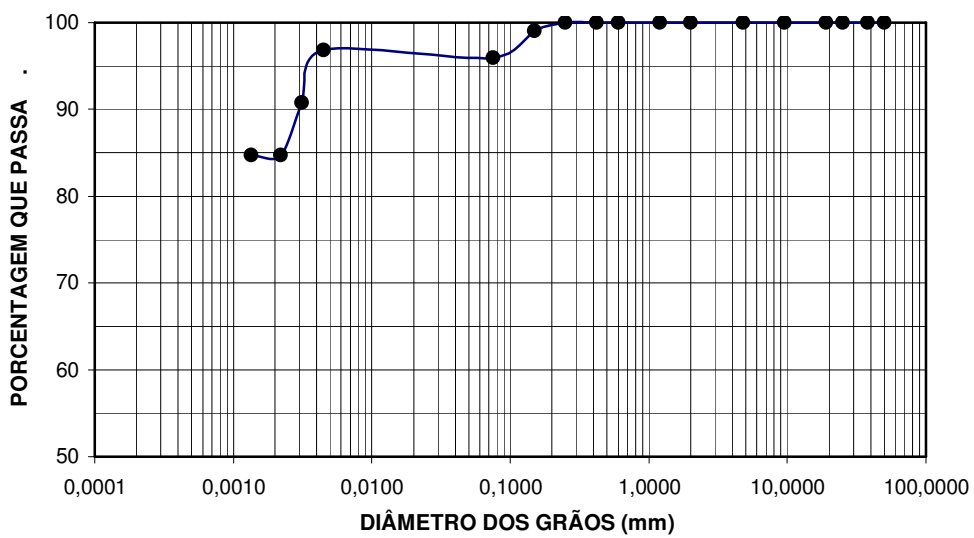


Figura 3.4: Curva granulométrica da bentonita.

Pode-se ver através da Tabela 3.2 e das curvas granulométricas das Figuras 3.1 a 3.4 que, ao contrário do que era esperado, o teor de argila ($\phi < 0,002$ mm) diminuiu com a adição de bentonita.

São duas as hipóteses consideradas para se explicar este comportamento: 1) ação aglutinadora da bentonita, que “cimentou” os grãos de argila, de modo que o diâmetro das aglomerações formadas eram superiores ao do solo natural (amostra SN); (2) possível reação química da bentonita com o agente defloculante, neste caso o Hexametáfosfato de Sódio.

Para testar estas duas hipóteses foram realizadas análises granulométricas dos solos sem a utilização de defloculante. Os resultados encontram-se resumidos na Tabela 3.3 e nas curvas granulométricas nas Figuras 3.5, 3.6, 3.7 e 3.8.

Tabela 3.3: Frações Granulométricas das amostras sem o uso de defloculante.

| Amostras | Fração (%) | | | | | | Diferença entre as frações de argila da Tabela 3.2 (%) |
|-----------|------------|-------|------------|-------------|--------------|------------|--|
| | Argila | Silte | Areia Fina | Areia Média | Areia Grossa | Pedregulho | |
| SN | 10 | 38 | 26 | 18 | 6 | 2 | -77,27 |
| M3% | 8 | 40 | 27 | 17 | 6 | 2 | -73,33 |
| M6% | 11 | 35 | 25 | 19 | 8 | 2 | -62,07 |
| Bentonita | 61 | 32 | 7 | 0 | 0 | 0 | -28,24 |

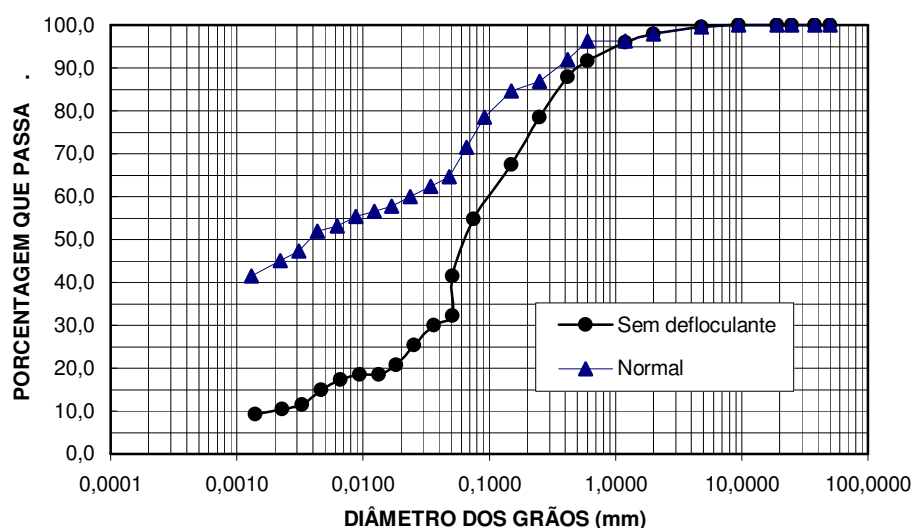


Figura 3.5: Comparação das curvas granulométricas de SN.

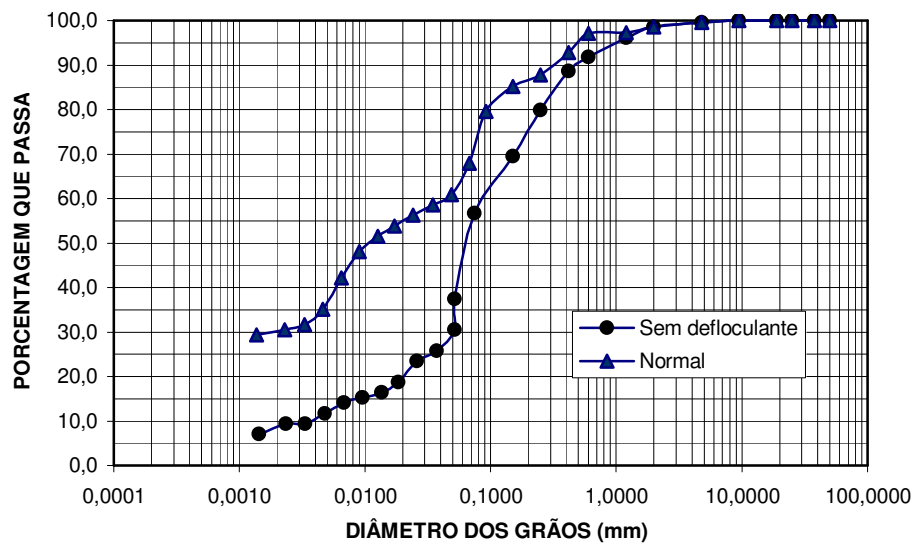


Figura 3.6: Comparação das curvas granulométricas de M3%.

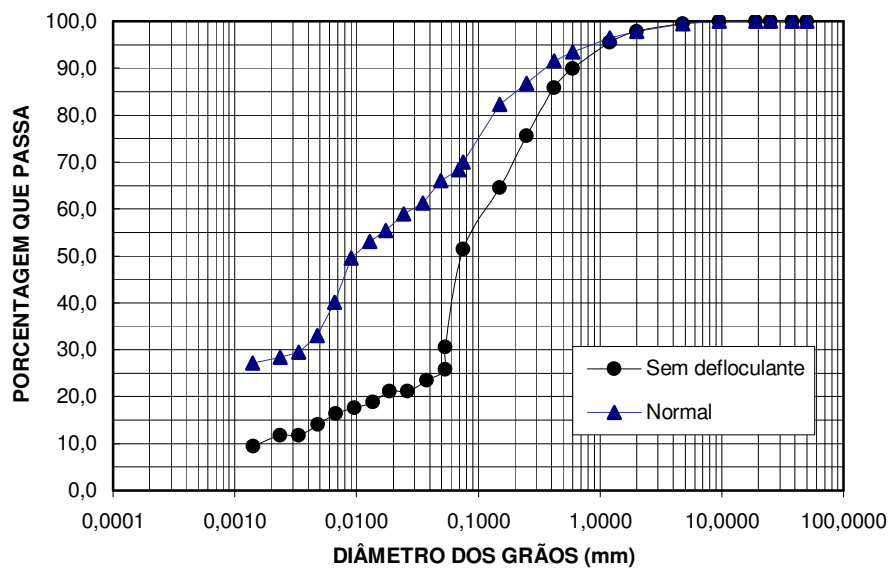


Figura 3.7: Comparação das curvas granulométricas de M6%.

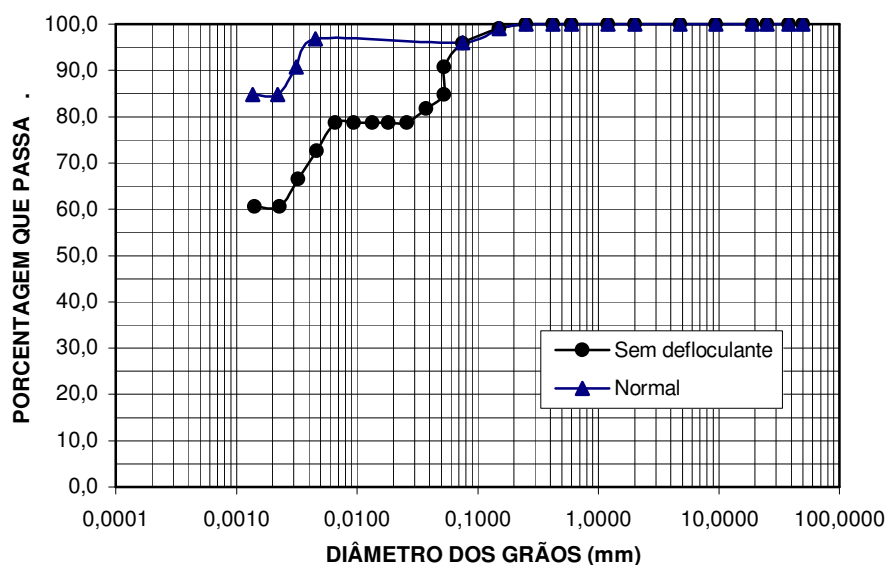


Figura 3.8: Comparação das curvas granulométricas da bentonita.

Comparando-se as frações das Tabelas 3.2 e 3.3, como é visto na Tabela 3.4, o sinal negativo mostra a diminuição da fração granulométrica do ensaio com defloculante em relação ao ensaio sem defloculante, é possível se verificar que na ausência de defloculante: (1) como era esperado, a quantidade de argila diminuiu sensivelmente em todas as amostras; (2) a fração areia grossa sofreu o maior acréscimo, isto devido à aglutinação dos grãos.

Tabela 3.4: Diferenças das porcentagens da Tabela 3.3 em relação à Tabela 3.2.

| Amostras | Fração | | | | | |
|-----------|--------|---------|------------|-------------|--------------|------------|
| | Argila | Silte | Areia Fina | Areia Média | Areia Grossa | Pedregulho |
| SN | -77,27 | +46,15 | +62,5 | +50,0 | +500,0 | - |
| M3% | -73,33 | +17,65 | +22,73 | +54,55 | +200,0 | +100,0 |
| M6% | -62,07 | -10,26 | +31,58 | +111,11 | +166,67 | +100,0 |
| Bentonita | -28,24 | +190,91 | +133,33 | +100,00 | - | - |

No entanto, ao se comparar a quantidade de finos ($\phi < 0,075$ mm), como indicado na Tabela 3.5, é possível tecer as seguintes considerações:

- Para a bentonita, a porcentagem de finos não se alterou. Desta forma, acredita-se que a probabilidade de reações da bentonita com o agente defloculante seja pequena.
- A bentonita atuou como agente aglutinante dos grãos principalmente no caso da amostra M6%, na qual houve algum decréscimo nos finos em relação às amostras SN e M3%, que têm a quantidade de finos praticamente iguais.

Tabela 3.5: Fração de finos com e sem a utilização de defloculante.

| Amostras | Fração de finos (%) | | Diferença entre os ensaios |
|-----------|-------------------------|-------------------------|----------------------------|
| | Ensaio com defloculante | Ensaio sem defloculante | |
| SN | 76 | 55 | -27,63 |
| M3% | 72 | 56 | -22,22 |
| M6% | 70 | 51 | -27,14 |
| Bentonita | 96 | 96 | 0,00 |

3.2.2- Limites de Liquidez (LL) e Plasticidade (LP)

Os procedimentos para a realização destes ensaios seguiram as normas NBR 6459 e NBR 7180.

Os valores de LL, LP e IP são apresentados na Tabela 3.6. Verifica-se que o LP e principalmente o LL aumentam consideravelmente com a adição de bentonita. Este resultado era esperado, já que a bentonita possui uma grande superfície específica, adsorvendo maior quantidade de água e aumentando a plasticidade da mistura.

Tabela 3.6: Limites de consistência das amostras estudadas.

| Amostras | Índices Físicos | | |
|-----------|-----------------|-------|--------|
| | LL | LP | IP |
| SN | 32,30 | 20,05 | 12,25 |
| M3% | 55,20 | 26,15 | 29,05 |
| M6% | 58,80 | 26,69 | 32,11 |
| Bentonita | 264,05 | 71,70 | 192,35 |

O índice de atividade (IA) de Skempton indica o grau de influência da composição química e da mineralogia da fração argila nas propriedades geotécnicas de

um solo argiloso e é expresso pela Equação (3.1). A Tabela 3.7 apresenta a classificação das argilas em função de IA , segundo Vargas (1977).

$$IA = \frac{IP}{\% < 2\mu m} \quad (3.1)$$

Tabela 3.7: Classificação da argila em função da atividade (Vargas, 1977).

| Tipo de Argila | Índice de Atividade |
|----------------|---------------------|
| Inativas | <0,75 |
| Normais | 0,75 a 1,25 |
| Ativas | >1,25 |

Os resultados de IA das amostras estudadas e suas classificações encontram-se na Tabela 3.8. Percebe-se a influência da bentonita na atividade das amostras, como atesta a mudança na classificação das amostras M3% e M6% em relação à amostra SN.

Tabela 3.8: Valores de IA para as amostras estudadas.

| Amostras | Índice de Atividade | Tipo de Argila |
|-----------|---------------------|----------------|
| SN | 0,28 | Inativa |
| M3% | 0,97 | Normal |
| M6% | 1,11 | Normal |
| Bentonita | 2,26 | Ativa |

3.2.3- Classificação das Amostras

De acordo com a Tabela 3.2, a classificação textural das amostras é seguinte:

- Amostra SN: Argila siltosa
- Amostra M3%: Silte argiloso
- Amostra M6%: Silte argiloso

- Bentonita: argila siltosa

Segundo a Classificação Unificada (SUCS), tem-se o seguinte:

- SN: CL – argila inorgânica de media plasticidade
- M3%: CH – argila inorgânica de alta plasticidade
- M6%: CH – argila inorgânica de alta plasticidade
- Bentonita: CH – argila inorgânica de alta plasticidade

Como é possível observar, existe diferenças entre as duas classificações para as amostras M3% e M6%. Certamente ela está relacionada com a aglutinação entre os grãos nas misturas causada pela adição de bentonita.

3.2.4- Massa específica dos sólidos

O ensaio para a obtenção da massa específica dos sólidos (ρ_s) obedeceu à norma NBR 6508 e as recomendações de Nogueira (1995). Ele foi realizado com os solos que passam na peneira 4,8 mm e 2,0 mm. O valor de 2,0 mm é exigência da norma NBR 6457, pois este é o valor utilizado no cálculo das frações granulométricas no ensaio de sedimentação.

A massa específica dos sólidos das amostras é mostrada na Tabela 3.9. Os resultados são coerentes, pois a bentonita possui ρ_s menor que o do solo natural e sua adição neste fez diminuir o ρ_s das misturas.

Tabela 3.9: Massa específica dos sólidos das amostras estudadas.

| Amostra | Massa específica dos sólidos | |
|-----------|------------------------------|------------------|
| | (g/cm ³) | |
| | (Peneira 4,8 mm) | Peneira (2,0 mm) |
| SN | 3,166 | 2,834 |
| M3% | 3,075 | 2,792 |
| M6% | 3,047 | 2,739 |
| Bentonita | 2,695 | 2,695 |

A NBR 6508 preconiza o uso, para solos argilosos, de aproximadamente 50 g de massa seca para a realização deste ensaio, porém, devido aos mesmos motivos apresentados no item 3.2.1, foram utilizados apenas 20 g de bentonita no ensaio.

Comparando-se o valor de ρ_s obtido para a bentonita ($2,695 \text{ g/cm}^3$) com o valor médio da montmorilonita pura indicado em Barthelmy (2005), que é igual a $2,35 \text{ g/cm}^3$, infere-se que a bentonita em questão apresenta outros minerais que não somente a montmorilonita. Como será visto no item 3.4, a caracterização mineralógica da bentonita estudada mostra a presença de caulinita, quartzo e outras micas.

De qualquer maneira, foram grandes as dificuldades operacionais para a determinação do ρ_s da bentonita através do ensaio do picnômetro, não se recomendando utilizar este método em determinações futuras para este material.

3.2.5- Ensaio de Compactação Proctor Normal

Os ensaios de compactação foram baseados na norma NBR 7182 e também nos procedimentos recomendados por Nogueira (1995). A energia de compactação adotada foi a Proctor Normal (583 kJ/m^3 , segundo Nogueira, 1995) e o ensaio foi realizado com amostras sem reuso, devido à dificuldade de desagregação das partículas ao se atingir o ramo úmido da curva de compactação.

Nas Figuras 3.9, 3.10 e 3.11 são apresentadas as curvas de compactação das amostras SN, M3% e M6%, sendo que as curvas em cor vermelha representam 100% de saturação. Na Tabela 3.10 são apresentados os valores de umidade ótima (w_{ot}) e massa específica aparente seca máxima (ρ_d) encontrados através destas curvas.

Salienta-se que não foi possível o ensaio de compactação com a bentonita pura, devido à altíssima plasticidade deste material.

Acar e Olivieri (1989) apontam que a massa específica seca máxima e o teor de umidade ótimo das montmorilonitas utilizadas por eles foram, respectivamente, $1,07 \text{ g/cm}^3$ e 25%.

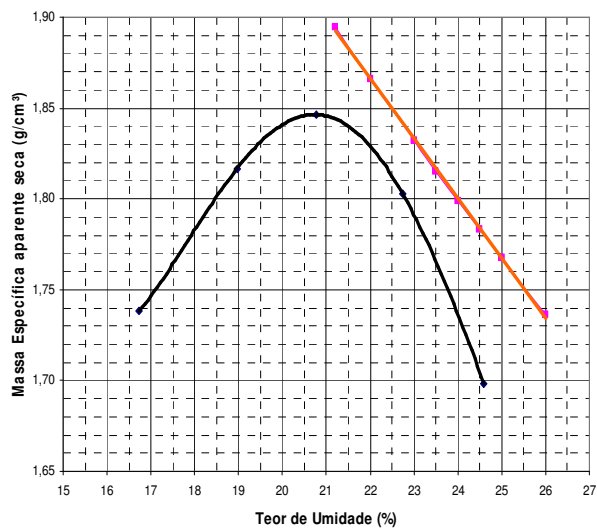


Figura 3.9: Curva de compactação da amostra SN.

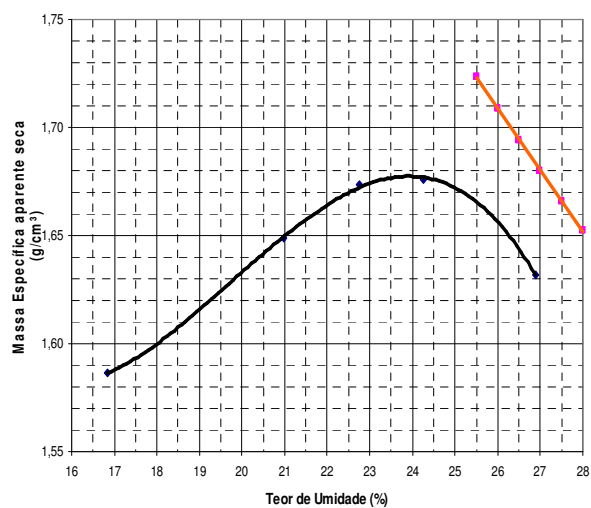


Figura 3.10: Curva de compactação da amostra M3%.

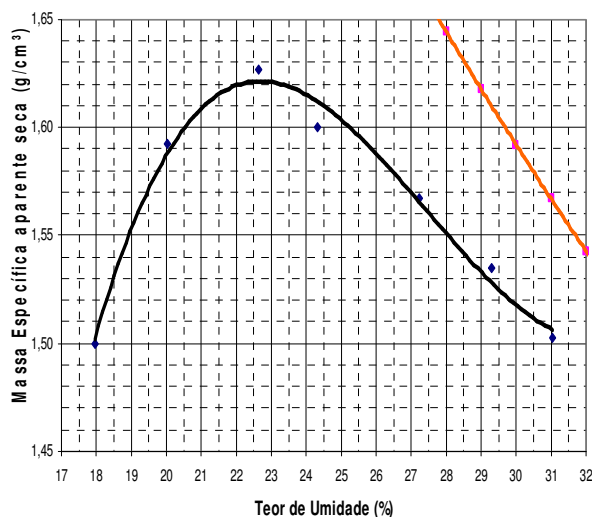


Figura 3.11: Curva de compactação da amostra M6%.

Tabela 3.10: Parâmetros de compactação Proctor Normal das amostras estudadas.

| Amostra | w_{ot} (%) | ρ_d (g/cm ³) |
|---------|-----------------|----------------------------------|
| SN | 20,5 | 1,85 |
| M3% | 23,7 | 1,68 |
| M6% | 22,6 | 1,62 |

De acordo com as curvas 3.9 a 3.11 e com a Tabela 3.10, verifica-se que há uma variação já esperada na umidade ótima e na massa específica seca máxima das amostras SN com a adição da bentonita. A umidade ótima encontrada para as misturas M3% e M6% foram relativamente mais altas do que as da amostra SN, e os valores de ρ_d diminuíram com a adição de bentonita.

De forma geral, em ensaios de compactação a massa específica seca máxima alcançada para solos argilosos normalmente é menor que para solos arenosos, assegurando-se condições de compactação e ρ_s semelhantes. No entanto, dá-se o contrário para os teores de umidade ótima, isto é, os valores de w_{ot} normalmente são maiores para solos argilosos do que para solos arenosos.

Tais diferenças entre solos argilosos e arenosos são relacionadas aos seguintes fatores: (1) diferenças entre os valores de ρ_s das argilas e areias (fator menos influente); (2) modificação estrutural do solo ao longo da curva de compactação, devido à maior

orientação das partículas no ramo úmido (fator bastante influente) e (3) maior quantidade de água adsorvida em solos argilosos (fator mediamente influente).

3.2.6- Expansibilidade

O ensaio de expansão livre foi realizado segundo Acar e Olivieri (1989), e consiste em se colocar 10 cm³ de solo em uma proveta graduada de 100 cm³, preenchê-la com água e observar a expansão do volume do solo após 24 h. A expansibilidade será a razão da quantidade expandida pelo volume original do solo seco. Para a bentonita Kataz este valor foi de aproximadamente 162%, solos com expansibilidade maior ou igual a 100% podem oferecer danos às estruturas.

3.3- CARACTERIZAÇÃO FÍSICO-QUÍMICA

3.3.1- Potencial hidrogeniônico e Δ pH

O pH do solo reflete um conjunto complexo de reações no sistema solo-solução e é muito útil quando associado às outras propriedades do solo, como o estado em que se encontram as bases e a solubilidade de elementos químicos.

O método de medição de pH em solos estabelecido em Camargo et al. (1986) pede a relação de solo:solução, em volume, de 1:2,5. Como é difícil defini-la em volume, uma relação de massa foi utilizada. As leituras de pH foram realizadas em suspensões de água destilada/deionizada e KCl (1M).

O Δ pH do solo é determinado pela diferença entre o pH medido em suspensão com KCl (pH KCl) e o pH medido em suspensão com água (pH H₂O). Valores positivos de Δ pH indicam a predominância de cargas positivas e vice-versa. Este fato é importante, pois a existência de cargas positivas confere ao solo, além da CTC (capacidade de troca de cátions), uma capacidade de trocar ânions (CTA).

A avaliação do pH e do ΔpH possuirá relevância nos estudos de compatibilidade, ver Capítulo 5. Os resultados deste ensaio se encontram na Tabela 3.11.

Tabela 3.11: Resultados das mensurações de pH para os solos estudados.

| Amostras | pH (KCl) | pH (H ₂ O) | ΔpH |
|-----------|----------|-----------------------|-------------------|
| SN | 5,39 | 5,09 | +0,30 |
| M3% | 5,66 | 6,94 | -1,28 |
| M6% | 3,23 | 8,11 | -4,88 |
| Bentonita | 9,40 | 10,43 | -1,03 |

Os resultados da Tabela 3.11 eram esperados, de modo que as seguintes considerações podem ser tecidas:

- A amostra SN apresentou pH razoavelmente ácido e ΔpH razoavelmente positivo, o que era esperado, uma vez que esta amostra deriva de um solo bastante laterizado;
- A bentonita é bastante alcalina em suspensão de água e KCl, sendo que a adição de pequenas quantidades deste material à amostra SN, como no caso das amostras M3% e M6%, elevou bastante o pH deste material.
- Os valores de ΔpH da bentonita, M3% e M6% são negativos, como era esperado, pois a bentonita possui predominantemente cargas permanentes e negativas.

3.3.2- Condutividade elétrica do extrato aquoso (CE)

Este ensaio tem por finalidade medir a salinidade de um solo, pois CE é proporcional à quantidade de sal da solução.

Utilizou-se o método estabelecido em Camargo et al. (1986), que recomenda a proporção solo:solução de 1:1 (100g de solo para 100ml de H₂O). No entanto, devido aos problemas de operacionalidade do ensaio com a bentonita, problemas notados também em outros ensaios, para esse material esta proporção teve que ser modificada para 1:10 (10g de solo para 100 ml de H₂O). Os resultados dos ensaios são apresentados na Tabela 3.12.

Tabela 3.12: Valores de condutividade elétrica do extrato aquoso para as amostras.

| Amostras | CE (mS/cm) |
|-----------|------------|
| SN | 0,08 |
| M3% | 0,85 |
| M6% | 1,42 |
| Bentonita | 2,37 |

Os resultados demonstraram que a CE da bentonita é bastante alta, com grande quantidade de sais sendo liberados em solução. Sendo esta muito maior que a CE do solo natural (amostra SN), o acréscimo de bentonita aumentou consideravelmente a CE nas misturas, o que já era esperado.

Segundo Santos (1989), as bentonitas provenientes da Paraíba, originalmente cálcicas, normalmente são tratadas com NaCl de forma a transformá-las em bentonitas sódicas, com melhores qualidades técnicas para usos diversos. Desta forma, infere-se que a bentonita em questão apresenta alta salinidade em função deste enriquecimento.

3.3.3- Estimativa da capacidade de troca catiônica (CTC) e superfície específica (SE)

A superfície específica do solo possui relação direta com a retenção de contaminantes e com a reatividade do solo, pois partículas de maior “área exposta” interagem mais com o meio circundante.

A capacidade de um solo em trocar cátions está relacionada diretamente com a quantidade de carga negativa existente na superfície de suas partículas. Assim, solos com maior CTC são mais reativos, o que se reflete no comportamento geotécnico, sendo normalmente mais plásticos e mais expansivos.

No presente estudo, os parâmetros CTC e SE foram obtidos através do Método de Adsorção de Azul de Metileno descrito em Pejon (1992) e seus valores estão apresentados na Tabela 3.13.

Os resultados demonstram que as mudanças nas características físico-químicas devido à adição de bentonita são acentuadas. Os valores absolutos de CTC e SE indicam um aumento da amostra SN em relação à sua capacidade de reagir com o meio

circundante devido ao acréscimo de bentonita. Como exemplo, observa-se que 6% de bentonita acrescentada à amostra SN (amostra M6%) confere um aumento de cerca de 8,3 vezes em sua CTC e SE.

Tabela 3.13: Valores de CTC e SE para os solos estudados.

| Amostra | CTC (cmol _e /kg) | SE (m ² /g) |
|-----------|--------------------------------|------------------------|
| SN | 0,85 | 6,64 |
| M3% | 3,3 | 25,73 |
| M6% | 7,06 | 55,08 |
| Bentonita | 53,13 | 414,88 |

3.3.4- Titulação Potenciométrica

Segundo Leite (2001) esse ensaio avalia o ponto de efeito salino nulo (PESN) dos solos. O PESN corresponde ao valor de pH no qual a concentração salina da solução que se encontra em contato com a fase sólida não exerce influência sobre a magnitude das cargas coloidais existentes no solo (Sposito, 1989, citado em Alves, 2002).

Apesar da controvérsia existente quanto à verdadeira relação entre o PESN e PCZ (ponto onde não há adsorção de íons da solução), ambos tem valor próximo e o PESN é rotineiramente tomado como igual ao PCZ (Singh e Uehara, 1986), como no caso deste trabalho.

A determinação do valor do PCZ é de grande importância em estudos de físico-química dos solos com cargas variáveis, como no caso dos solos lateríticos, pois alguns fenômenos eletroquímicos que ocorrem na interface sólido-líquido são influenciados pela distribuição superficial de cargas elétricas, que varia em função da diferença existente entre os valores de pH. Além disso, alguns fenômenos eletroquímicos, como a adsorção específica de cátions e ânions podem promover modificações na distribuição superficial de cargas, as quais podem se refletir em mudanças no valor de PESN.

Para a execução dos ensaios utilizou-se o método proposto por Camargo et al. (1986), onde o PESN (PCZ) é medido através da titulação potenciométrica de ácidos e bases, na presença de eletrólitos indiferentes, com forças iônicas diferentes (diferentes concentrações).

Os valores das cargas hidrogeniônicas (σ_H) e pH em equilíbrio obtidos são colocados em um diagrama cartesiano e o ponto de interseção das curvas fornece o valor do PESN = PCZ. Este ponto ainda fornece uma indicação sobre a magnitude e o sinal das cargas existentes (Singh e Uehara, 1986). A magnitude do deslocamento do ponto de interseção das curvas em relação ao valor de $\sigma_H = 0$ representa a magnitude das cargas permanentes, enquanto o lado do deslocamento representa o sinal destas cargas.

O KCl foi utilizado como eletrólito indiferente, em concentrações de 0,1, 0,01 e 0,001N. O HCl serviu como ácido titulante, nas concentrações de 0,002, 0,004 e 0,006N e o NaOH como base titulante nas concentrações de 0,002, 0,004, 0,008 e 0,016N. As quantidades utilizadas foram 4 g de solo seco para 20 ml de solução (razão solo:solução igual a 1:5).

As Figuras 3.12, 3.13 e 3.14 apresentam os diagramas de titulação para as amostras estudadas e na Tabela 3.13 é apresentado um resumo dos resultados obtidos.

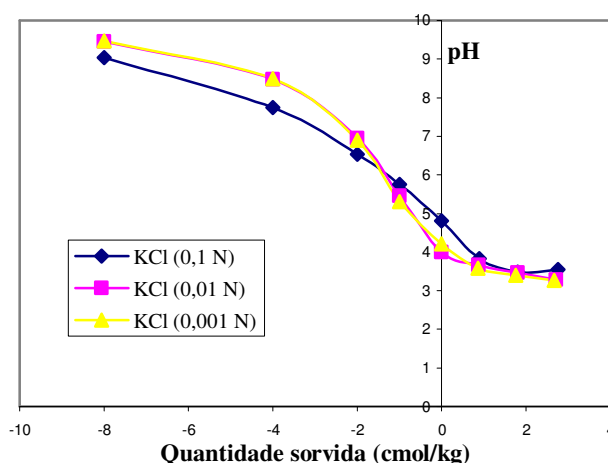


Figura 3.12: Diagrama da titulação potenciométrica para a amostra SN.

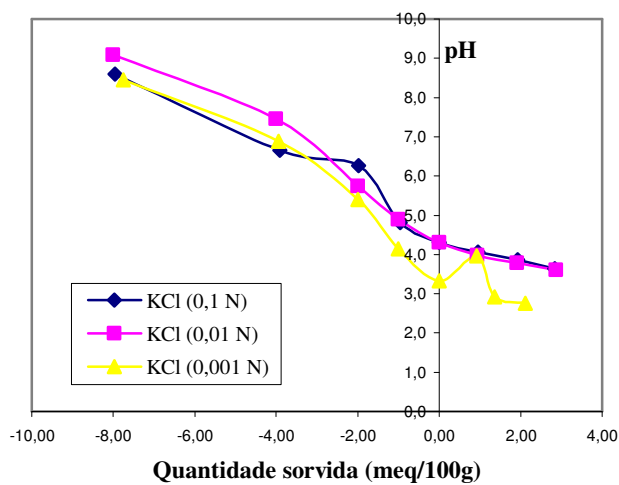


Figura 3.13: Diagrama da titulação potenciométrica para a amostra M3%.

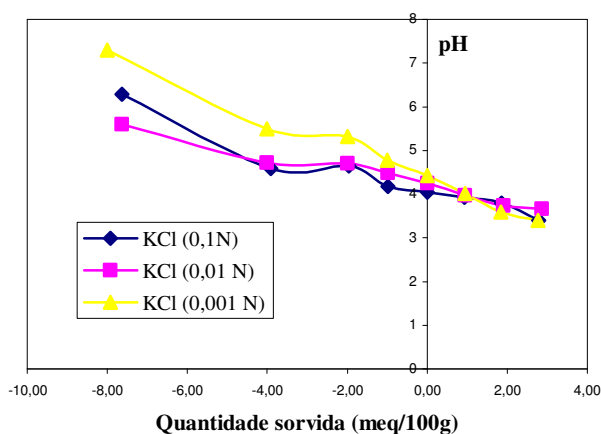


Figura 3.14: Diagrama da titulação potenciométrica para amostra M6%.

A Figura 3.12 indica um valor de PCZ de 6,1 e carga líquida negativa neste PCZ de 1,4 cmol/kg para a amostra SN (solo natural).

Os diagramas das amostras M3% e M6%, Figuras 3.13 e 3.14, respectivamente, demonstram que não é possível se identificar com precisão o PCZ, pois não há cruzamento único entre as curvas. A razão desta imprecisão ainda precisa ser investigada e deve ser objeto de estudos futuros. De qualquer forma, não se acredita em

erros de procedimento laboratorial, devido aos resultados alcançados para a amostra SN (Figura 3.12).

3.3.5- Análises químicas

Para se ter uma idéia sobre os principais constituintes do solo natural e da bentonita, foram realizadas análises químicas de alguns de seus elementos. Seus resultados são apresentados na Tabela 3.14.

Ressalta-se que nem todos os elementos presentes nas amostras foram analisados e, por isso, a soma das porcentagens na Tabela 3.14 não totaliza 100%. No entanto, as análises alcançaram os elementos maiores, haja vista os totais alcançados (86,64 e 75,03%).

Tabela 3.14: Análises químicas das amostras BK e SN (% em peso).

| Constituintes | SN | Bentonita |
|--------------------------------|-------|-----------|
| | (%) | Kataz (%) |
| Al ₂ O ₃ | 18,8 | 15,7 |
| CaO | - | 0,5 |
| Fe ₂ O ₃ | 34,3 | - |
| K ₂ O | - | 0,63 |
| MgO | 0,38 | - |
| MnO | 0,16 | - |
| Na ₂ O | - | 2,2 |
| SiO ₂ | 33 | 56 |
| TOTAL | 86,64 | 75,03 |

Legenda: - Elemento não analisado.

3.4- CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA

A determinação da composição mineralógica foi executada para a fração fina do solo (passante pela peneira #200 - abertura de 0,075 mm).

Os minerais presentes nas amostras SN e Bentonita Kataz foram identificados utilizando-se Difractometria de Raios-X, em lâminas orientadas de três tipos: lâminas

vítreas de sedimentação normais, lâminas vítreas de sedimentação solvatadas com etileno-glicol (identificação de minerais expansivos) e análise de pó total.

As Figuras 3.15, 3.16 e 3.17 mostram os difratogramas obtidos para a amostra SN em análise de pó total, lâminas vítreas de sedimentação normais e lâminas vítreas de sedimentação solvatadas com etileno-glicol, respectivamente. A interpretação dos minerais encontrados nos respectivos picos também se encontra nestas figuras.

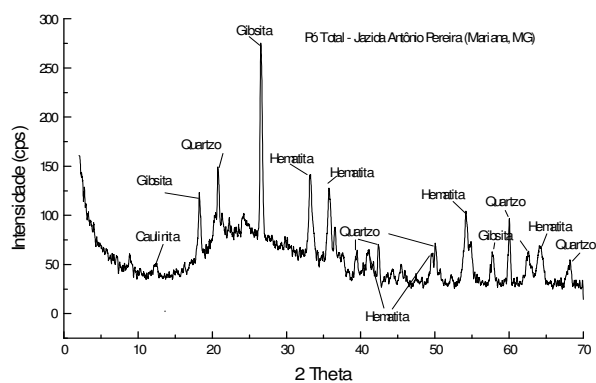


Figura 3.15: Difratograma da amostra SN (análise do pó total).

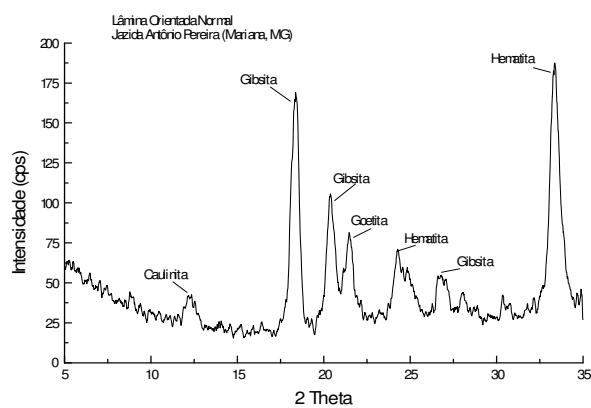


Figura 3.16: Difratograma da amostra SN (lâmina normal).

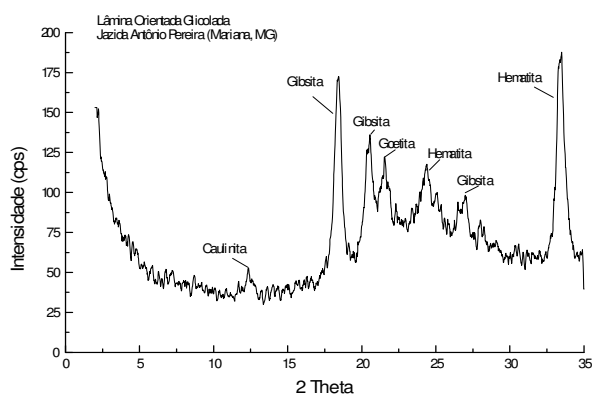


Figura 3.17: Difratoograma da amostra SN (lâminas com etileno glicol).

A análise da difração de Raios-X mostrou que a amostra SN é composta principalmente por caulinita, gipsita, goetita, hematita, minerais comuns aos solos lateríticos, com geoquímica bastante evoluída.

Os resultados da difratometria de Raios-X da bentonita são apresentados nas Figuras 3.18 e 3.19.

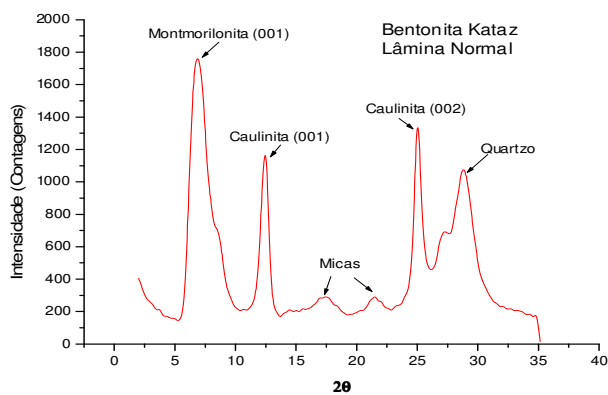


Figura 3.18: Difratoograma da bentonita (lâmina normal).

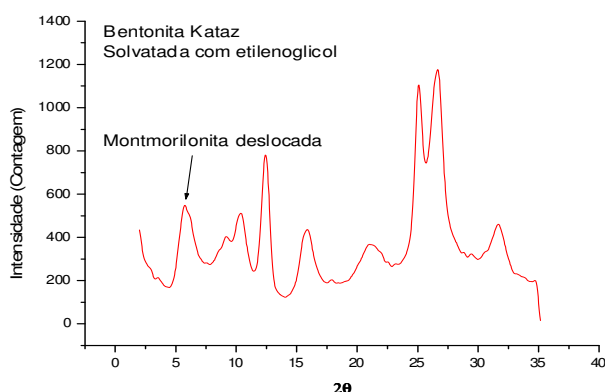


Figura 3.19: Difratoograma da bentonita (lâmina com etileno glicol).

Pelos difratogramas apresentados pode-se concluir que a amostra Bentonita Kataz é composta principalmente por montmorilonita, caulinita, quartzo e micas.

Além destes procedimentos, a bentonita, especificamente, foi saturada com solução de KCl para uma identificação mais apurada. Este procedimento confirmou a presença da montmorilonita, pois o primeiro pico da montmorilonita ($d = 13,1308$; $2\theta = 6,732$) se deslocou para ($d = 15,7426$; $2\theta = 5,609$).

Com os dados apresentados neste capítulo pode-se concluir que a bentonita utilizada é sódica. Principalmente pela presença de 2,2% de Na_2O na análise química. Este dado pode ser comparado com o trabalho de Rodrigues et al. (2004), no qual uma determinada bentonita após o tratamento com cloreto de sódio, apresentou entre 3,45 a 4,21% de Na_2O . Os valores de Na_2O para a bentonita sem tratamento foram de 0,32 a 0,31%.

3.5- RESUMO DOS RESULTADOS

A Tabela 3.15 fornece um resumo dos resultados para os três tipos de caracterização.

Tabela 3.15: Resumo dos resultados dos ensaios de caracterização.

| Propriedade | | SN | BK | M3% | M6% |
|---|-----------------------|---|---|-------|-------|
| Massa Específica dos sólidos - ρ_s | (g/cm ³) | 3,166 | 3,075 | 3,047 | 2,834 |
| Granulometria | | | | | |
| Argila ($\phi < 0,002$ mm) | (%) | 44 | 85 | 30 | 29 |
| Silte ($0,002 < \phi < 0,06$ mm) | (%) | 26 | 11 | 34 | 39 |
| Areia Fina ($0,06 < \phi < 0,2$ mm) | (%) | 16 | 3 | 22 | 19 |
| Areia Média ($0,2 < \phi < 0,6$ mm) | (%) | 12 | 1 | 11 | 9 |
| Areia Grossa ($0,6 < \phi < 2$ mm) | (%) | 1 | 0 | 2 | 3 |
| Pedregulho ($\phi > 2$ mm) | (%) | 0 | 0 | 1 | 1 |
| Limite de Liquidez – LL | (%) | 32,30 | 264,05 | 55,20 | 58,80 |
| Limite de Plasticidade – LP | (%) | 20,05 | 71,70 | 26,15 | 26,69 |
| Índice de Plasticidade – IP | (%) | 12,25 | 193,35 | 29,05 | 32,11 |
| Índice de Atividade – IA | | 0,28 | 0,97 | 1,11 | 2,26 |
| Umidade Ótima - w_{ot} | (%) | 20,5 | --- | 23,7 | 22,6 |
| Massa Específica Seca Máxima - ρ_{dmax} | (g/cm ³) | 1,85 | --- | 1,68 | 1,62 |
| Expansibilidade | (%) | --- | 162 | --- | --- |
| Cap. de Troca Catiônica - CTC | (cmol/kg) | 0,85 | 53,13 | 3,3 | 7,06 |
| Superfície Específica - SE | (m ² /g) | 6,64 | 414,88 | 25,73 | 55,08 |
| pH do solo (H ₂ O) (1: 2,5 solo:solução) | | 5,09 | 10,43 | 6,94 | 8,11 |
| pH do solo (KCl) (1: 2,5 solo:solução) | | 5,39 | 9,40 | 5,66 | 3,23 |
| Δ pH | | +0,30 | -1,03 | -1,28 | -4,88 |
| Cond. Elétrica do Ext. Aquoso | (mScm ⁻¹) | 0,08 | 2,37 | 0,85 | 1,42 |
| Ponto de Carga Zero – PCZ | | 6,1 | --- | --- | --- |
| Classificação Unificada (SUCS) | | CL | CH | CH | CH |
| Análises Mineralógicas | | caulinita, gipsita, goetita, hematita e quartzo | montmorilonita., caulinita, micas e quartzo | --- | --- |

4- ENSAIOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

Para a obtenção da condutividade hidráulica (K) das amostras executaram-se duas series de ensaios, que foram: 1) ensaios em permeâmetros de parede rígida, com carga variável e 2) ensaios em permeâmetros de parede flexível, com carga constante.

4.1- ENSAIOS NO PERMEÂMETRO DE PAREDE RÍGIDA

Para a realização destes ensaios, as amostras foram compactadas (energia Proctor Normal) com o teor de umidade de 2 a 4% acima do teor de umidade ótima (w_{ot}), teor este obtido nos ensaios de compactação (ver Capítulo 3, item 3.2.4).

Após a compactação, corpos de prova (CP) cilíndricos de solo compactado foram moldados, possuindo diâmetro de aproximadamente 5 cm e altura de 12 cm, utilizando-se um torno similar ao da Figura 4.1. Os teores de umidade dos corpos de prova foram medidos utilizando-se as sobras de seu desbastamento.



Figura 4.1: Torno para moldagem dos corpos de prova.

Os CP's foram então colocados no permeâmetro de parede rígida (Figura 4.2), sendo os ensaios feitos com base nos procedimentos indicados em CESP (1969) e NBR 14545, com algumas modificações devido aos materiais disponíveis no laboratório. O permeâmetro utilizado é semelhante ao descrito na Figura 2.15.

Deste modo, a célula do permeâmetro foi montada segundo o descrito a seguir:

- Emprego de areia grossa no topo e na base do corpo de prova como material filtrante para proteção do CP;
- Utilização de papel filtro com o diâmetro do permeâmetro entre o CP e a areia grossa, para proteção do CP;
- Utilização de argila plástica do tipo bentonítica (com um teor de umidade entre os seus limites de plasticidade e liquidez, sendo preparada em formas de bastões) como vedação do espaço entre o CP e a parede do permeâmetro;
- Emprego de uma camada de parafina no topo e na base do permeâmetro, ao redor do CP, evitando o contato da bentonita com as areias de filtro.

As principais modificações adotadas com relação aos procedimentos recomendados em CESP (1969) e NBR 14545 foram: 1) a não utilização da tela metálica na base do permeâmetro; 2) ao invés de se utilizar um anel de borracha, fez-se o uso de parafina. 3) o fluxo adotado na fase de leituras também foi ascendente, pois devido a não utilização da tela metálica, se o fluxo fosse invertido, poderia ocorrer o carreamento de partículas de areia para fora do permeâmetro.

A Figura 4.2 apresenta a vista e o corte esquemático do cilindro para o ensaio de permeabilidade adotado por CESP (1969) e a Figura 4.3 apresenta a célula de permeâmetro utilizada nesta pesquisa.

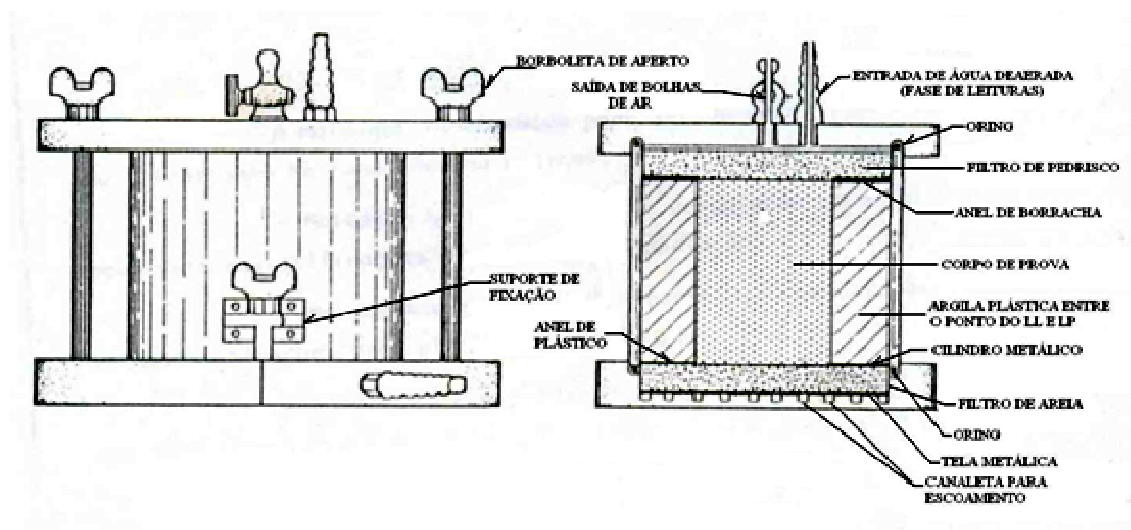


Figura 4.2: Vista e corte esquemático de um cilindro para ensaio de permeabilidade (Fonte: CESP, 1969).



Figura 4.3: Célula montada do permeômetro de parede rígida.

O tempo de saturação de cada amostra foi de aproximadamente 30 dias. Após a amostra ser saturada, iniciou-se então a medida da condutividade hidráulica sob condições de carga variável. O tempo decorrido entre uma leitura e outra foi de aproximadamente 24 h, sendo realizadas, em média, cinco leituras para cada ensaio. O aparato utilizado nas medidas pode ser observado na Figura 4.4, com suas partes.

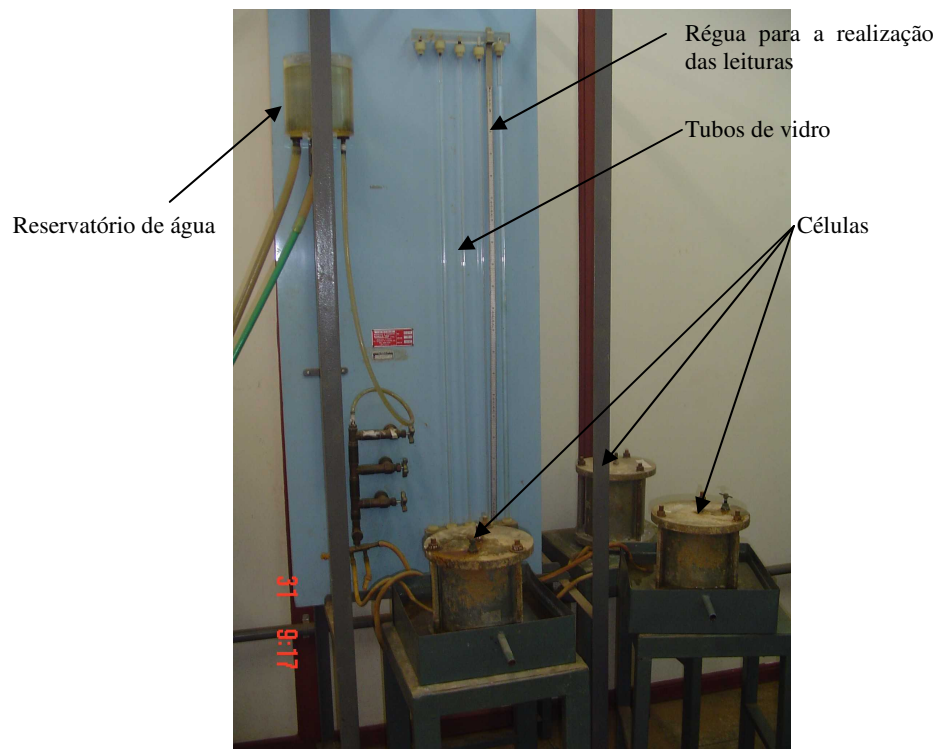


Figura 4.4: Aparato utilizado nas medidas da condutividade hidráulica das amostras.

Realizaram-se ensaios com as amostras SN, M3% e M6%, não se incluindo a amostra BK, uma vez que se trata de bentonita pura, que se acredita ser muito pouco permeável. Relatos encontrados na literatura apontam valores de K da ordem de 10^{-10} a 10^{-11} cm/s para bentonita pura.

Na Tabela 4.1 é apresentado o menor e o maior valor e a média dos gradientes hidráulicos encontrados para estas amostras.

Tabela 4.1: Valores de gradiente hidráulico para as amostras SN, M3% e M6%.

| Amostra | Menor valor | Maior valor | Média de todos os valores |
|---------|-------------|-------------|---------------------------|
| SN | 0,42 | 1,84 | 1,14 |
| M3% | 0,20 | 0,63 | 0,39 |
| M6% | 0,01 | 0,64 | 0,16 |

Pode-se notar que a média dos gradientes hidráulicos diminuiu conforme o aumento na porcentagem de amostra BK utilizada nas misturas. Assim a perda de carga variou da seguinte forma: $SN < M3\% < M6\%$.

As amostras SN e M6% foram ensaiadas três vezes, enquanto a amostra M3% duas vezes. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 4.2. Como se pode perceber, os valores de K da amostra M3% foram similares, considerando-se desnecessária a realização de um terceiro ensaio.

A Tabela 4.2 mostra valores de K da ordem de 10^{-7} e 10^{-8} cm/s para todas as amostras, comprovando a capacidade destes materiais para uso em sistemas de selagem basal. O valor de 10^{-7} cm/s é tido por inúmeros autores como mínimo para a construção destes dispositivos, dentre eles destaca-se CETESB (1993).

Tabela 4.2: Resultados dos ensaios no permeâmetro de parede rígida.

| Parede rígida | SN (cm/s) | M3% (cm/s) | M6% (cm/s) |
|----------------------|---|---|---|
| Ensaio 1 | $5,06 \times 10^{-7}$ | $1,48 \times 10^{-7}$ | $4,23 \times 10^{-8}$ |
| Ensaio 2 | $1,30 \times 10^{-7}$ | $1,30 \times 10^{-7}$ | $1,06 \times 10^{-7}$ |
| Ensaio 3 | $3,20 \times 10^{-7}$ | - | $7,49 \times 10^{-8}$ |
| Média | $3,19 \times 10^{-7}$ | $1,30 \times 10^{-7}$ | $7,42 \times 10^{-8}$ |

Os valores de K mais contrastantes foram os da amostra M6%, variando em uma ordem de grandeza (de 10^{-7} para 10^{-8}).

Por outro lado, nota-se a diminuição do valor médio de K na seguinte seqüência: M6% < M3% < SN, fato que sugere alguma eficiência do acréscimo de bentonita na diminuição do K das amostras.

4.2- ENSAIOS NO PERMEÂMETRO DE PAREDE FLEXÍVEL

A título de comparação com os ensaios de parede rígida, a célula de compressão triaxial do Laboratório de Geotecnia da UFOP foi utilizada para a execução de ensaios de parede flexível, sob condições de carga constante.

A moldagem dos corpos de prova (CP) para este ensaio foi realizada no Laboratório de Geotecnia da CEMIG-BH (Estação Adelaide), devido à necessidade de moldar o CP no diâmetro de 2" e com o peso específico seco equivalente àquele cujo teor de umidade era de aproximadamente 2% acima da umidade ótima.

Para isto fez-se uso de um compactador estático, no qual a compactação foi realizada em sete camadas, obtendo-se uma determinada massa em um volume específico (aproximadamente 220 cm^3).

Após a moldagem dos corpos de prova, eles foram ensaiados conforme procedimentos adaptados da norma NBR 14545. Esta norma apresenta procedimentos para condições de carga variável e o ensaio em questão ocorreu em regime de carga constante, devido às limitações do medidor de volume (Figura 4.5), que não apresentava condições do regime de carga variável.



Figura 4.5: Medidor de volume utilizado no permeâmetro de parede flexível.

Os CP's foram então envoltos por membranas plásticas e colocados na base do permeâmetro, conforme mostra a Figura 4.6, tendo na base e no topo pedras porosas.

A célula foi então fechada e preenchida com água destilada (Figura 4.7). Posteriormente aplicou-se uma tensão confinante inicial de 10 kPa e periodicamente o parâmetro B foi verificado, este é utilizado para a verificação do grau de saturação do corpo de prova. Quando se tem o parâmetro B maior ou igual a 0,96 o corpo de prova está saturado, para se determinar este parâmetro é necessário aumentar a pressão de confinamento sob condições não drenadas e monitorar o acréscimo de poropressão. Para se calcular o parâmetro B, tem-se:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_{conf}}$$

onde,

Δu = variação da poropressão sob condições não drenadas;

$\Delta \sigma_{conf}$ = variação da tensão confinante.

Na maioria dos ensaios a leitura deste parâmetro apresentou problemas, verificando-se que o mesmo não aumentou como se esperava. Por exemplo, no caso do CP da amostra M3% a primeira leitura de B foi de 0,93 e após 5 dias esta leitura foi de 0,81. Provavelmente estes valores se devem a imprecisões no equipamento, pois o CP questão requer uma tensão confinante próxima ao valor máximo suportado por este. Mesmo sob estas condições foram realizadas as leituras de condutividade hidráulica das amostras.



Figura 4.6: Amostra na base do permeâmetro de parede flexível.



Figura 4.7: Célula triaxial parcialmente preenchida com água destilada.

As tensões confinantes aplicadas nos ensaios foram 10, 50 e 100 kPa. Para cada uma destas tensões confinantes obtiveram-se os gradientes hidráulicos 5, 10 e 15.

O valor de condutividade hidráulica estabelecido representa a média dos valores medidos para as tensões confinantes aplicadas. Para cada gradiente hidráulico foram realizadas cinco leituras, perfazendo-se 45 leituras para cada ensaio. O tempo médio total de ensaio para cada amostra foi de 30 dias, considerado alto para ensaios de parede flexível.

Vale ressaltar que a contrapressão aplicada foi em média de 410 kPa. Uma visão geral do aparelho triaxial pode ser visto na Figura 4.8 com as principais partes indicadas.



Figura 4.8: Vista geral do aparelho triaxial.

Os resultados dos ensaios para as amostras SN, M3% e M6% estão relacionados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3: Resultados de K no equipamento triaxial.

| Parede flexível | SN (cm/s) | M3% (cm/s) | M6% (cm/s) |
|------------------------|---|---|---|
| $\sigma=10\text{kPa}$ | $1,69 \times 10^{-6}$ | $5,88 \times 10^{-8}$ | $5,68 \times 10^{-8}$ |
| $\sigma=50\text{kPa}$ | $1,50 \times 10^{-6}$ | $6,27 \times 10^{-8}$ | $5,49 \times 10^{-8}$ |
| $\sigma=100\text{kPa}$ | $1,04 \times 10^{-6}$ | $2,19 \times 10^{-8}$ | $3,51 \times 10^{-8}$ |
| Média | $1,41 \times 10^{-6}$ | $4,78 \times 10^{-8}$ | $4,89 \times 10^{-8}$ |

A análise da Tabela 4.3 revela valores de K diferentes daqueles obtidos com o uso do permeâmetro de parede rígida (Tabela 4.2). Por exemplo, os resultados indicam um valor médio de K de $1,41 \times 10^{-6}$ cm/s para a amostra SN no permeâmetro de parede flexível e de $3,19 \times 10^{-7}$ cm/s no permeâmetro de parede rígida. Estes números mostram uma diferença de quase 10 vezes no valor médio de K para a mesma amostra, diferença esta encontrada também para M3%. Por outro lado, os resultados dos dois tipos de ensaio para a amostra M6% não foram tão diferentes.

As seguintes hipóteses podem explicar as diferenças dos resultados entre os dois tipos de ensaio:

- 1) Erro sistemático, causado por defeito no equipamento;
- 2) Erro sistemático nos procedimentos de ensaio;

- 3) Diferenças estruturais e composicionais nas amostras utilizadas nos dois ensaios;

Tais hipóteses carecem de comprovação futura, através de novos ensaios.

Pode-se observar ainda que o aumento da tensão confinante não reduziu significativamente o K , o que diferencia os resultados desta pesquisa com os obtidos por Anderson e Hee (1995), nos quais o aumento da tensão confinante diminuiu o K em até duas ordens de grandeza.

Como resumo, reúnem-se aqui os principais problemas enfrentados nos ensaios de parede flexível:

- Dificuldades na montagem, sendo que em alguns ensaios notaram-se caminhos preferenciais de percolação entre a membrana e o CP. Nestes casos, as células foram desmontadas e novamente montadas;
- Durante a realização dos ensaios o aparelho apresentou problemas, sendo necessária a reinstalação do programa de leitura das cargas;
- Dificuldades enfrentadas durante a montagem na célula triaxial.

Comparando-se os resultados dos ensaios em parede rígida e parede flexível e notando-se a diferença entres estes, pode-se dizer que pela simplicidade do ensaio, por este ocorrer em regime de carga variável e pelas dificuldades encontradas no ensaio de parede flexível, os resultados do ensaio de parede rígida parecem ser mais confiáveis.

Como conclusão tem-se que o acréscimo de amostra BK (bentonita) na amostra SN (solo natural), diminuiu o K significativamente somente para a amostra M6%.

5- ENSAIOS DE COMPATIBILIDADE

Por compatibilidade entende-se a manutenção das propriedades geotécnicas dos solos dentro de certos limites, após o seu contato com materiais variados.

Por exemplo, camadas selantes basais em sítios de disposição de resíduos (e.g. aterros sanitários urbanos e industriais, lagoas de disposição etc.) são constantemente expostas aos diferentes líquidos presentes e podem ter suas propriedades geotécnicas de interesse (e.g. baixa condutividade hidráulica) comprometidas. Se estas propriedades não sofrerem alterações significativas, diz-se que a barreira é compatível e vice-versa.

A compatibilidade pode ser avaliada diretamente, através de ensaios pilotos em campo e/ou laboratório, ou indiretamente, através de ensaios expeditos. Na avaliação direta, os resíduos são colocados em contato direto com o solo e as propriedades requeridas (e.g. permeabilidade, resistência etc.) são avaliadas no tempo. Na indireta, diferentes soluções químicas são aplicadas ao solo e algumas propriedades índices (e.g. índice de plasticidade) são medidas em laboratório.

Obviamente, a avaliação direta representa melhor as condições reais de obra e, portanto, é mais segura. Entretanto, a avaliação indireta possui serventia na pré-seleção de materiais e em estudos sobre comportamento de solos em geral, como na presente Dissertação. Outras vantagens da avaliação indireta são a rapidez e o baixo custo na execução dos ensaios.

No presente trabalho a avaliação indireta foi utilizada, sendo que os ensaios empregados foram: a determinação dos limites de consistência (LL, LP e IP) e a granulometria conjunta, com a utilização dos seguintes líquidos:

- Água Destilada;
- Cloreto de Sódio – NaCl (1000 mg/l);
- Hidróxido de Sódio – NaOH (pH = 9 e pH = 11);
- Ácido Nítrico – HNO₃ (pH = 3 e pH = 5);
- Tolueno – PA.

As soluções foram escolhidas levando-se em consideração uma espécie ácida e outra alcalina, um sal e um líquido orgânico de baixa constante dielétrica. Esperava-se com isto representar algumas das condições mais “agressivas” a que os solos estudados seriam submetidos em sítios de disposição de resíduos. Dizem-se condições agressivas devido às concentrações escolhidas.

O tolueno foi escolhido de forma a representar o contato das amostras com um líquido orgânico de baixa constante dielétrica. Trata-se de um composto orgânico pouco miscível em água e semivolátil, de amplo uso na indústria. Algumas de suas propriedades são:

- Fórmula: $C_6H_5CH_3$;
- Peso Molecular: 92,15 g;
- Gravidade Específica: 0,866 (menos denso que a água);
- Coeficiente de Partição Octanol-Água (K_{ow}): 2,69;
- Ponto de liquefação/ebulição: -95/110, 6 °C;
- Solubilidade em água (25 °C): 535 mg/l;
- Constante dielétrica: 2,4;
- Pressão de vapor (20 °C): 29 hPa .

5.1- LIMITES DE CONSISTÊNCIA

Estes ensaios foram realizados submetendo-se as amostras ao contato direto com as soluções mencionadas no item anterior e determinando-se LL e LP através dos procedimentos recomendados nas normas NBR 6459 e NBR 7180.

Precauções foram tomadas no concernente à manipulação das amostras, antes, durante e após o término dos ensaios, devido à periculosidade das soluções aplicadas, com exceção da água destilada.

Um resumo dos resultados é apresentado na Tabela 5.1, incluindo a diferença em porcentagem dos valores de IP obtidos com o uso de água destilada em relação aos outros fluidos, o desvio padrão e o coeficiente de variação dos resultados.

Tabela 5.1: Resultados dos ensaios de compatibilidade com a determinação dos limites de consistência.

| Soluções | Limites de Consistência | | | |
|---------------------------------|-------------------------|--------|--------|---|
| | LL (%) | LP (%) | IP (%) | IP Dif. % (em relação à água destilada) |
| Amostra SN | | | | |
| Água destilada | 32,3 | 20,1 | 12,3 | |
| NaCl | 30,5 | 25,8 | 4,7 | 61,6 |
| HNO3 pH 3 | 34,2 | 24,7 | 9,5 | 22,4 |
| HNO3 pH 5 | 34,2 | 26,6 | 7,5 | 38,5 |
| NaOH pH 9 | 33,9 | 27,1 | 6,8 | 44,5 |
| NaOH pH 11 | 32,3 | 25,5 | 6,8 | 44,5 |
| Tolueno | NP | NP | NP | -- |
| Média | 32,9 | 25,0 | 7,9 | |
| Desvio Padrão | 1,34 | 2,3 | 2,4 | |
| Coefficiente de variação | 4,08% | 9,34% | 30,14% | |
| Amostra M3% | | | | |
| Água destilada | 54,2 | 26,6 | 27,6 | |
| NaCl | 46,1 | 30,1 | 16,0 | 42,0 |
| HNO3 pH 3 | 48,8 | 24,3 | 24,5 | 11,3 |
| HNO3 pH 5 | 57,5 | 25,9 | 31,6 | -14,6 |
| NaOH pH 9 | 40,3 | 29,0 | 11,3 | 59,1 |
| NaOH pH 11 | 56,7 | 29,6 | 27,1 | 1,8 |
| Tolueno | NP | NP | NP | -- |
| Média | 50,6 | 27,6 | 23,0 | |
| Desvio Padrão | 6,2 | 2,1 | 7,1 | |
| Coefficiente de variação | 12,17% | 7,67% | 30,74% | |
| Amostra M6% | | | | |
| Água destilada | 60,6 | 29,1 | 31,5 | |
| NaCl | 59,7 | 35,7 | 24,0 | 23,8 |
| HNO3 pH 3 | 51,2 | 23,6 | 27,6 | 12,3 |
| HNO3 pH 5 | 50,0 | 28,0 | 22,0 | 30,1 |
| NaOH pH 9 | 55,9 | 29,6 | 26,3 | 16,5 |
| NaOH pH 11 | 51,4 | 22,5 | 28,9 | 8,3 |
| Tolueno | NP | NP | NP | -- |
| Média | 54,8 | 28,1 | 26,7 | |
| Desvio Padrão | 4,2 | 4,3 | 3,1 | |
| Coefficiente de variação | 7,68% | 15,45% | 11,65% | |
| Amostra BK | | | | |
| Água destilada | 264,1 | 71,7 | 192,4 | |
| NaCl | 270,2 | 65,0 | 205,2 | -6,7 |
| HNO3 pH 3 | 266,7 | 50,7 | 216,0 | -12,3 |
| HNO3 pH 5 | 247,2 | 56,0 | 191,2 | 0,6 |
| NaOH pH 9 | 273,7 | 64,1 | 209,6 | -8,9 |
| NaOH pH 11 | 250,6 | 62,5 | 188,1 | 2,2 |
| Tolueno | NP | NP | NP | -- |
| Média | 262,1 | 61,7 | 200,4 | |
| Desvio Padrão | 9,8 | 6,7 | 10,4 | |
| Coefficiente de variação | 3,75% | 10,88% | 5,19% | |

Legenda: NP = Não Plástica

Destaca-se o fato de que a adição de tolueno P.A. modificou drasticamente o comportamento de todas as amostras, praticamente anulando toda a plasticidade existente, mesmo para a amostra BK, extremamente plástica em condições naturais. Desta forma, com a adição do tolueno às amostras secas, as mesmas passaram a apresentar comportamento não plástico.

A Tabela 5.1 mostra que as maiores diferenças do IP obtido com outros líquidos em relação ao IP obtido com água destilada se deram para as amostras SN e M3%, pois além do coeficiente de variação do IP para estas amostras terem sido de 30,14% e 30,74%, respectivamente, pode-se notar também os elevados valores das diferenças de IP em relação à água destilada. As menores variações se deram para a amostra BK cujo coeficiente de variação foi de 5,19%, o menor encontrado e suas diferenças de IP foram perceptivelmente as menores. De certa forma, é possível concluir que esta última amostra é a mais compatível em termos do IP quando exposta aos líquidos utilizados.

Com o objetivo de se identificar e avaliar tendências, os dados da Tabela 5.1 foram colocados em diagramas cartesianos em relação ao pH das soluções utilizadas, como mostram as Figuras 5.1 a 5.3. Nos parágrafos que se seguem são discutidos os resultados deste procedimento. Para melhor avaliação, na Tabela 5.2 são apresentados os coeficientes de variação com relação apenas às soluções de HNO_3 e NaOH .

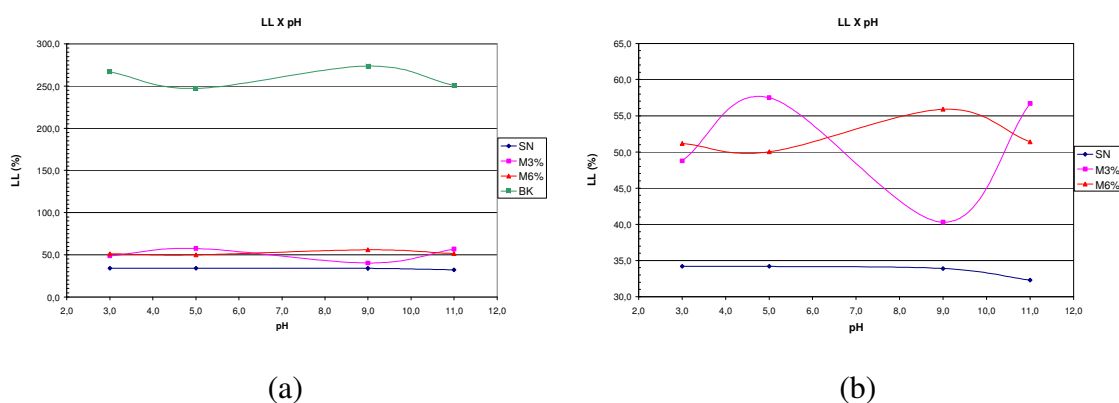


Figura 5.1: (a) Variação do LL das amostras com o pH ; (b) Variação do LL com o pH para as amostras SN, M3% e M6%.

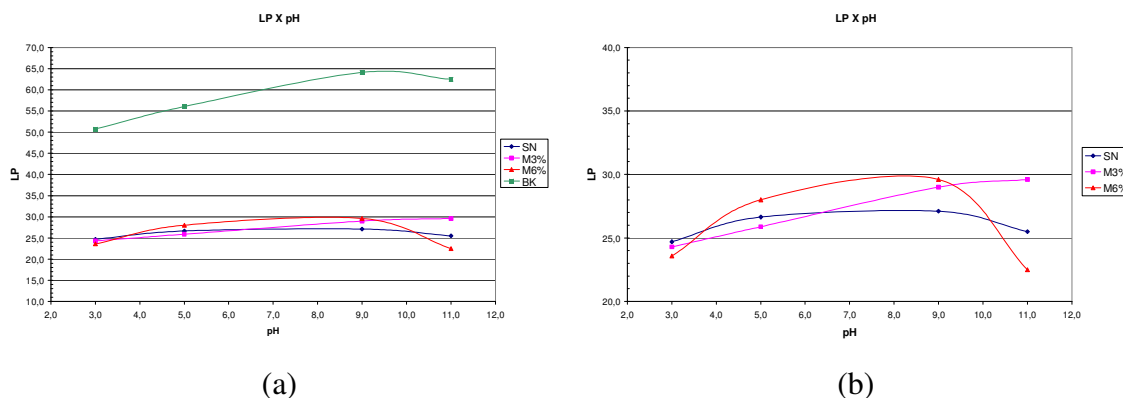


Figura 5.2: (a) Variação do LP com o pH de todas as amostras; (b) variação para as amostras SN, M3% e M6%.

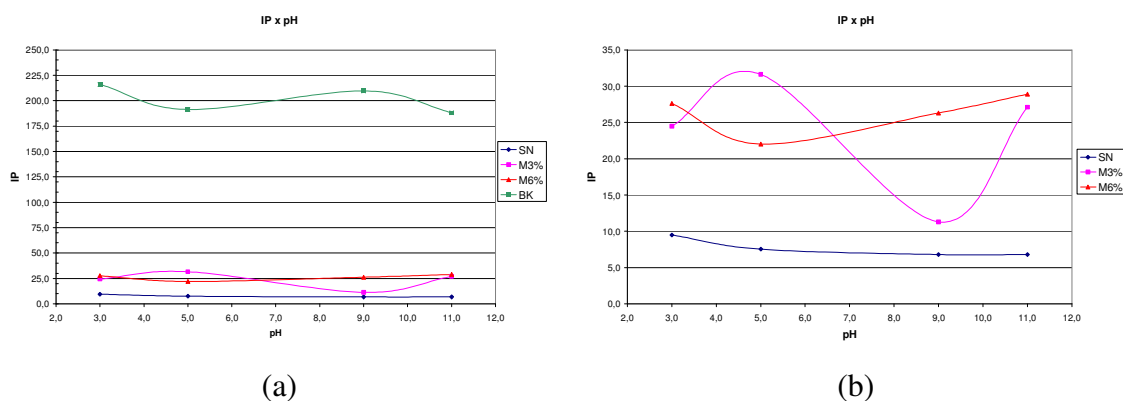


Figura 5.3: (a) Variação do IP das amostras em relação ao pH; (b) variação para as amostras SN, M3% e M6%.

Tabela 5.2: Coeficientes de variação dos resultados dos ensaios de limite de consistência com as soluções de NaOH e HNO₃.

| Limites de Consistência | Coeficientes de variação das amostras | | | |
|-------------------------|---------------------------------------|--------|--------|-------|
| | SN | M3% | M6% | BK |
| LL | 2,33% | 13,71% | 4,30% | 4,24% |
| LP | 3,63% | 8,05% | 11,43% | 9,14% |
| IP | 14,42% | 32,00% | 9,88% | 5,88% |

A Figura 5.1 (a) mostra a variação do LL com o pH para todas as amostras e a Figura 5.1 (b) mostra esta variação somente para as amostras SN, M3% e M6%. Observando-se a Figura 5.1 (a) e a Tabela 5.2, é possível concluir que o gráfico da amostras M3% foi a que mais oscilou em função da mudança de pH, pois seu

coeficiente de variação foi 13,71%, enquanto que para as outras amostras este valor variou de 2,33% a 4,30%. Pode-se verificar que apesar da amostra BK apresentar um comportamento senoidal dos gráficos, seu coeficiente de variação foi baixo.

A variação do LP com o pH para todas as amostras pode ser visualizada na Figura 5.2 (a). Percebe-se que M3% e BK tiveram um comportamento semelhante, sendo que o LP aumentou com o pH. Nota-se também que para SN e M6% as curvas apresentam um comportamento parabólico. A Tabela 5.2 mostra que a amostra M6% apresentou o maior coeficiente de variação (11,43%), sendo este próximo ao das amostras M3% (8,05%) e BK (9,14%).

Na Figura 5.3(a) são apresentadas as variações do IP (LL – LP) de todas as amostras em relação ao pH. Observa-se a similaridade de comportamento dos gráficos desta figura com os da Figura 5.1(a). Como era esperado, a amostra BK é bem mais plástica que as outras, apresentando um gráfico com comportamento senoidal. Há oscilação significativa de IP somente para a amostra M3% (ver Figura 5.3 b), cujo coeficiente de variação foi o mais elevado de todos os ensaios (32%).

De forma geral, conclui-se que há tendência senoidal no comportamento dos gráficos das amostras BK e M3%, principalmente para o LL e IP. Contudo suas ondulações se dão em sentidos opostos. Na amostra BK os limites (LL e IP) máximos ocorrem ao redor do pH 9 e os mínimos ao redor do pH 5. Na amostra M3% dá-se o inverso, onde os máximos de LL e IP ocorrem em valores de pH ao redor de 5 e os mínimos em valores de pH ao redor de 9.

Através das Figuras 5.4 a 5.7 é possível observar sob a forma de diagramas de barras como variou o LL, LP e IP das amostras com a adição dos diferentes fluidos.

Com relação à Figura 5.4, algumas observações podem ser feitas a respeito da amostra SN: (1) as maiores oscilações se deram com o IP, pois este apresentou um coeficiente de variação de 30,14% (ver Tabela 5.1); (2) com o aumento do pH houve uma leve diminuição em IP; (3) quando em contato com o NaCl, houve diminuição significativa da plasticidade, mostrada pelo menor valor de IP em relação a todas as amostras.

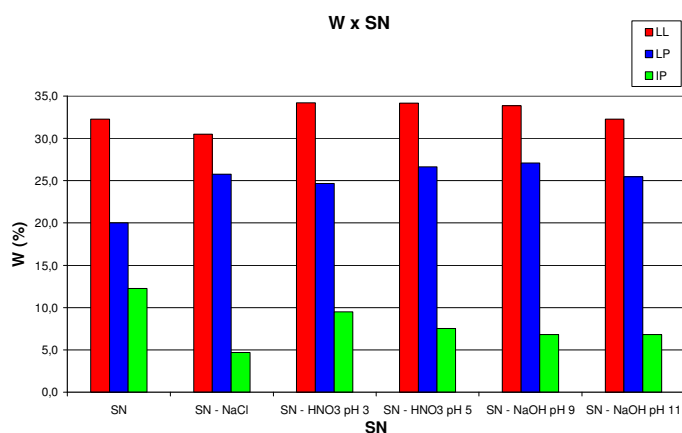


Figura 5.4: Variação de LL, LP e IP da amostra SN com diferentes fluidos.

Para a amostra M3%, de acordo com a Tabela 5.2 e Figura 5.5, verifica-se que a maior oscilação se deu com o LL das amostras, refletindo-se no valor de IP, como também observado nas Figuras 5.1 a 5.3. Nota-se que a menor plasticidade foi verificada para pH = 9. A adição de NaCl também reduziu consideravelmente o IP da amostra M3%.

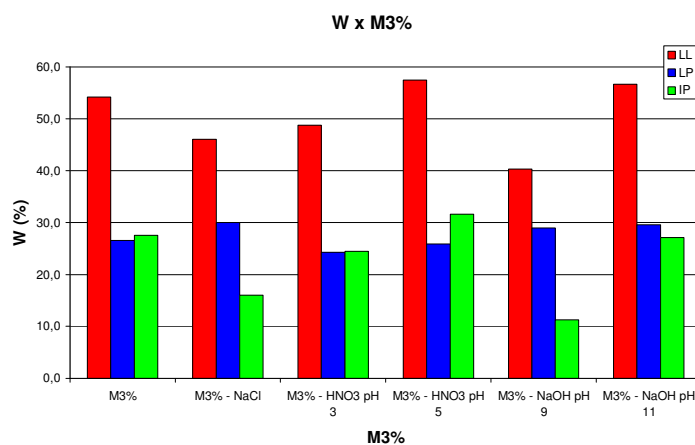


Figura 5.5: Variação de LL, LP e IP da amostra M3% com diferentes fluidos.

Na Figura 5.6 observa-se oscilação similar para LL, LP e IP da amostra M6%, em relação à amostra M3% fato observado também nas Figuras 5.1 a 5.3 e confirmado pelos valores do coeficiente de variação, que ficaram na faixa de 7,68% a 15,45%.

Comparando-se os valores de LL, LP, IP com água destilada e com NaCl, não se percebe grande variação no IP.

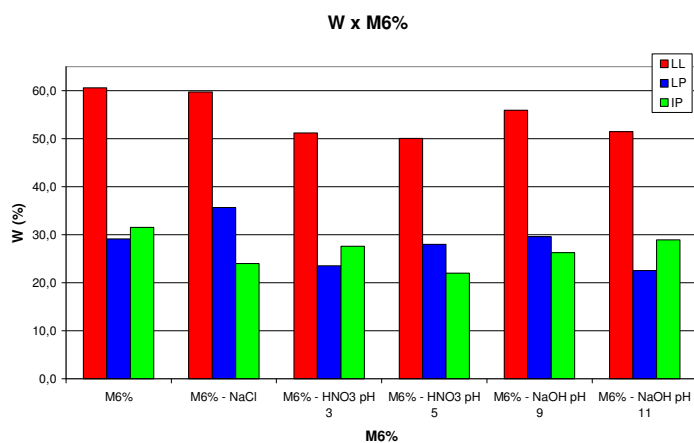


Figura 5.6: Variação de LL, LP e IP da amostra M6% com diferentes fluidos.

Pouca variação foi observada no LL, LP e IP da amostra BK para os diferentes fluidos utilizados, como mostra a Figura 5.7 e os valores do coeficiente de variação da Tabela 5.1.

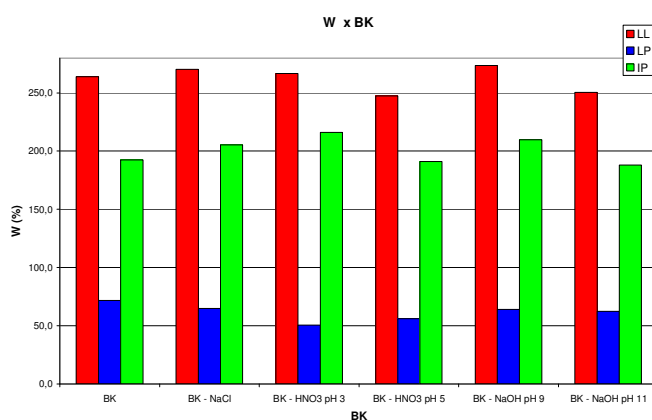


Figura 5.7: Variação de LL, LP e IP da amostra BK com diferentes fluidos.

De maneira geral é possível concluir que:

- Com o contato com os diferentes fluidos, as maiores variações na plasticidade das amostras (IP) em relação aos ensaios com água destilada deram-se para a amostra SN e M3%, cujos coeficientes de variação se situaram ao redor de 30%;

- Na maioria dos casos a plasticidade diminuiu com a adição dos outros líquidos, com exceção das amostras M3% (HNO_3 – pH = 5) e BK (NaCl , HNO_3 – pH = 3 e 9);
- Apesar das oscilações observadas em seus gráficos, a amostra BK parece ser a mais compatível em termos de plasticidade. O acréscimo deste material no solo natural (amostra SN) na dosagem de 3% praticamente não alterou a compatibilidade deste. Por outro lado, a adição de 6% de amostra BK na amostra SN aumentou significativamente a sua compatibilidade.
- O tolueno foi o líquido que mais influenciou o comportamento das amostras, tornando-as não plásticas. Destaca-se o efeito causado por este líquido na amostra BK, extremamente plástica.

5.2- ANÁLISE GRANULOMÉTRICA CONJUNTA

Foram realizados ensaios de análise granulométrica conjunta das amostras através de peneiramento e sedimentação.

A sedimentação foi realizada de duas maneiras: (1^a) utilizando-se soluções de água destilada + defloculante, procedimento convencional, que segue as normas NBR 7181; (2^a) utilizando-se as soluções indicadas no início deste capítulo, com exceção do tolueno.

A comparação entre os resultados de ambos os procedimentos fornece uma idéia sobre as mudanças do “comportamento granulométrico” das amostras quando em contato com os diferentes líquidos utilizados.

A Tabela 5.3 apresenta as frações granulométricas calculadas através das curvas granulométricas obtidas dos ensaios, as quais serão apresentadas a seguir.

Tabela 5.3: Frações granulométricas para as diferentes soluções de ensaio.

| | Normal | Sem Defloc. | NaCl | HNO3 pH 3 | HNO3 pH 5 | NaOH pH 9 | NaOH pH 11 |
|--------------------|--------|-------------|------|-----------|-----------|-----------|------------|
| Amostra SN | | | | | | | |
| Argila | 44 | 10 | 0 | 8 | 8 | 0 | 7 |
| Silte | 26 | 38 | 40 | 22 | 22 | 33 | 22 |
| Areia Fina | 16 | 26 | 32 | 44 | 42 | 53 | 39 |
| Areia Média | 12 | 18 | 19 | 18 | 18 | 6 | 22 |
| Areia Grossa | 1 | 6 | 7 | 6 | 8 | 6 | 8 |
| Pedregulho | 1 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| Amostra M3% | | | | | | | |
| Argila | 30 | 8 | 0 | 0 | 8 | 8 | 12 |
| Silte | 34 | 40 | 36 | 32 | 20 | 22 | 22 |
| Areia Fina | 22 | 27 | 34 | 39 | 43 | 44 | 37 |
| Areia Média | 11 | 17 | 21 | 19 | 19 | 17 | 20 |
| Areia Grossa | 2 | 6 | 7 | 8 | 8 | 7 | 7 |
| Pedregulho | 1 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| Amostra M6% | | | | | | | |
| Argila | 29 | 11 | 0 | 9 | 9 | 11 | 12 |
| Silte | 39 | 35 | 38 | 20 | 27 | 29 | 23 |
| Areia Fina | 19 | 25 | 34 | 45 | 36 | 32 | 33 |
| Areia Média | 9 | 19 | 19 | 16 | 18 | 18 | 23 |
| Areia Grossa | 3 | 8 | 7 | 8 | 8 | 8 | 7 |
| Pedregulho | 1 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| Amostra BK | | | | | | | |
| Argila | 85 | 61 | 85 | 58 | 61 | 62 | 63 |
| Silte | 11 | 32 | 4 | 25 | 35 | 20 | 31 |
| Areia Fina | 3 | 7 | 11 | 17 | 4 | 18 | 6 |
| Areia Média | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Areia Grossa | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Pedregulho | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Na Figura 5.8 estão as curvas granulométricas da amostra SN para os diferentes tipos de soluções utilizadas e na Figura 5.9 encontra-se um diagrama de barras com as frações granulométricas encontradas para esta amostra.

Nota-se o efeito da ausência de defloculante na quantidade da fração argila da amostra SN, que diminuiu com todas as soluções utilizadas, exceção óbvia do Ensaio Normal, chegando até a ser nula para as soluções de NaCl e NaOH pH 9. Por outro lado observa-se o aumento da fração silte e que a fração areia fina dominou nos ensaios com as soluções ácidas e básicas. Não se percebe tendência nítida de comportamento da granulometria com o aumento do pH.

Os diagramas de barras das soluções sem defloculante e NaCl são bastante semelhantes, excetuando-se pela fração argila, que desapareceu com o uso do NaCl.

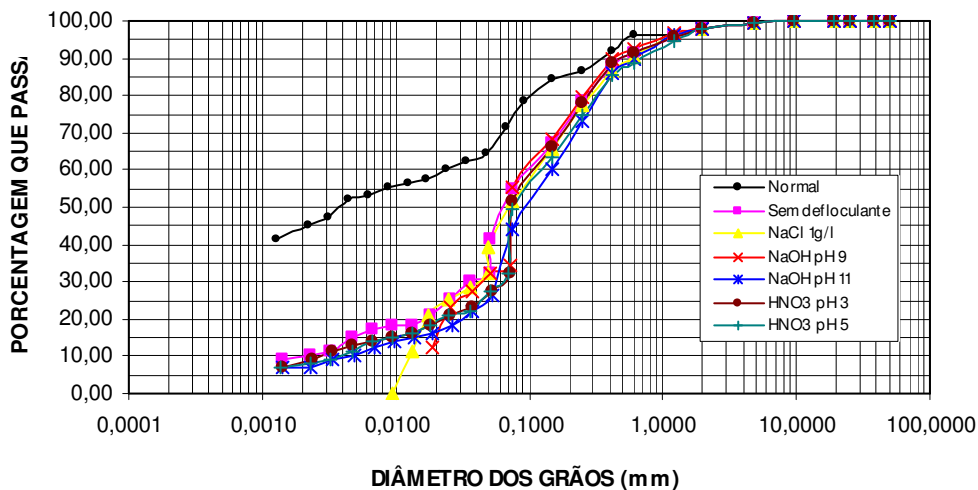


Figura 5.8: Curvas granulométricas da amostra SN com diferentes soluções.

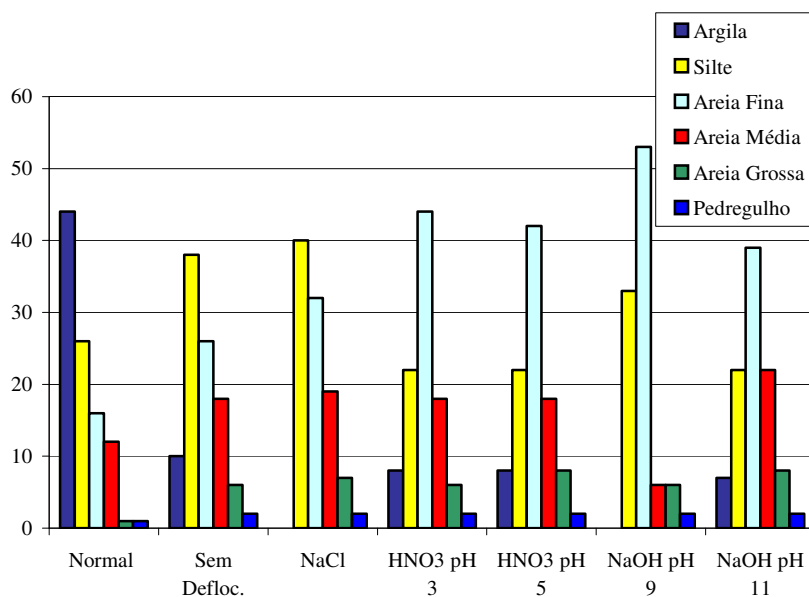


Figura 5.9: Frações granulométricas da amostra SN com diferentes soluções.

Na Figura 5.10 são apresentadas as curvas granulométricas da amostra M3% e na Figura 5.11 tem-se um diagrama de barras com as frações granulométricas desta amostra.

O comportamento da amostra M3% foi semelhante ao de SN quando comparada a influência das diferentes soluções nas frações granulométricas com as frações obtidas no Ensaio Normal, pois em ambas a fração argila diminuiu significativamente enquanto a fração areia fina aumentou.

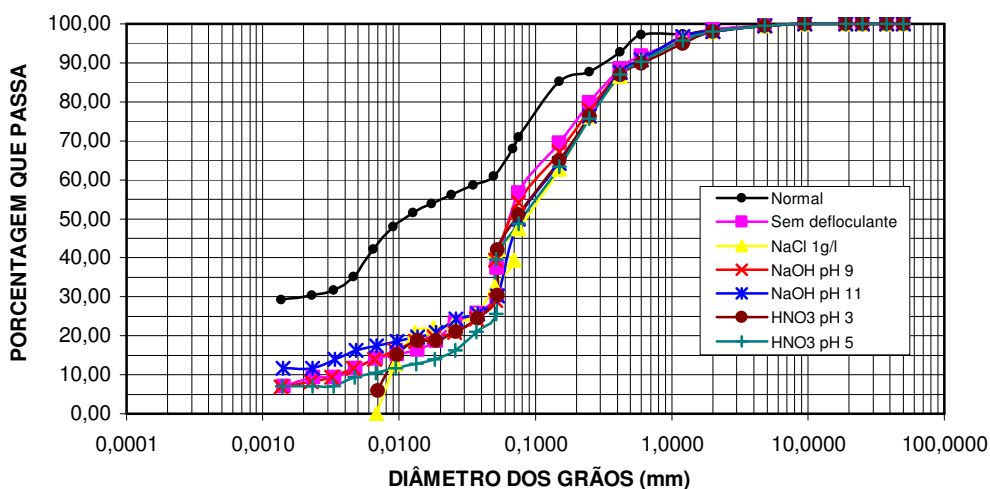


Figura 5.10: Curvas granulométricas da amostra M3% com diferentes soluções.

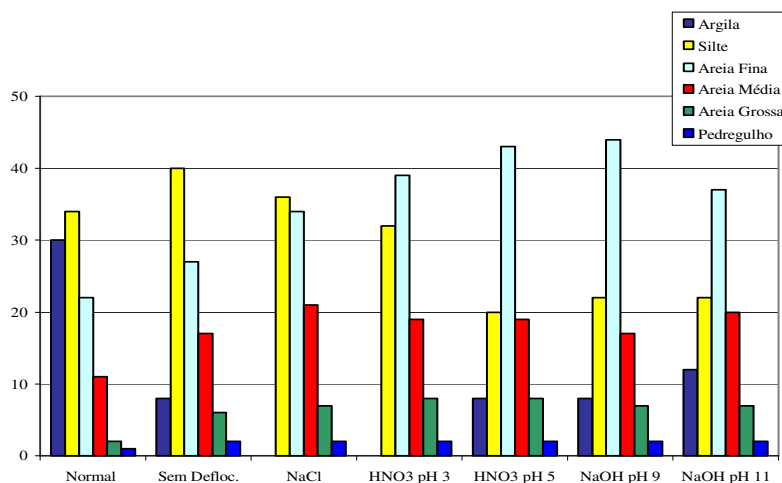


Figura 5.11: Frações granulométricas da amostra M3% com diferentes soluções.

De uma forma geral, as curvas da Figura 5.10 são parecidas para todas as soluções, exceção feita para a curva do Ensaio Normal e parte da curva da solução de NaCl, demonstrando que não houve mudanças significativas com o uso das soluções em questão.

Nota-se pela Figura 5.11 que a fração argila diminuiu para todas as soluções quando comparada com o Ensaio Normal, inclusive deixando de existir nos ensaios com as soluções de NaCl e HNO₃ pH 3. Acrescenta-se que também a fração areia fina aumentou consideravelmente em relação ao Ensaio Normal com o uso das referidas soluções, chegando ao seu máximo com a solução de NaOH pH9.

Comparando-se a Figura 5.11 com a Figura 5.9 (Amostra SN), as diferenças mais significativas foram a diminuição nas quantidades de argila do Ensaio Normal e com a solução de HNO₃ pH 3. Observou-se também diminuições da fração silte e de areia fina com a solução de NaOH pH 9 e, por conseguinte o aumento das frações argila e areia média para a mesma solução nestas condições de pH. Houve também o aumento da fração silte com a solução de HNO₃ pH 3.

A referida diminuição na quantidade de argila já havia sido discutida no item 3.2.1. Atribui-se então para a amostra M3% um comportamento semelhante ao da amostra SN em termos de compatibilidade.

As curvas granulométricas da amostra M6% encontram-se na Figura 5.12 e o diagrama de barras com suas respectivas frações granulométricas na Figura 5.13, considerando todas as soluções utilizadas.

Como aconteceu nas amostras SN e M3%, para a amostra M6%, excetuando-se a curva do Ensaio Normal e parte da curva com NaCl, as curvas granulométricas são razoavelmente semelhantes, denotando pouco efeito das soluções sobre este material.

Comparando-se os diagramas das amostras M6% (Figura 5.13) e SN (Figura 5.9), as diferenças mais marcantes são: (1^a) diminuição da fração argila e aumento da fração silte em relação ao Ensaio Normal; (2^a) diminuição da fração areia fina para as soluções de HNO₃ pH 5, NaOH pH 9 e NaOH pH 11 e (3^a) aumento da fração argila no ensaio com NaOH pH 9 e NaOH pH 11.

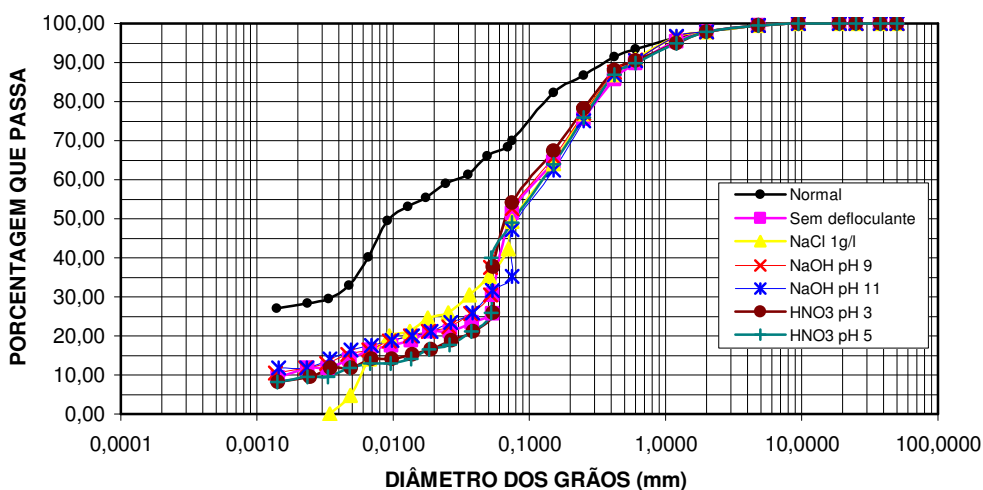


Figura 5.12: Curvas granulométricas da amostra M6% com diferentes fluidos.

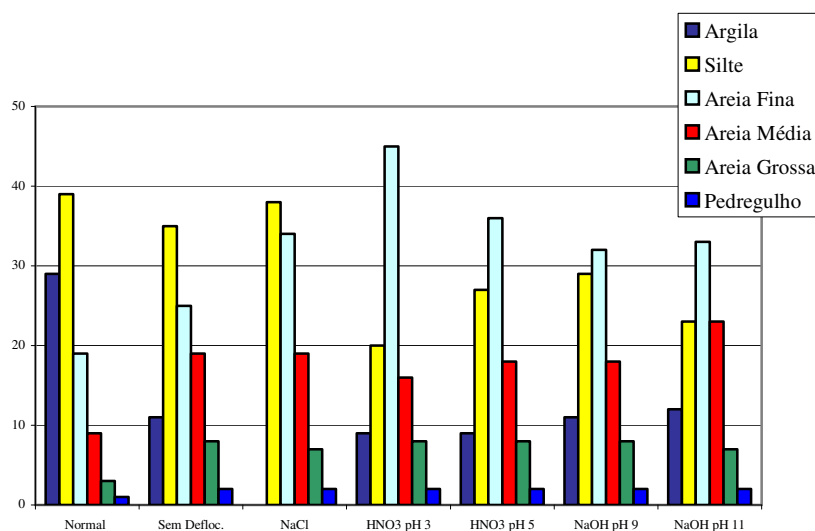


Figura 5.13: Frações granulométricas da amostra M6%, com diferentes soluções.

Especulando-se sobre a causa da diminuição da fração argila nas amostras M3% e M6% no Ensaio Normal em relação à amostra SN, sugere-se que a adição da amostra BK fez aglutinar os grãos da amostra SN, transformando grãos tamanho argila em grãos tamanho silte.

As principais diferenças entre as amostras M6% e M3% são: (1^a) aumento da fração silte no Ensaio Normal para a amostra M6%; (2^a) aumento das frações argila e areia fina e a diminuição do silte no ensaio com HNO₃ pH 3, para M3% a fração argila

nem existiu, o aumento do silte e a diminuição da areia fina para NaOH pH 9 e a diminuição de areia fina para NaOH pH 11.

A Figura 5.15 mostra um diagrama de barras derivado da Tabela 5.2, com a variação das frações granulométricas da amostra BK, segundo as diferentes soluções utilizadas nos ensaios.

Observa-se que, como era esperada, a quantidade de argila, fração dominante na amostra BK, decresceu sem o uso de defloculante. O mesmo aconteceu para as outras soluções, com exceção da solução de NaCl (1000 mg/L), onde a quantidade de argila foi a mesma daquela obtida com o uso do hexametáfosfato de sódio (85%). O teor de argila permaneceu praticamente o mesmo ($\cong 60\%$) sem o uso de defloculante e com o uso das soluções ácidas e básicas, donde se conclui que a quantidade de argila determinada no ensaio independe do pH.

As quantidades de silte e areia fina aumentaram nos ensaios sem o uso de defloculante e com o uso das diferentes soluções (com exceção da solução com NaCl, cuja fração de silte diminuiu). Não há tendência nítida de comportamento para estas frações com o aumento do pH. Não se observou comportamento defloculante para as soluções alcalinas, como normalmente acontece para solos de cargas permanentes negativas, como no caso desta amostra ($CTC = 53,13 \text{ cmol/kg}$). Se este comportamento existisse, a quantidade de argila teria aumentado em altos valores de pH.

Sendo assim, pode-se dizer que a amostra BK apresenta boa compatibilidade na presença das soluções utilizadas nestes ensaios, com destaque para sua alta compatibilidade para a solução de NaCl.

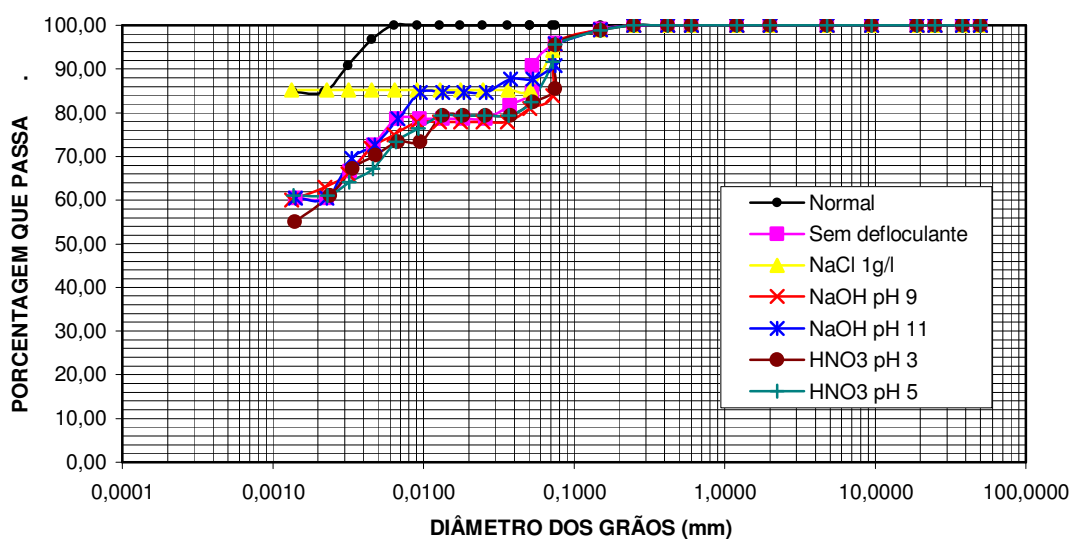


Figura 5.14: Curvas granulométricas da amostra BK com diferentes soluções.

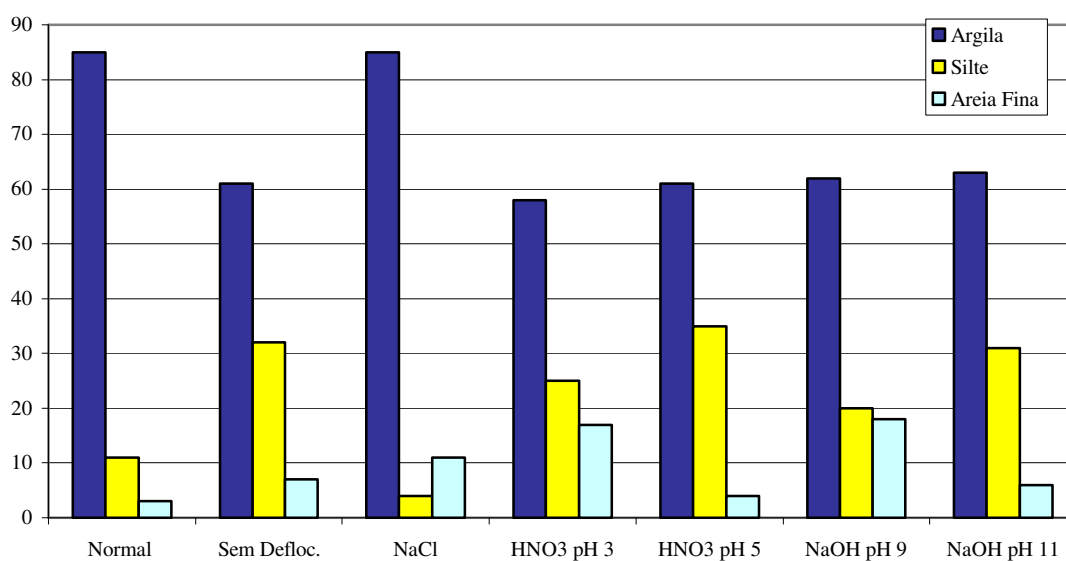


Figura 5.15: Frações granulométricas da amostra BK, com diferentes soluções.

Em termos de granulometria, como conclusão é possível se afirmar que: (1) a amostra BK foi a que apresentou melhores resultados, sendo, desta maneira, a mais compatível; (2) o acréscimo de bentonita (amostra BK) parece não ter influenciado substancialmente o comportamento da amostra SN (amostras M3% e M6%), não melhorando, nem piorando suas características de compatibilidade.

Tanto a não utilização do defloculante, como o uso das soluções de NaCl, NaOH e HNO₃ causaram floculação nas amostras.

Como conclusão geral do item, os resultados dos limites de consistência e da granulometria indicam que a amostra BK foi a que menos sofreu influência do meio, dando-se o contrário para a amostra SN. O acréscimo de bentonita nas amostras M3% e M6%, não influenciou significativamente o comportamento destas amostras em relação ao comportamento da amostra SN, que predomina nas misturas.

Fica clara a influência das diferentes soluções nas frações granulométricas quando comparadas com as frações obtidas no Ensaio Normal. Por outro lado, ao se observar as curvas granulométricas das amostras SN, M3% e M6% (Figuras 5.8, 5,10 e 5,12) não se percebem grandes diferenças entre as curvas granulométricas das soluções sem defloculante, HNO₃ e NaOH. Conclui-se então, que em condições de campo, onde obviamente não existe tão poderoso defloculante (hexametáfosfato de sódio e carbonato de sódio), e as partículas se encontram naturalmente floculadas, o acréscimo de soluções de HNO₃ e NaOH não resultará em grandes mudanças granulométricas, respeitando-se as condições de pH dos ensaios. Sob condições extremas de pH (e.g. pH < 2 e pH > 12), haverá dissolução mineral.

O mesmo pôde ser observado para a amostra BK, com exceção da solução NaOH pH 11, pois nesta houve uma pequena distorção em uma parte da curva que se assemelhou à solução de NaCl, ocorrendo uma floculação a amostra.

6- CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os trabalhos desenvolvidos nesta pesquisa levaram à conclusões importantes, algumas das quais são expostas nos parágrafos que se seguem. Posteriormente são apresentadas sugestões para trabalhos futuros.

- Ensaio de Caracterização

Percebeu-se que as caracterizações física, físico-química e mineralógica são essenciais para o conhecimento e interpretação dos resultados nos estudos aqui desenvolvidos.

Pôde-se verificar que, ao contrário do que se esperava a adição de bentonita fez diminuir a quantidade de argila em relação à amostra de solo laterítico. Tal fato pode ser explicado pela aglutinação dos grãos do solo tendo como agente aglutinante a bentonita, como comprovado por ensaios de granulometria conjunta, sem o uso de defloculante.

Por outro lado, a adição de bentonita nas porcentagens de 3 e 6% aumentou sobremaneira a plasticidade da amostra de solo, como se previa. A diminuição da massa específica seca máxima atingida nos ensaios de compactação com as misturas também comprovam este aumento.

Ocorreram mudanças drásticas nas propriedades físico-químicas do solo laterítico em função da adição de bentonita, principalmente em parâmetros como pH, condutividade elétrica, capacidade de troca catiônica e superfície específica.

- Ensaio de Condutividade Hidráulica

Foram realizados ensaios em permeâmetros de parede rígida e flexível. Como os parâmetros de controle dos ensaios com parede flexível (parâmetro B) não foram tão confiáveis, assumiu-se como mais precisos os resultados dos ensaios com parede rígida, em tubo superdimensionado, selado com bentonita.

As maiores dificuldades metodológicas nestes ensaios foi o tempo de saturação, que para todos os ensaios não durou menos que 30 dias.

Os resultados mostram que houve diminuição significativa da condutividade hidráulica com o acréscimo de bentonita somente no caso da amostra M6%. Desta forma, são sugeridos valores de no mínimo 6% (peso seco) de bentonita como aditivo para diminuir o K deste solo. Tal valor pode orientar a aplicação de bentonita em solos semelhantes ao deste estudo.

Este resultado parece ser compatível com os resultados de outros autores para misturas de areia + bentonita e solo laterítico + bentonita, como pode ser visto no item 2.1.3.

- Ensaio de Compatibilidade

Os resultados destes ensaios mostraram que as maiores variações na plasticidade devido ao contato com os diferentes fluidos, com exceção do tolueno P.A., foram observadas nas amostras SN e M3%. Isto equivale a dizer que as amostras M6% e BK são as mais compatíveis.

Conclui-se então que em termos do parâmetro plasticidade, a adição de bentonita só fez aumentar a compatibilidade das amostras.

Os resultados dos ensaios da análise granulométrica conjunta com as diversas soluções utilizadas também mostraram a mesma tendência, isto é, a adição de bentonita só fez melhorar a compatibilidade das amostras.

6.1 - SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Devido aos problemas enfrentados nos ensaios de parede flexível, sugere-se que mais ensaios sejam executados no futuro, de forma a se obter resultados mais confiáveis.

Por outro lado, propõem-se que futuramente seja realizada uma avaliação da relação entre a quantidade de bentonita adicionada versus condutividade hidráulica. Indicam-se como ponto de partida as quantidades de 3, 6, 9 e 12% de bentonita em peso seco.

Estudos de microscopia eletrônica de varredura em misturas compactadas poderão elucidar melhor as interações das partículas da bentonita, principalmente da montmorilonita, com as partículas dos solos lateríticos.

Para uma melhor representatividade dos resultados, aconselha-se realizar ensaios de condutividade hidráulica em camadas compactadas em campo, constituindo-se assim projetos "piloto" de futuros sistemas de selagem. Desta forma, macroporos, se existentes, poderão ser observados.

Apesar dos resultados serem claros no tocante à maior compatibilidade da bentonita em relação aos diferentes fluidos, sugere-se que as misturas de solo e bentonita sejam expostas a mais e diferentes fluidos, principalmente chorume de aterros sanitários.

Por outro lado, ensaios de condutividade hidráulica com diferentes fluidos poderiam comprovar melhor os resultados em termos deste parâmetro. Para tais ensaios, um equipamento quimicamente inerte aos fluidos testados deveria ser construído.

7- REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACAR, Y. B. e OLIVIERI, I. (1989). Pore fluid effects on the fabric and hydraulic conductivity of laboratory-compacted clay. *Transportation Research Record*, v. 1219, p. 144-159.

AGUIAR, M. R. M. P.; NOVAES, A. C. e GUARINO, A. W. S. (2002). Remoção de metais pesados de efluentes industriais por aluminossilicatos. *Química Nova*, v. 25, n. 6B, p. 1145-1154, São Paulo.

ALVES, M. E. (2002). Atributos mineralógicos e eletroquímicos, adsorção e dessorção de sulfato em solos paulistas. Dissertação (Doutorado). Escola Superior de Agricultura “Luiz de Queiroz”, Universidade de São Paulo, Piracicaba.

American Society for Testing and Materials (2003). D5084: Standard test methods for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexível wall permeameter.

ANDERSON, S. A. e 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 (1984). NBR 6459: solo – determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (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 (1984). NBR 7180: solo – determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984). NBR 7181: solo – análise granulométrica. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (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.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1995). NBR 6502: rochas e solos. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2000). NBR 14545: solo – determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável. Rio de Janeiro.

BARBOSA, V. L. A. (Coord.) (2001). Bentonita e argilas descorantes. Anuário Mineral Brasileiro 2001. Departamento Nacional de Produção Mineral – DNPM, ano XXX, p. 190-191, Brasília. Disponível em: <<http://www.dnpm.gov.br>>. Acesso em jun. 2005.

BARDEN, L e SIDES, G. (1970). Engineering behavior and structure of compacted clay. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, v.96, n.4, p.1171-1200.

BARTHELMY, D. (2005). Mineralogy database. Disponível em: <<http://www.webmineral.com>>. Acesso em: jun. 2005.

BENSON, C. H.; HARDIANTO, F. S. e MOTAN, E. S. (1994). Representative specimen size for hydraulic conductivity assessment of soil liners. Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil, ASTM STP 1142, p. 3-29, Philadelphia.

BENSON, C.B. e DANIEL, D.E. (1990). Influence of clods on hydraulic conductivity of compacted. Journal of Geotechnical Engineering, v. 116, n. 8, p.1231-1248.

BOFF, F. E.; PARAGUASSÚ, A. B. (1999). Aplicação da titulação potenciométrica na avaliação das possibilidades de uso dos solos lateríticos como liners. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL, 4. , São José dos Campos, 1999. Anais. São José dos Campos, ITA, p.361-366.

BOSCOV, M. E.; OLIVEIRA, E.; GHILARDI, M. P. e SILVA, M. M. (1999a). Difusão de metais através de uma argila laterítica compactada. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL, 4. , São José dos Campos, 1999. Anais. São José dos Campos, ITA, p.323-330.

BOSCOV, M. E.; PEDREIRA, W. F.; SARKIS, J. E. S. e HUANG, Y. C. (1999b). Estudo da migração de urânio através de uma camada de solo compactado. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL, 4., São José dos Campos, 1999. Anais. São José dos Campos, ITA, p.367-374.

BOUZZA, A. e VAN IMPE, W. F. (1998). Liner design for waste disposal sites. *Environmental Geology*, v. 35, n. 1, p. 41-54.

BOYTON, S. S. e DANIEL, D. E. (1985). Hydraulic conductivity tests on compacted clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 111, n. 4, p. 465-477.

BUDHU, M.; GIESE, R. F.; CAMPBELL, G. e 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. e OFFREDI, A. (1994). Effects of leachate on the permeability of sand-bentonite mixtures. *Landfilling of Waste: Barriers*, p. 259-293. London: E & FN SPON.

CHAPUIS, R.P. (1990) Sand-bentonite liners: predicting permeability from laboratory tests. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 27, p. 47-57.

Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental – CETESB (1993). *Resíduos Sólidos Industriais*. 2º ed. São Paulo, 233 p.

Companhia Energética de São Paulo – CESP (1969). *Determinação do Coeficiente de Permeabilidade em Meios Porosos em Laboratório*, 27p., MSL -09.

DANIEL, D. E. (1987). Hydraulic conductivity tests for clay liners. *Geotechnical and Geohydrological Aspects of Waste Management*, p. 15-34.

DANIEL, D.E. (1994). State-of-the-art: laboratory hydraulic conductivity tests for saturated soils. *Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil*, ASTM STP 1142, p. 30-78. Philadelphia.

DANIEL, D. E. (1995). Soil barrier layers versus geosynthetic barriers in landfill cover systems In: *Landfill Closures*, ASCE- Geotechnical Special Publication (53), p.1-18.

DANIEL, D.E. e Liljestrand, H.M. (1984). Effects of landfill leachates on natural liner systems. *Geotechnical Engineering Center (Austin)*.

DANIEL, D.E. e Benson, C.H. (1990). Water content-density criteria for compacted soil liners. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 116, n. 12, p. 1811-1830.

DOMENICO, P. A. e SCHWARTZ, F. W. (1990). *Physical and Chemical Hidrogeology*. New York.

FARINHA, F. J. B. (1998). Alguns princípios de dimensionamento do sistema basal de selagem em aterros sanitários. *Geotecnia*, n. 84, p. 67-74. Lisboa.

FETTER, C. W. (1994). *Applied Hidrogeology*. Englewood Cliffs NJ, Prentice Hall.

FONSECA, M. G. e AIROLDI, C. (2003). Híbridos inorgânicos-orgânicos derivados da reação de filosilicatos com organossilanos. *Química Nova*, v. 26, n. 5, p. 699-707. São Paulo.

FONTES, M. P. F.; MATOS, A.T.; COSTA, L. M. e NEVES, J. C. L. (2000). Competitive adsorption of zinc, cadmium, copper, and lead in three highly-weathered Brazilian soils. *Commun. Soil Sci. Plant. Anal.*, 31(17and18), p. 2939-2958.

FREEZE, R. A. e CHERRY, J. A. (1979). *Groundwater*. Englewood Cliffs NJ. Prentice Hall.

GARCIA-BENGOCHEA, I.; NOVELL, C. e ALTSCHAEFFL, A.(1979). Pore distribution and permeability of silty clays. *Journal of Geotechnical Engineering Divison, ASCE*, v. 105, n. 7, p. 839-856.

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.

GOLDMAN, L. J.; GREENFIELD, L. I.; DAMLE, A. S.; KINGSBURY, G. L.; NORTHEIM, C. M. e TRUESDALE, R. S. (1988). EPA/530-SW-86-007: Design, construction and evaluation of clay liner for waste management facilities. U. S. Environmental Protection Agency, p. 5-1, 5-109. Washington.

GOMES, M. P. F.; GOMES, P. C.; SILVA, A. G.; MENDONÇA, E. S. e NETO, A. R. (2001). Selectivity sequence and competitive adsorption of heavy metals by Brazilian soils. *Soil Science Society of American Journal*, 65, pp. 1115-1121.

GOLDBERG, S., LEBRON, I.; SUAREZ, D. L. e HINEDI, Z. R. (2001). Surface characterization of amorphous aluminum oxides. *Soil Science Society of America Journal*, 65, p. 78-86.

GRUBB, D. G. e HEMSI, P. S. (2002). Phosphate uptake by a Brazilian soils, Iron-RichTM and acidic fly ash. In: Proceedings of the In: INTERNATIONAL CONGRESS ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, 4TH, Rio de Janeiro, Balkema, Rotterdam, p. 47-52.

HEMSI, P. S.; BOSCOV, M. E. G. e SHACKELFORD, C. D. (2002). Points of zero charge and adsorption for a Brazilian residual soil. Proceedings of the In: INTERNATIONAL CONGRESS ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, 4TH. Rio de Janeiro, Balkema, Rotterdam, p.105-112.

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.

LAMBE, T. W. (1958). The structure of compacted clay. Journal of the soil Mechanics and Foundation Division, SM2, 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. Dissertação (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos.

LEITE, A. L.; PARAGUASSÚ, A. B. e ZUQUETTE, L. V. (1998). Potassium and chloride diffusion in compacted tropical soils: a liner usage perspective. In: IAEG CONGRESS, 8, Vancouver, 1998, Proceedings, Rotterdam, Balkema, v.4, p.2505-2512.

LEITE, A. L. e PARAGUASSÚ, A. B. (1999 a). Simulações da difusão/retenção do potássio em misturas de latossolos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL, 4. São José dos Campos, 1999. Anais. São José dos Campos, ITA., p.315-321.

LEITE, A. L. e PARAGUASSÚ, A.B. (1999 b). A difusão do K⁺ em solos tropicais compactados: uma nova modelagem. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE

GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 9, São Pedro, 1999. Boletim de Resumos. São Pedro, ABGE-USP-UNESP, p.55. Anais CD ROM (Tema 7).

LEITE, A. L.; PARAGUASSÚ, A. B. e ROWE, R. K (2003). Sorption of inorganic chemicals by some tropical soils. Canadian Geotechnical Journal, 40 (3), p. 619-642.

MANASSERO, M.; PARKER, R.; PASQUALINI, E.; SZABÒ, I.; ALMEIDA, M. S. S.; BOUAZZA, A.; DANIEL, D. E.; e ROWE, R. K. (1998). Controlled landfill design (Geotechnical Aspects). In: INTERNATIONAL CONGRESS ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, 3., Lisboa, Portugal. Anais... Rotterdam: Ed. Seco e Pinto. p. 1001-1038.

MATOS, A. T.; COSTA, L. M.; FONTES, M. P. F. e MARTINEZ, M.A. (1999). Retardation factors and the dispersion/diffusion coefficients of Zn, Cd, Cu, and Pb in soils from Viçosa MG, Brazil. Transactions of the American Society of Agricultural Engineers (ASAE), 42(4), p.903-910.

MATOS, A.T.; FONTES, M. P. F.; COSTA, L. M. e MARTINEZ, M. A. (2000). Mobility of heavy metals as related to soil chemical and mineralogical characteristics of Brazilian soils. Environmental Pollution, 111. p. 429-435.

MITCHELL, J. K. (1993). Fundamentals of Soil Behavior, ed. 2, John Wiley & Sons. New York.

MITCHELL, J.K.; HOOPER, D. R; e CAMPANELLA, R. G. (1965). Permeability of compacted clay. Journal of Soil Mechanics and Foundation Div. ASCE, v.91, n.4, p.41-65.

NOGUEIRA, J. B. (1995). Mecânica dos Solos - Ensaio de Laboratório. EESC São Carlos.

OLIVEIRA, M. L. (2004). Bentonita. Sumário Mineral 2004. Departamento Nacional de Produção Mineral – DNPM, v. 24, p. 41-42, Brasília. Disponível em: <http://www.dnpm.gov.br/dnpm_legis/sm2004.html>. Acesso em jun. 2005.

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, 4TH, Rio de Janeiro, Balkema, Rotterdam, p.225-230.

PARAGUASSÚ, A.B.; BOFF, F. E. e ZUQUETTE, L.V. (2002). Estudos laboratoriais de solos lateríticos visando aplicação em liners. Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, 94, p.37-55.

PEJON, O. J. (1992). Mapeamento Geotécnico da Folha de Piracicaba – SP (escala 1:100.000): Estudo de Aspectos Metodológicos, de Caracterização e de Apresentação dos Atributos, v. I. Dissertação (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

PETERSON, S. R. e GEE, G. W. (1985). Interactions between acidic solutions and clay liners: permeability and neutralization. Hydraulic Barriers in Soil and Rock, ASTM STP 874, p. 229-245. Philadelphia.

QUIGLEY, R. M.; FERNANDES, F. e ROWE, R. K. (1988). Clayey barrier assessment for impoundment of domestic waste leachate (southern Ontario) including clay – leachate compatibility by hydraulic conductivity testing. Canadian Geotechnical Journal, v. 25, p. 574-581.

RODRIGUES, M. G. F.; SILVA, M. P. L. e SILVA, M. G. C. (2004). Caracterização da argila bentonítica para utilização na remoção de chumbo de efluentes sintéticos. Cerâmica, v. 50, n. 315, p. 190-196. São Paulo.

ROWE, R. K. (2001). Barrier Systems, Chapter 25. In: Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook. Edited by R.K. Rowe, Kluwer Academic Publishing, Norwell USA. p. 739-788.

ROWE, R. K.; QUIGLEY, R. M. e BOOKER, J. R. (1995). Clayey Barrier Systems for Waste Disposal Facilities. E & FN SPON, London.

SAHA, U. K.; TANIGUCHI, S. e SAKURAI, K. (2001). Adsorption behavior of cadmium, zinc, and lead on hydroxyaluminum-and hydroxyaluminosilicate-montmorillonite complexes. Soil Science Society of America Journal, 65. p. 694-703.

SAHA, U. K.; TANIGUCHI, S. e SAKURAI, K. 2002. Simultaneous adsorption of cadmium, zinc, and lead on hydroxyaluminum-and hydroxyaluminosilicate-montmorillonite complexes. Soil Science Society of America Journal, 66. p.117-128.

SANTOS, Pécio de Souza (1989). Ciéncia e Tecnologia de Argilas – 2º Edição Revisada e Ampliada. v. 1. Edgard Blücher. São Paulo.

SARKAR, D.; ESSINGTON, M. E. e MISRA, K. C. (2000). Adsorption of mercury (II) by kaolinite. Soil Science Society of America Journal. 64. p. 1968-1975.

SHACKELFORD, C. D. (1994). Waste-soil interactions that alter hydraulic conductivity. Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil, ASTM STP 1142, p. 111-166. Philadelphia.

SHARMA, H. D. e LEWIS, S. P. (1994). Waste Containment Systems, Waste stabilization, and Landfills: Design and Evaluation. John Wiley & Sons. New York

SINGH, U. e UEHARA, G. (1986). Eletrochemistry of the Double Layer: Principles and Applications to Soils. Soil Physical Chemistry. SPARKS, D.L. Boca Raton, Florida.

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, Portugal. Anais. Rotterdam: Ed. Seco e Pinto, p. 17-21.

TAVENAS, P.; LEBLOND, P.; JEAN, P. e LEROUÉIL, S. (1983). The permeability of natural soft clays. Part I: Methods of laboratory measurement. Canadian Geotechnical Journal, v. 20, p. 629-660.

VARGAS, M. (1977). Introdução à Mecânica dos Solos. McGraw Hill do Brasil.

YONG, R. N.; MOHAMED, A. M. O. e WARKENTIM, B. P. (1992). Principles of Contaminant Transport in Soils, 327p., Elsevier. Amsterdam.