

MARIA EUGENIA GIMENEZ BOSCOV

**CONTRIBUIÇÃO AO PROJETO DE  
SISTEMAS DE CONTENÇÃO DE RESÍDUOS PERIGOSOS  
UTILIZANDO SOLOS LATERÍTICOS**

Tese apresentada à Escola Politécnica da  
Universidade de São Paulo para obtenção do  
título de Doutor em Engenharia.

Área de Concentração: Engenharia de Solos

Orientador: Prof. Dr. Waldemar C. Hachich

Coorientador: Prof. Dr. Cláudio F. Mahler

Dedico este trabalho aos meus pais, Pedro e Guiomar,  
ao Marcos, e ao Professor Balduzzi (in memoriam).

## AGRADECIMENTOS

A autora agradece a todos que cooperaram para que este trabalho se concretizasse, especialmente a:

- Prof. Dr. Waldemar C. Hachich, pela orientação e pela coragem em trilhar novos caminhos;
- Prof. Dr. Cláudio F. Mahler, pela participação como coorientador deste trabalho;
- Prof<sup>a</sup> Dr<sup>a</sup> Elizabeth de Oliveira, pela realização das análises químicas e pela preciosa colaboração na investigação experimental;
- Prof. Dr. Carlos S. Pinto, por compartilhar com boa vontade seu grande conhecimento sobre a Mecânica dos Solos sempre que solicitado;
- Prof<sup>a</sup> Dr<sup>a</sup> Maria Cláudia Barbosa, por sempre me atender tão simpaticamente, de sua própria casa, sobre minhas dúvidas a respeito dos ensaios de difusão;
- Prof. Dr. Fernando Marinho, pela revisão atenciosa do texto, pelas sugestões interessantes e pelo entusiasmo que tem transmitido ao nosso laboratório;
- Prof. Dr. Faiçal Massad, pelo apoio e incentivo;
- Prof. Dr. Franco Balduzzi (in memoriam), pela visão extremamente interessante sobre o trabalho do pesquisador, que marcou minha vida profissional;
- Laboratório de Mecânica dos Solos da EPUSP, onde o trabalho foi realizado;
- Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, na pessoa do Prof. Dr. Carlos Eduardo Nigro Mazzilli;
- Laboratório de Tecnologia de Transporte da EPUSP, e ao técnico Édson de Moura, pelos ensaios para a Classificação MCT;
- Laboratório de Caracterização Tecnológica do Departamento de Engenharia de Minas da EPUSP, nas pessoas do Prof. Dr. Henrique Kahn, Gabriela C. Fronzaglia e Sandra G. Gabas, pelas análises mineralógicas;
- Dr<sup>a</sup> Giuliana Ratti, pelas análises de fluorescência de raios-X, pela colaboração na interpretação dos resultados dos ensaios mineralógicos e pela simpatia;

- Prof<sup>a</sup> Dr<sup>a</sup> Dione Morita, por ter-me colocado em contato com o problema da disposição dos sedimentos do Rio Tietê;
- Prof. Dr. Paulo T. Cruz, pelo incentivo;
- FAPESP, pelo auxílio à pesquisa;
- CTH, na pessoa do Prof. Dr. Brighetti, pelo contato com o DAEE;
- DAEE, nas pessoas da Eng<sup>a</sup> Maria Aparecida T. Amorim, do Eng. Roberto T. Pereira e do Eng. Wagner S. Cesquini, pela visita técnica ao sistema de desassoreamento do Rio Tietê e pelas informações recebidas;
- Antonio Carlos Heitzmann, pelos ensaios de laboratório realizados, pela ajuda, cooperação e amizade em todos os momentos do trabalho;
- Joaquim Costa Júnior, pela valiosa cooperação no desenvolvimento dos equipamentos utilizados, pelos ensaios de laboratório realizados e pela antiga amizade;
- estudantes da pós-graduação e bolsistas, em especial Francisco Sánchez Pérez, pela simpática companhia nas jornadas de trabalho prolongadas;
- colegas e amigos, pelo apoio recebido;
- amiga Liedi Bernucci, pelo incentivo, apoio e excelentes sugestões;
- amigo Orlando Strambi, pelo estímulo, apoio e paciência;
- meus pais, irmãs, cunhados e sobrinhos, pelo apoio, amor e carinho;
- Marcos, querido companheiro, por tudo que tem feito por mim.



## SUMÁRIO

Lista de Figuras  
Lista de Tabelas  
Resumo  
“Abstract”

<b>INTRODUÇÃO</b> .....	1
<b>1. ATERROS DE RESÍDUOS SÓLIDOS</b>	
1.1 Alguns Conceitos .....	4
1.2 Gerenciamento de Resíduos Sólidos .....	6
1.3 Aterros de Resíduos .....	7
1.4 Critérios de Projeto .....	11
1.4.1 Princípios gerais .....	11
1.4.2 Escolha do local .....	12
1.4.3 Dados necessários .....	14
1.4.4 Conceito de segurança .....	15
1.5 Sistemas de Revestimento Impermeabilizante .....	20
1.5.1 Requisitos .....	20
1.5.2 Sistema de revestimento impermeabilizante inferior .....	20
1.5.3 Sistema de revestimento impermeabilizante superior .....	26
1.5.4 Barreiras verticais .....	27
1.6 Comentários .....	28
<b>2. PERMEABILIDADE DE REVESTIMENTOS IMPERMEABILIZANTES DE ARGILA COMPACTADA</b>	
2.1 Fatores que Influenciam a Permeabilidade das Argilas Compactadas .....	31
2.1.1 Coeficiente de permeabilidade do solo .....	31
2.1.2 Composição do solo .....	32
2.1.3 Teor de umidade de compactação e peso específico aparente seco .....	34
2.1.4 Estrutura .....	36
2.1.5 Grau de saturação .....	44
2.1.6 Características do fluido .....	46
2.1.7 Comentários .....	46

2.2	Ensaio de Permeabilidade .....	47
2.2.1	Tipos de ensaio .....	47
2.2.2	Diâmetro da amostra .....	50
2.2.3	Tempo de armazenamento .....	51
2.2.4	Anisotropia do corpo-de-prova .....	52
2.2.5	Sobrecarga .....	52
2.2.6	Pressão confinante .....	54
2.2.7	Gradiente hidráulico .....	55
2.2.8	Duração do ensaio .....	56
2.3	Previsão da Permeabilidade de Campo .....	57
2.3.1	Ensaio de laboratório .....	57
2.3.2	Correlações .....	60
2.3.3	Tratamento probabilístico da permeabilidade de campo .....	61
2.4	Fluxo por Camadas de Argila Compactada sob Gradiente Hidráulico Vertical .....	66
2.4.1	Modelo unidimensional de fluxo .....	66
2.4.2	Modelo tridimensional de fluxo .....	69
2.5	Comentários .....	73

### **3. TRANSPORTE DE POLUENTES EM SOLOS**

3.1	Introdução .....	76
3.2	Mecanismos de Transporte de Poluentes em Solos .....	77
3.2.1	Advecção .....	78
3.2.2	Dispersão mecânica ou hidráulica .....	78
3.2.3	Difusão molecular .....	81
3.2.4	Dispersão hidrodinâmica .....	82
3.2.5	Reações químicas .....	83
→ 3.2.5.1	Adsorção .....	83
3.2.5.2	Compatibilidade .....	92
3.3	Formulação Teórica .....	99
3.4	Ensaio de Laboratório .....	121
3.4.1	Ensaio de coluna ou de dispersão .....	122
3.4.2	Ensaio de difusão .....	125
3.4.3	Ensaio de compatibilidade .....	127
3.4.4	Ensaio de adsorção em lote .....	128
3.5	Comentários .....	130

#### **4. ESTUDO DE CASO: A DISPOSIÇÃO DOS SEDIMENTOS DRAGADOS DO LEITO DO RIO TIETÊ EM ANTIGO PORTO DE AREIA EM CUMBICA, GUARULHOS**

4.1 Introdução .....	132
4.2 O Sistema de Disposição dos Sedimentos do Rio Tietê .....	133
4.3 Caracterização Físico-Química dos Sedimentos do Rio Tietê .....	138
4.4 Apresentação do Local .....	146
4.5 Encaminhamento da Pesquisa .....	147

#### **5. INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL**

5.1 Procedimento Geral .....	151
5.2 Materiais Utilizados .....	152
5.2.1 Solo .....	152
5.2.2 Soluções .....	155
5.2.3 Água .....	158
5.3 Método Experimental .....	159
5.3.1 Preparação das amostras de solo .....	159
5.3.2 Limites de consistência do solo com adição de metais .....	159
5.3.3 Moldagem e compactação dos corpos-de-prova .....	160
5.3.4 Ensaio de permeabilidade .....	161
5.3.5 Ensaio de difusão .....	163
5.3.6 Ensaio de adsorção em lote ("Batch" tests) .....	169
5.3.7 Ensaio de dispersão ou de coluna .....	172
5.3.8 Ensaio mineralógicos .....	174
5.4 Resultados .....	176
5.4.1 Limites de consistência com adição de metais .....	176
5.4.2 Ensaio de permeabilidade .....	179
5.4.2.1 Permeabilidade dos corpos-de-prova .....	179
5.4.2.2 Permeabilidade em função do grau de compactação e do desvio de umidade .....	183
5.4.2.3 Influência da pressão confinante e do gradiente hidráulico na determinação do coeficiente de permeabilidade .....	189
5.4.2.4 Ensaio de permeabilidade com contrapressão .....	191
5.4.3 Ensaio de difusão .....	192
5.4.3.1 Programação dos ensaios .....	192
5.4.3.2 Concentração de alumínio no fluido do reservatório em função do tempo ....	193
5.4.3.3 Concentração de cádmio no fluido do reservatório em função do tempo .....	198

5.4.3.4	Concentração de ferro no fluido do reservatório em função do tempo .....	201
5.4.3.5	Concentração de manganês no fluido do reservatório em função do tempo ..	203
5.4.3.6	Concentração de mercúrio no fluido do reservatório em função do tempo ....	205
5.4.3.7	Concentração de zinco no fluido do reservatório em função do tempo .....	207
5.4.3.8	Concentração de alumínio no fluido intersticial do corpo-de-prova em função da profundidade .....	209
5.4.3.9	Concentração de cádmio no fluido intersticial do corpo-de-prova em função da profundidade .....	212
5.4.3.10	Concentração de ferro no fluido intersticial do corpo-de-prova em função da profundidade .....	212
5.4.3.11	Concentração de manganês no fluido intersticial do corpo-de-prova em função da profundidade .....	215
5.4.3.12	Concentração de mercúrio no fluido intersticial do corpo-de-prova em função da profundidade .....	216
5.4.3.13	Concentração de zinco no fluido intersticial do corpo-de-prova em função da profundidade .....	218
5.4.4	Ensaio de adsorção em lote .....	220
5.4.5	Ensaio de dispersão ou de coluna .....	231
5.4.5.1	Concentrações dos metais em função do tempo no efluente para cada ensaio .....	231
5.4.5.2	Dispersão do alumínio .....	231
5.4.5.3	Dispersão do cádmio .....	233
5.4.5.4	Dispersão do ferro .....	235
5.4.5.5	Dispersão do manganês .....	235
5.4.5.6	Dispersão do mercúrio .....	236
5.4.5.7	Dispersão do zinco .....	236
5.4.5.8	Duração do ensaio de dispersão .....	236
5.4.5.9	Compatibilidade .....	238
5.4.6	Ensaio mineralógico .....	238
5.4.6.1	Difratometria de raios-X .....	239
5.4.6.2	Fluorescência de raios-X .....	239
5.4.6.3	Microscopia eletrônica de varredura .....	240
5.4.6.4	Análise conjunta dos ensaios mineralógicos .....	241
5.4.7	Solubilização do solo .....	245
5.4.8	Ensaio de resistência à compressão triaxial .....	246

## **6. CONCLUSÕES**

6.1 Considerações Gerais .....	250
6.2 Resultados da Investigação Experimental .....	253
6.2.1 Permeabilidade do solo compactado .....	253
6.2.2 Comportamento do solo à difusão .....	255
6.2.3 Capacidade de adsorção do solo .....	255
6.2.4 Comportamento do solo à dispersão .....	256
6.2.5 Solubilização do solo .....	256
6.2.6 Compatibilidade do solo com soluções dos metais monitorados .....	257
6.3 Conclusão Geral .....	257
6.4 Sugestões para o Prosseguimento da Pesquisa .....	258

<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b> .....	260
---	-----

## **ANEXOS**

(Volume separado)

## **APÊNDICES**

Apêndice A - Analogia entre a Primeira Lei de Fick e a Lei de Darcy, e entre a Segunda Lei de Fick e a Equação de Adensamento de Terzaghi .....	A.1
Apêndice B - Algumas Formulações para Transporte Unidimensional de Poluentes em Solos .....	A.3
Apêndice C - Alguns Ensaios de Laboratório para Estudo de Transporte de Poluentes em Solos, Descritos na Bibliografia Especializada .....	A.7
Apêndice D - Curvas Granulométricas dos Sedimentos do Rio Tietê .....	A.16
Apêndice E - Ensaios de Lixiviação e Solubilização com os Sedimentos do Rio Tietê .....	A.18
Apêndice F - Espectrometria de Emissão Atômica com Plasma de Argônio Induzido .....	A.22
Apêndice G - Planilhas dos Ensaios para a Classificação MCT .....	A.27

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Mecanismos de migração de contaminantes em um aterro de resíduos (modificado de Loehr, 1987) .....	9
Figura 1.2 - Corte esquemático de aterro segmentado em células (modificado de Loehr, 1987) .....	10
Figura 1.3 - Esquema ilustrativo do revestimento impermeabilizante inferior, segundo as normas federais alemãs (Jessberger, 1994a) .....	25
Figura 1.4 - Esquema ilustrativo do revestimento impermeabilizante superior, segundo as normas federais alemãs (Jessberger, 1994a) .....	26
Figura 1.5 - Utilização de trincheiras de vedação em aterros de resíduos (modificado de Heinz, 1994) .....	28
Figura 2.1 - Variação do coeficiente de permeabilidade em função do IP (Benson et al., 1994) .....	33
Figura 2.2 - Permeabilidade em função do teor de umidade de compactação a peso específico seco constante (Mitchell et al., 1965) .....	35
Figura 2.3 - Permeabilidade em função do peso específico seco a teor de umidade constante (Mitchell et al., 1965) .....	36
Figura 2.4 - Variação do coeficiente de permeabilidade ao longo da curva de compactação (Lambe, 1958) .....	37
Figura 2.5 - Permeabilidade ao longo de linhas de igual energia (modificado de Mitchell et al., 1965) .....	38
Figura 2.6 - CBR em função do teor de umidade, ao longo de curvas de mesmo peso específico seco (Vendramini & Pinto, 1974) .....	41
Figura 2.7 - CBR em função do teor de umidade, ao longo de curvas de mesma energia (Vendramini & Pinto, 1974) .....	41
Figura 2.8 - Comparação entre permeabilidades obtidas em laboratório e pela expressão (2.4) (Meriggi & Zagolin, 1994) .....	43
Figura 2.9 - Ensaios de permeabilidade (a) no próprio molde de compactação, (b) em célula de adensamento e (c) em câmara triaxial (Boynton & Daniel, 1985) .....	47

Figura 2.10 - Coeficientes de permeabilidade obtidos com três tipos de permeâmetro (Boynton & Daniel, 1985) .....	48
Figura 2.11 - Condições de contorno das tensões para diferentes tipos de permeâmetro (Peirce et al., 1986) .....	49
Figura 2.12 - Coeficiente de permeabilidade em função do teor de umidade para três pressões confinantes (Meriggi & Zagolin, 1994) .....	54
Figura 2.13 - Coeficiente de permeabilidade em função da pressão confinante para diversos teores de umidade (Boynton & Daniel, 1985) .....	55
Figura 2.14 - Coeficiente de permeabilidade em função do gradiente hidráulico para três tensões confinantes (Meriggi & Zagolin, 1994) .....	55
Figura 2.15 - Curvas de compactação de laboratório e medidas de campo de teor de umidade e peso específico seco (Benson et al., 1992) .....	59
Figura 2.16 -Variação espacial da permeabilidade observada em um aterro experimental (Rogowski, 1990 apud Benson & Daniel, 1994a) .....	62
Figura 2.17 - Esquema ilustrativo do fluxo em uma estrutura com macroporos (Benson & Daniel, 1994a) .....	65
Figura 2.18 - Seção vertical aleatória de revestimento impermeabilizante de solo segundo o modelo contínuo (Benson & Daniel, 1994a) .....	67
Figura 2.19 - Modelo de revestimento impermeabilizante tridimensional com macroporos (Benson & Daniel, 1994a) .....	70
Figura 2.20 - Comportamento hidráulico da zona intercamadas (Benson & Daniel, 1994a) .....	70
Figura 3.1 - Velocidade de advecção de um soluto através de um volume de solo (Pinto, 1991) .....	78
Figura 3.2 - Variação da velocidade em direção e magnitude dentro de um vazio .....	79
Figura 3.3 - Variação espacial das linhas de fluxo em relação à direção do fluxo médio .....	79
Figura 3.4 - Espalhamento e diluição de soluto devidos à dispersão .....	80
Figura 3.5 - Evidência experimental da dispersão mecânica .....	81
Figura 3.6 - Alguns modelos de equilíbrio isotérmico de adsorção (modificado de Isaac, 1993) .....	89

Figura 3.7 - Ensaios de permeabilidade com água destilada e com água de torneira (Dunn & Mitchell, 1984 apud Madsen, 1994) .....	93
Figura 3.8 - Relação entre difusão molecular e dispersão mecânica (Pfankuch, 1963 apud Bear, 1972) .....	104
Figura 3.9 - Representação gráfica do modelo de comportamento dual da dispersão (Ribeiro & Ehrlich, 1994) .....	105
Figura 3.10 - Modelo de transporte de poluentes em fluxo unidimensional (Rowe & Booker, 1985a) .....	110
Figura 3.11 - Concentrações no topo e na base da camada de argila em função do tempo, para algumas velocidades de base (Rowe & Booker, 1985a) ....	111
Figura 3.12 - Concentração máxima de base e tempo para atingi-la, em função da velocidade de base (Rowe & Booker, 1985a) .....	112
Figura 3.13 - Efeito das reações geoquímicas (Rowe & Booker, 1985a) .....	113
Figura 3.14 - Influência da velocidade de advecção (Rowe & Booker, 1985a) .....	114
Figura 3.15 - Concentrações teóricas e medidas de cloreto em Keele Valley (Quigley, 1994) .....	115
Figura 3.16 - Fases de um ensaio de transporte de poluentes sem advecção (Jessberger & Onnich, 1994) .....	116
Figura 3.17 - Modelo de transporte de poluentes em fluxo unidimensional em subsolo não homogêneo (Rowe & Booker, 1984) .....	116
Figura 3.18 - Perfis de concentração para um sistema de duas camadas (Rowe & Booker, 1984) .....	117
Figura 3.19 - Concentração máxima de base e tempo para atingi-la, em função da espessura do revestimento (Rowe & Booker, 1984) .....	118
Figura 3.20 - Variação da concentração na base em função da posição e do tempo (Rowe & Booker, 1985b) .....	119
Figura 3.21 - Variação da concentração na base em função do tempo (Rowe & Booker, 1985b) .....	120
Figura 3.22 - Variação da concentração máxima na base em função da velocidade de base (Rowe & Booker, 1985b) .....	120



Figura 3.23 - Ensaio de coluna (modificado de Freeze & Cherry, 1979) .....	122
Figura 3.24 - Curva de saturação do poluente em função do volume de efluente (Bear, 1979) .....	122
Figura 3.25 - Curva de saturação do poluente em função do tempo (Freeze & Cherry, 1979) .....	123
Figura 3.26 - Ensaio de difusão de Barone et al. (1989) .....	126
Figura 3.27 - Situações inicial e final das concentrações no ensaio de difusão .....	127
Figura 3.28 - Ensaio de adsorção em lote (EPA, 1992) .....	129
Figura 4.1 - Localização do Rio Tietê na Região Metropolitana de São Paulo .....	132
Figura 4.2 - Lançamento do material escavado em uma barcaça móvel .....	134
Figura 4.3 - Vista do sedimentos na barcaça após a passagem pela grade .....	135
Figura 4.4 - Detalhe de um pulmão .....	136
Figura 4.5 - Área de disposição final do Lote 1 .....	136
Figura 4.6 - Vista do local de instalação do “trommel” .....	137
Figura 4.7 - Vista do material na caixa do bota-fora 7 .....	138
Figura 4.8 - Curvas granulométricas do material do leito do rio .....	140
Figura 4.9 - Vista geral do terreno .....	146
Figura 4.10 - Esquema ilustrativo da topografia do terreno .....	147
Figura 5.1 - Curva granulométrica do solo .....	154
Figura 5.2 - Curva de compactação do solo na Energia Normal (Proctor Normal) .....	154
Figura 5.3 - Esquema ilustrativo de um ensaio de permeabilidade .....	161
Figura 5.4 - Montagem para três ensaios simultâneos de permeabilidade .....	162
Figura 5.5 - Corpos-de-prova em processo de saturação por capilaridade .....	164
Figura 5.6 - Célula do ensaio de difusão .....	167
Figura 5.7 - Aparelho de homogeneização .....	167

Figura 5.8 - Detalhe da célula com corpo-de-prova no aparelho de homogeneização .....	168
Figura 5.9 - Aparelho extrator de água do solo .....	168
Figura 5.10 - Esquema ilustrativo da montagem do ensaio de dispersão .....	173
Figura 5.11 - Limites de consistência da argila com adição de metais .....	176
Figura 5.12 - Sedimentação de um solo flocculado disperso em água .....	177
Figura 5.13 - Velocidade de sedimentação do solo em ensaio sem defloculante .....	178
Figura 5.14 - Graus de saturação inicial e final dos corpos-de-prova .....	182
Figura 5.15 - Coeficiente de permeabilidade em função do grau de compactação e do desvio de umidade .....	183
Figura 5.16 - Coeficiente de permeabilidade em função do grau de compactação para desvio de umidade $\Delta h = -2\%$ .....	184
Figura 5.17 - Coeficiente de permeabilidade em função do grau de compactação para desvio de umidade $\Delta h = 0\%$ .....	185
Figura 5.18 - Coeficiente de permeabilidade em função do grau de compactação para desvio de umidade $\Delta h = 1\%$ .....	185
Figura 5.19 - Coeficiente de permeabilidade em função do grau de compactação para desvio de umidade $\Delta h = 2\%$ .....	186
Figura 5.20 - Coeficiente de permeabilidade em função do desvio de umidade para grau de compactação $GC = 95\%$ .....	187
Figura 5.21 - Coeficiente de permeabilidade em função do desvio de umidade para grau de compactação $GC = 97,5\%$ .....	187
Figura 5.22 - Coeficiente de permeabilidade em função do desvio de umidade para grau de compactação $GC = 100\%$ .....	188
Figura 5.23 - Coeficiente de permeabilidade em função do desvio de umidade para grau de compactação $GC = 101,5\%$ .....	188
Figura 5.24 - Influência da pressão confinante e do gradiente hidráulico na permeabilidade do corpo-de-prova .....	190
Figura 5.25 - Concentração de alumínio no fluido do reservatório em função do tempo .....	196

Figura 5.26 - Concentração de pico de alumínio no fluido do reservatório em função da concentração inicial e do pH da solução .....	197
Figura 5.27 - Concentração de cádmio no fluido do reservatório em função do tempo .....	198
Figura 5.28 - Concentração de cádmio no fluido do reservatório em função do tempo, para iguais concentrações iniciais .....	200
Figura 5.29 - Concentração de ferro no fluido do reservatório em função do tempo ..	202
Figura 5.30 - Concentração de pico de ferro no fluido do reservatório em função da concentração inicial e do pH da solução .....	202
Figura 5.31 - Concentração de manganês no fluido do reservatório em função do tempo .....	203
Figura 5.32 - Concentração de pico de manganês no fluido do reservatório em função da concentração inicial e do pH da solução .....	204
Figura 5.33 - Concentração de manganês no fluido do reservatório em função do tempo, para iguais concentrações iniciais .....	205
Figura 5.34 - Concentração de mercúrio no fluido do reservatório em função do tempo .....	206
Figura 5.35 - Concentração de zinco no fluido no reservatório em função do tempo .....	207
Figura 5.36 - Concentração de pico de zinco no fluido do reservatório em função da concentração inicial e do pH da solução .....	208
Figura 5.37 - Concentração de zinco no fluido do reservatório em função do tempo, para iguais concentrações iniciais .....	209
Figura 5.38 - Comportamento global do alumínio no ensaio de difusão .....	211
Figura 5.39 - Comportamento global do cádmio no ensaio de difusão .....	213
Figura 5.40 - Comportamento global do ferro no ensaio de difusão .....	214
Figura 5.41 - Comportamento global do manganês no ensaio de difusão .....	216
Figura 5.42 - Comportamento global do mercúrio no ensaio de difusão .....	217
Figura 5.43 - Comportamento global do zinco no ensaio de difusão .....	219

Figura 5.44 - Adsorção de cádmio pela argila vermelha - Ensaio 1 .....	220
Figura 5.45 - Adsorção de cádmio na argila vermelha - Ensaio 2 .....	222
Figura 5.46 - Concentração de cádmio em função da razão solo/solução - Ensaio 1 e 2 .....	223
Figura 5.47 - Concentração de manganês em função da razão solo/solução - Ensaio 1 .....	224
Figura 5.48 - Adsorção de mercúrio pela argila vermelha .....	225
Figura 5.49 - Concentração de mercúrio em função da razão solo/solução .....	226
Figura 5.50 - Adsorção de cádmio pela bentonita .....	227
Figura 5.51 - Concentração de cádmio em função da razão solo/solução - Bentonita .....	228
Figura 5.52 - Adsorção de mercúrio pela bentonita .....	229
Figura 5.53 - Concentração de mercúrio em função da razão solo/solução - Bentonita .....	230
Figura 5.54 - Determinação de $t_{0,14}$ e $t_{0,86}$ para os ensaios de dispersão com CPs 18 e 24 .....	234
Figura 5.55 - Imagem de MEV de amostra de solo natural - Concreção .....	241
Figura 5.56 - Imagem de MEV de amostra de solo natural - Superfície da concreção .....	242
Figura 5.57 - Imagem de MEV de amostra de solo exposto - Concreção .....	243
Figura 5.58 - Imagem de MEV de amostra de solo expostos - Superfície da concreção .....	244
Figura 5.59 - A solubilidade da sílica e da alumina em função do pH (Nóbrega, 1985) .....	245
Figura 5.60 - Tensão desviadora em função da deformação axial .....	247
Figura 5.61 - Variação de pressão neutra em função da deformação axial .....	248
Figura 5.62 - Trajetórias de tensões .....	249

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Efeito conjunto da espessura da camada, da adsorção e da velocidade de base do aquífero .....	113
Tabela 4.1 - Análises químicas relativas a metais em amostras do leito do rio Époça das chuvas (fevereiro de 1994). Peso de poluente por massa bruta de sedimento (mg/kg) .....	141
Tabela 4.2 - Análises químicas relativas a metais das amostras da Penha (abril e junho de 1994) .....	141
Tabela 4.3 - Análises químicas relativas a metais das amostras de Barueri (abril e junho de 1994) .....	142
Tabela 4.4 - Análises químicas relativas a metais da amostra do bota-fora 11 do Parque Ecológico (fevereiro de 1994) .....	143
Tabela 4.5 - Análises químicas relativas a metais da amostra do bota-fora 1 do Parque Ecológico (abril de 1994) .....	144
Tabela 4.6 - Limites máximos admissíveis de metais (ABNT NBR-10004/87) .....	145
Tabela 5.1 - Ensaio de caracterização e classificação do solo .....	153
Tabela 5.2 - Composição das primeiras soluções pesquisadas .....	156
Tabela 5.3 - Composição e pH das soluções pesquisadas .....	157
Tabela 5.4 - Utilização das soluções .....	158
Tabela 5.5 - Concentração dos seis metais na água destilada do LMS-EPUSP, em mg/l .....	159
Tabela 5.6 - Características principais dos ensaios de dispersão realizados .....	175
Tabela 5.7 - Limites de consistência da argila com adição de metais .....	176
Tabela 5.8 - Coeficiente de permeabilidade dos corpos-de-prova .....	180
Tabela 5.9 - Principais metais componentes do solo .....	239
Tabela 5.10 - Efeitos do ácido nítrico sobre o solo - Concentrações em mg/l .....	246

## RESUMO

O objetivo deste trabalho é o estudo do comportamento de um solo laterítico argiloso como material de construção de revestimentos impermeabilizantes de aterros de resíduos perigosos.

Foi pesquisada a variação do coeficiente de permeabilidade do material em função do grau de compactação e do desvio de umidade. Além disso, investigou-se o comportamento do solo à difusão, à dispersão hidrodinâmica e à adsorção em relação a soluções compostas de alumínio, cádmio, ferro, manganês, mercúrio e zinco.

Os resultados indicam que a permeabilidade do solo compactado depende muito das condições de compactação, variando em até 1000 vezes na faixa de valores usuais de grau de compactação e de desvio de umidade.

Constatou-se que ocorre solubilização de alumínio, ferro, manganês e zinco dos minerais do solo no contato com soluções ácidas, mesmo a baixas concentrações e pH da ordem de 2.

O solo tem baixa capacidade de adsorção dos metais estudados. Contudo, a mobilidade dos íons no solo é muito baixa. Observa-se um retardamento significativo da frente de poluentes nos ensaios de difusão e de dispersão hidrodinâmica, devido principalmente à microestrutura peculiar dos solos lateríticos, expressa por uma distribuição porosimétrica com grande concentração de microporos de diâmetro menor do que  $10^{-8}$  m, e à complexa interação no espaço dos vazios entre íons advindos das soluções aplicadas e íons solubilizados dos minerais.

Conclui-se que o solo pode, em princípio, ser utilizado em camadas de vedação de aterros de resíduos, desde que sejam bem controladas as condições de compactação e a manutenção do teor de umidade de compactação.

## ABSTRACT

This work proposes to study the geotechnical behaviour of a lateritic clay as a construction material for clay liners of hazardous wastes disposal areas.

The experimental procedure consisted of investigating the variation of the permeability coefficient of the soil in function of dry unit weight and moulding water content. Furthermore, diffusion, hydrodynamic dispersion and adsorption tests were carried out on compacted specimens with solutions composed of aluminum, cadmium, iron, manganese, mercury and zinc.

Results indicate that the permeability of the compacted soil depends drastically on moulding water content and compaction degree, showing variations of 3 orders of magnitude for the representative range of compaction conditions tested.

It was also observed that solubilization of aluminum, iron, manganese and zinc from the clay minerals occurs in contact with acidic solutions, even for low concentrations and pH values ranging from 1 to 2.

The soil has a reduced adsorption capacity, however ions mobility is low. A significant retardation effect was verified, mainly derived from the porosimetric distribution, which is characterized by a concentration of pore diameters smaller than  $10^{-8}$  m, and the complex interaction phenomena that take place in the pore volume involving ions of the applied solutions and solubilized ions.

The lateritic clay may be utilized in sealing layers of waste sites, as far as compaction conditions are controlled and water content is maintained.

## INTRODUÇÃO

Há uma tendência mundial a desenvolver legislações e normas para o projeto e construção de locais de disposição de resíduos, que se pautem também por critérios ambientais.

A proteção do lençol d'água subterrâneo contra a poluição por aterros de resíduos vem ganhando relevância no escopo dos critérios de projeto, devido à crescente escassez de água potável como recurso natural e aos efeitos secundários causados ao Homem e ao Meio Ambiente.

A Geotecnia está diretamente envolvida no problema, uma vez que os solos participam dos aterros de resíduos, seja como destino dos poluentes no caso de desempenho inadequado do sistema de contenção, seja como material de construção das camadas impermeabilizantes de fundação e cobertura.

O primeiro objetivo deste trabalho é **realizar um levantamento e refletir sobre o estágio atual de conhecimentos e regulamentações concernentes ao projeto de aterros de resíduos, de um ponto de vista particularmente geotécnico**. Essa análise permitiu definir as questões de maior relevância, entre as quais focalizou-se um tema específico: os revestimentos impermeabilizantes de solo compactado ("clay liners").

Procurou-se analisar as normas e legislações ambientais relacionadas aos revestimentos impermeabilizantes do ponto de vista geotécnico. Verificou-se que, de modo geral, alguns conhecimentos consagrados sobre camadas de solo compactado, e estudos mais recentes sobre transporte de poluentes em solos, não são contemplados.

Embora a modelagem matemática para representar os principais mecanismos de transporte de poluentes em solos encontre-se em franco desenvolvimento, observou-se escassez de dados sobre os parâmetros correspondentes para os solos em geral, e para os solos tropicais em particular.

Nas regiões tropicais, o material mais abundante e apropriado para a utilização em revestimentos impermeabilizantes são as argilas lateríticas, amplamente empregadas em pavimentos rodoviários e barragens. O trabalho propõe-se, também, a **contribuir para o**



**conhecimento do comportamento geotécnico de um solo laterítico como material de construção de camadas de vedação de sistemas de contenção de resíduos.**

Complementarmente, visa-se à **capacitação do Laboratório de Mecânica dos Solos da Escola Politécnica da USP para a área de estudos geoambientais**, com o desenvolvimento de equipamentos e procedimentos de ensaios.

Procurou-se vincular os estudos, na medida do possível, a um caso real. Assim, a investigação experimental foi conduzida com base no problema de deposição dos sedimentos dragados do fundo do Rio Tietê em um antigo porto de areia em Cumbica, Guarulhos.

O capítulo 1 apresenta uma revisão bibliográfica acerca de aspectos de interesse no projeto de aterros de resíduos e nas normalizações internacionais correspondentes, de um ponto de vista geotécnico, com um enfoque final nos sistemas de revestimento impermeabilizante.

No capítulo 2 consta uma revisão bibliográfica sobre a permeabilidade das argilas compactadas, procurando-se confrontar as conclusões com as normas e legislações vigentes sobre o projeto de aterros de resíduos.

O capítulo 3 trata do transporte de poluentes em solos, com uma apresentação dos principais mecanismos envolvidos, das formulações matemáticas correspondentes e dos ensaios usuais para determinação dos parâmetros relevantes.

O capítulo 4 expõe o estudo de caso, incluindo uma breve descrição do gerenciamento dos sedimentos dragados do fundo do Rio Tietê, a caracterização de uma das possíveis áreas de disposição, e a formulação de um modelo simplificado para representar os aspectos do problema que serão desenvolvidos neste trabalho.

O capítulo 5 compreende a investigação experimental, com a descrição dos materiais e métodos empregados, dos equipamentos e procedimentos desenvolvidos, e a análise dos resultados. A parte experimental foi concebida a partir das questões levantadas nos capítulos 2 e 3. Alguns resultados inesperados são salientados, por comprometerem o tratamento matemático previsto para os parâmetros determinados por meio dos ensaios.

Finalmente, apresentam-se as conclusões do trabalho, com sugestões para o prosseguimento da pesquisa.

A contribuição original da autora é a determinação experimental do comportamento de um solo laterítico, representativo de muitos solos superficiais do Estado de São Paulo, como material de construção de um revestimento impermeabilizante, sujeito a um percolado constituído por metais, quais sejam, alumínio, cádmio, ferro, manganês, mercúrio e zinco.

## 1. ATERROS DE RESÍDUOS SÓLIDOS

### 1.1 Alguns Conceitos

A *Geotecnia Ambiental* é a área da Geotecnia que trata da proteção ambiental contra impactos causados por atividades antrópicas ou catástrofes naturais.

*Meio Ambiente* é um meio natural integrado pelos elementos ar, água e solo, que convive em um estado de interação extremamente complexo com os elementos vivos, entre eles o Homem.

*Poluição*, segundo a lei nº 997 de 31 de maio de 1976, que dispõe sobre o Controle de Poluição de Meio Ambiente no Estado de São Paulo, é definida como a presença, lançamento ou liberação na água, no ar ou solo de qualquer forma de matéria ou energia; em intensidade, quantidade e concentração que possam tornar a água, o ar ou solo impróprios, nocivos ou ofensivos à saúde; inconvenientes ao bem estar público; danosos aos materiais, à fauna e flora; prejudiciais à segurança, ao uso e gozo da propriedade e às atividades normais da comunidade.

A poluição pode ter origem doméstica, industrial, na agricultura e na mineração.

O significado literal da palavra *resíduo* é (Aurélio, 1986): 1. remanescente. 2. aquilo que resta de qualquer substância; resto. 3. O resíduo (2) do que sofreu alteração de qualquer agente exterior, por processos mecânicos, químicos, físicos e outros.

*Resíduo* pode ainda ser definido como qualquer matéria, independentemente do valor, que é descartada ou abandonada ao longo de atividades industriais, comerciais, domésticas ou outras (South Australian Waste Management Act, 1987 apud Samarin, 1993); ou ainda, como os produtos secundários não prontamente evitáveis, para os quais não há demanda econômica e para os quais é necessária disposição (Australian Chemical Industry Council apud Samarin, 1993). Segundo a legislação de controle ambiental do Reino Unido, o termo resíduo compreende sobras, efluentes ou substâncias não desejadas em excesso, resultantes da aplicação de qualquer processo; qualquer substância ou artigo que precisa ser disposto quando quebrado, desgastado,

contaminado ou deteriorado; e não inclui substâncias explosivas (Environmental Protection Act, 1990, Inglaterra e País de Gales apud Attewell, 1993).

Os resíduos provenientes da indústria da mineração são denominados *rejeitos*.

Os resíduos podem se apresentar sob a forma de sólidos, líquidos, semi-sólidos ou gases. O presente trabalho concentrar-se-á na disposição de resíduos sólidos, embora muitos conceitos envolvidos também se apliquem a resíduos líquidos e semi-sólidos.

Os resíduos de origem doméstica, industrial, comercial ou afins são geralmente classificados segundo sua periculosidade ou dificuldade em tratar, armazenar ou dispor. No Brasil, a *classificação de resíduos sólidos* está normalizada pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), por meio da Norma Brasileira ABNT NBR-10004/87, a qual define as seguintes classes:

. Classe I - *Resíduos perigosos*: são aqueles que em função de suas propriedades físicas, químicas ou infecto-contagiosas, podem apresentar riscos à saúde pública, provocando ou acentuando, de forma significativa, um aumento de mortalidade ou incidências de doenças e/ou riscos ao meio ambiente, quando manuseados ou destinados de forma inadequada; ou ainda apresentar características patogênicas, de inflamabilidade, corrosividade, reatividade e toxicidade.

. Classe II - *Resíduos não inertes*: são todos os resíduos ou misturas de resíduos que não se enquadram nas classificações de resíduos "Classe I - Perigosos" ou "Classe III - Inertes" e que podem apresentar propriedades como combustibilidade, biodegradabilidade ou solubilidade em água.

. Classe III - *Resíduos inertes*: são os resíduos não perigosos que quando submetidos a um contato estático ou dinâmico com água destilada ou deionizada, à temperatura ambiente, não apresentam nenhum de seus constituintes solubilizados em concentrações superiores aos padrões de potabilidade da água; por exemplo, rochas, tijolos, vidros, certos plásticos e outros.

As regulamentações referentes à classificação de resíduos em diferentes países freqüentemente se baseiam na toxicidade e eventualmente na quantidade gerada. Lundgren (1989) considera fatores relevantes, que também deveriam ser contemplados, as propriedades técnicas, tais como a resistência à compressão, a permeabilidade, o endurecimento, a contração; a sensibilidade a processos sinérgicos desfavoráveis se

misturados a outros resíduos; a estabilidade física e química a longo prazo; e a possibilidade de modificar as propriedades do percolado.

Muitos países têm revisto suas regulamentações de controle de poluição na última década (Austrália, 1987; Reino Unido, 1990; Alemanha, 1990; Comunidade Européia, 1991), com vistas a melhorar o gerenciamento e controle dos resíduos, particularmente dos resíduos classificados como perigosos.

## **1.2 Gerenciamento de Resíduos Sólidos**

O gerenciamento de resíduos em geral, e resíduos perigosos em particular, envolve prevenção, tratamento, disposição e remediação. Diferentes estratégias de gerenciamento de resíduos podem ser utilizadas separada ou conjuntamente: os resíduos sólidos ou líquidos podem ser dispostos em reservatórios ou áreas previamente preparadas, podem ser tratados quimicamente, reciclados ou incinerados. Atualmente, a conscientização ecológica vem direcionando interesse crescente na prevenção da formação e na reciclagem de resíduos.

A prevenção da formação de resíduos pode ser alcançada pela eliminação do processo gerador, pela substituição das matérias-primas principais por outras que gerem resíduos menos volumosos ou mais "benignos", pela otimização da tecnologia de modo que os resíduos sejam convertidos em matéria-prima útil para outro processo de manufatura, ou pela otimização do processo gerador (Samarin, 1993).

Para a reciclagem de resíduos podem ser utilizadas diversas técnicas de tratamento, tais como: destruição térmica por incineração ou pirólise; destruição química por oxidação, redução ou absorção; processos físicos envolvendo precipitação, filtração, evaporação ou condensação; e processos biológicos, aeróbicos ou anaeróbicos (Samarin, 1993).

Os resíduos que sobram da reciclagem e do tratamento devem finalmente ser dispostos. A deposição sobre o terreno natural ainda é uma das opções mais difundidas em todo o mundo, sendo que, atualmente, devido ao contínuo desenvolvimento tecnológico e à crescente preocupação dos cidadãos com o meio ambiente, há maior planejamento dos sistemas de aterros de resíduos.

Em relação aos resíduos considerados perigosos, as expectativas são de pressões crescentes para pré-tratamento antes da disposição final, de diminuição da porcentagem disposta em aterros (atualmente a opção menos cara), de controle mais estrito dos locais de disposição (com a imposição de padrões ambientais mais severos) e de um aumento do volume global a ser disposto (um número maior de substâncias será considerado perigoso). Os custos relativos aos resíduos perigosos tendem portanto a aumentar; na Comunidade Européia, por exemplo, a estimativa do montante de gastos é de US\$2,5 bilhões até o momento, e de US\$7,6 bilhões até o final do século (Attewell, 1993).

### 1.3 Aterros de Resíduos

A deposição de resíduos sobre o terreno natural é normalmente parte de um sistema global de gerenciamento de resíduos perigosos, que pode incluir tratamentos físicos, químicos e biológicos, assim como armazenamento antes da disposição definitiva. É a prática mais comum de disposição final de resíduos sólidos e semi-sólidos na maioria dos países; como exemplo, citam-se dados divulgados por Samarin (1993): as porcentagens de resíduos sólidos dispostos em aterros em relação ao volume gerado total na Austrália, EUA e Holanda são, respectivamente, 98%, 73% e 57%.

Os resíduos semi-sólidos ou lodos são dispostos em lagoas de deposição, isto é, bacias abertas circundadas por bermas de contenção. Os resíduos sólidos são colocados em aterros; mais especificamente, pode-se diferenciar a deposição de resíduos sólidos sobre o terreno natural em aterros e pilhas (Loehr, 1987; Jessberger & Klos, 1992). Nos aterros, os resíduos são colocados em camadas abaixo do nível da superfície original do terreno e cobertos de solo. Nas pilhas, os resíduos são dispostos sobre a superfície, com os taludes compactados ou não; é o tipo de disposição mais comum para resíduos com baixo teor de umidade ou que drenam rapidamente. O presente trabalho trata do estudo de *aterros de resíduos sólidos* no sentido geral do termo, ou seja, deposição sobre terreno natural, independente da posição relativa ao nível da superfície do terreno; o conceito, inclusive, engloba toda a instalação, e não apenas as camadas sobrepostas de resíduos.

Parte ou a totalidade dos resíduos provavelmente estarão presentes no aterro quando da desativação; se os resíduos não forem permanentemente confinados, pode ocorrer migração de poluentes para fora do local de disposição durante a operação ou mesmo

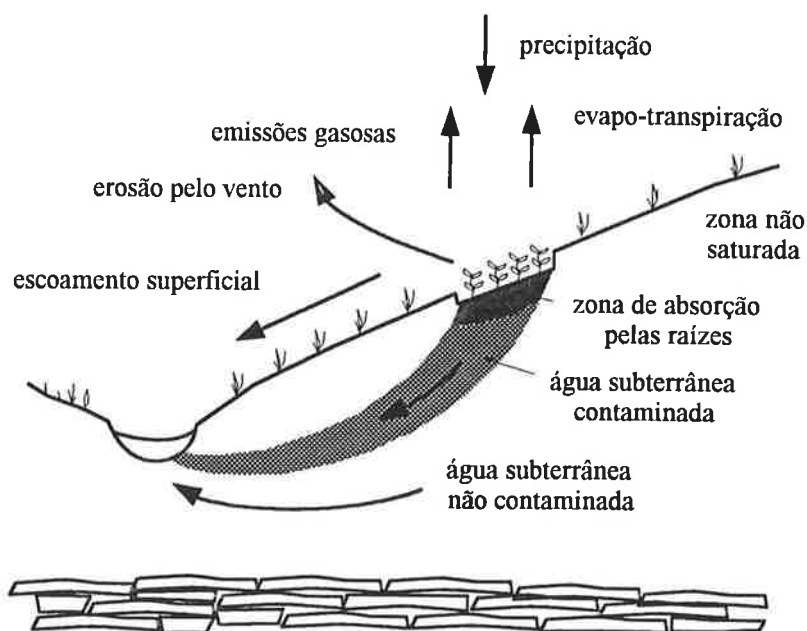
após o fechamento do aterro. A legislação para conservação ambiental da Austrália (Resource Conservation and Recovery Act, 1976 apud Samarin, 1993) exige segurança ambiental por décadas após o fechamento; a tendência verificada internacionalmente é estipular o prazo entre 30 a 50 anos pós-fechamento (Mello & Do Val, 1994). Os conhecimentos atuais sobre os mecanismos de transporte de poluentes em solos sugerem que, em alguns casos, o horizonte da segurança no projeto deveria ser estendido a séculos; os conseqüentes custos adicionais podem ser considerados plenamente aceitáveis frente à eventual necessidade de recuperação ambiental: segundo Potter & Yong (1993), os gastos com remediação de locais de disposição de resíduos perigosos nos EUA alcançam US\$10 bilhões por ano, e a estimativa dos custos necessários para remediação de solo já contaminado na Inglaterra é de £\$30 bilhões.

Possíveis conseqüências da migração dos poluentes para fora do local de disposição compreendem o aumento de índices de doenças em seres humanos, destruição da fauna e flora, alterações do clima, e degradação das águas superficiais e subterrâneas. Os poluentes podem ser provenientes dos resíduos ou de produtos secundários de decomposição ou reação.

Denomina-se *percolado* ou *chorume* o fluido efluente da massa de resíduos resultante da percolação de águas de precipitação e da própria decomposição dos resíduos. O percolado pode atingir as águas superficiais e o lençol subterrâneo, formando uma pluma devido a processos de mistura e difusão. A água subterrânea contaminada pode alcançar poços de água para abastecimento ou irrigação, ou ainda, devido ao ciclo hidrológico, as águas superficiais, como lagos e cursos d'água.

Além da água, também o ar pode ser contaminado, por volatilização de componentes dos resíduos, por gases emitidos da superfície ou do interior da massa de resíduos, e por partículas carregadas pelo vento. A vegetação do local pode ser poluída por sucção pelas raízes, ou por aderência às folhas, de metais e outras substâncias tóxicas. Animais que se alimentam da vegetação local podem sofrer elevação do nível de certas substâncias nos tecidos e sangue, com eventuais conseqüências deletérias à descendência e à cadeia alimentar.

Os principais mecanismos de migração de poluentes em um aterro de resíduos estão indicados na Figura 1.1.



**Figura 1.1** - Mecanismos de migração de contaminantes em um aterro de resíduos (modificado de Loehr, 1987)

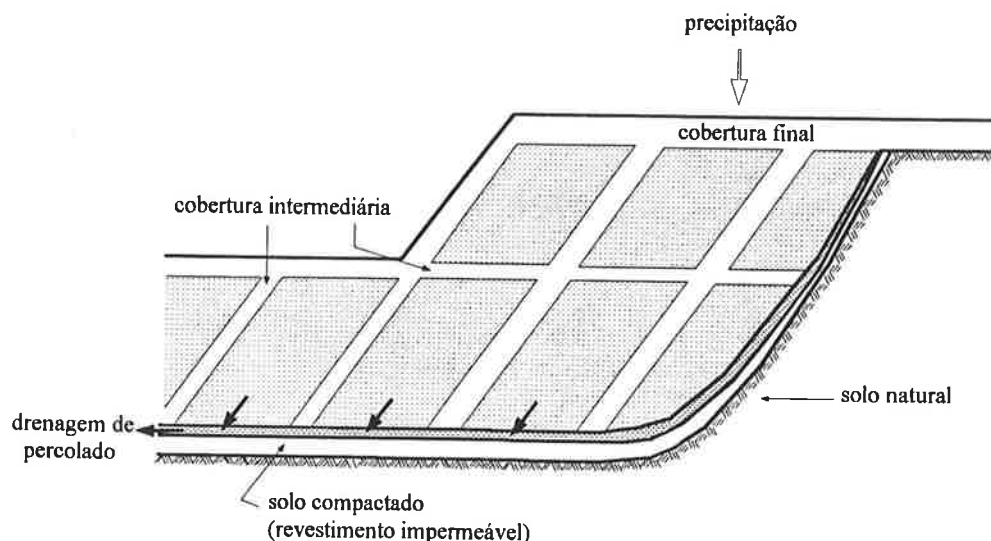
A migração de percolato e as emissões gasosas só são aceitáveis em velocidade e intensidade não nocivas ao Homem e ao meio ambiente. O local de disposição de resíduos deve ser projetado e operado de forma a controlar, minimizar ou eliminar a migração de contaminantes para o meio ambiente; ou seja, reduzir a possibilidade de poluição das águas superficiais, das águas subterrâneas e do ar, e eliminar impactos adversos na cadeia alimentar. O princípio do aterro de resíduos é, portanto, o confinamento dos resíduos, ou seja, o controle por contenção.

Para proteger o lençol freático é necessário prevenir a formação e a migração de percolato. A produção de percolato pode ser reduzida eliminando-se líquidos livres e restringindo-se a quantidade de água precipitada que entra no resíduo, por meio de secagem e solidificação prévias dos resíduos, coleta das águas superficiais, utilização de cobertura impermeável sobre o local para evitar infiltração e minimização da área de exposição superficial. Para limitar a migração de percolato deve-se revestir a área do subsolo em contato com os resíduos com camada impermeabilizante; segmentar a área do aterro em células envoltas por materiais impermeáveis; drenar, coletar e tratar o percolato.

Na segmentação por células, volumes discretos de resíduos são isolados das células adjacentes por barreiras impermeabilizantes, isto é, camadas contínuas que restrinjam o movimento dos resíduos e orientem o percolato para o sistema de coleta, construídas



com solo compactado ou com material artificial de baixa permeabilidade. O tamanho da célula em termos de área plana é determinado pela capacidade de absorção de água pelo aterro, estimada por ensaios ou pela experiência. As células cheias são vedadas no topo para inibir infiltração. Esse sistema de disposição é mais adequado para regiões planas. Um esquema ilustrativo de um aterro segmentado em células está apresentado na Figura 1.2.



**Figura 1.2** - Corte esquemático de aterro segmentado em células (modificado de Loehr, 1987)

A função do revestimento impermeabilizante é impedir o fluxo de contaminantes e absorver ou atenuar contaminantes suspensos ou dissolvidos no percolado. Podem ser utilizados solos, de maior disponibilidade geral, ou materiais artificiais. É importante lembrar que não existe camada de revestimento totalmente impermeável. Dada uma concentração inicial de poluentes sobre a superfície de um terreno, os poluentes sempre atingirão o lençol subterrâneo com concentração não nula; o objetivo do sistema de revestimento é garantir que a concentração no lençol subterrâneo esteja dentro dos padrões considerados como não nocivos à saúde humana.

Evidencia-se, assim, a importância de um sistema de drenagem eficiente; o direcionamento imediato do percolado para o sistema de coleta e tratamento evita o contato a longo prazo do percolado com o revestimento impermeabilizante.

No Brasil, os aterros para resíduos urbanos, isto é, lixo doméstico, em relação à forma de disposição, podem ser classificados em lixões (resíduos dispostos a céu aberto, não compactados), aterros comuns ou controlados (resíduos compactados e cobertos com

material inerte), e aterros sanitários (dotados de sistemas de impermeabilização e drenagem, com tratamento do chorume) (Figueiredo et al., 1993).

Os aterros sanitários podem ser classificados, em relação ao tipo de resíduos a serem dispostos, em Classe I (podem também receber resíduos industriais não perigosos) e Classe II (podem também receber outros tipos de resíduos, a critério do órgão controlador do meio ambiente).

Os aterros para resíduos industriais, à semelhança dos aterros sanitários, pressupõem a presença de sistemas de impermeabilização e drenagem e de tratamento do chorume; podem ser classificados, em relação aos resíduos a serem dispostos, em Classe I (resíduos industriais não perigosos) e Classe II (resíduos industriais perigosos). Quando os resíduos forem considerados não perigosos, o aterro pode ser enquadrado na classificação de aterros sanitários.

## **1.4 Critérios de Projeto**

### **1.4.1 Princípios gerais**

Os elementos estruturais de um aterro de resíduos são projetados com a finalidade de evitar emissões não permitidas para o ar, o solo e a água subterrânea.

Jessberger et al. (1993) lembram que o projeto e a construção de aterros de resíduos, e os trabalhos de remediação de aterros abandonados e solo contaminado, são baseados principalmente na Geotecnia; é tarefa da Geotecnia Ambiental, portanto, o estabelecimento de princípios específicos para projeto de aterros de resíduos e remediação.

Entretanto, para a escolha do local e para a caracterização do local em escala regional, particularmente do regime de águas subterrâneas, são fundamentais as contribuições da Hidrologia e da Geologia de Engenharia. Ademais, o conhecimento do balanço hídrico é essencial para a previsão da formação de percolado.

Loehr (1987) recomenda que o projeto contemple a coleta do escoamento superficial direto ("runoff"), a garantia da integridade das camadas, o controle da erosão superficial,

o alívio das pressões artesianas sob o aterro, a restrição ao movimento lateral da água subterrânea através do aterro, a coleta do percolado, o tratamento do percolado antes da descarga, a segregação de resíduos incompatíveis, o conhecimento das características dos resíduos, o gerenciamento pós-fechamento e o monitoramento.

O Comitê Técnico Europeu N° 8 da Associação Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações (ISSMFE/ETC-8, 1991 in Jessberger et al., 1993) estabeleceu como aspectos geotécnicos mais importantes para projeto de aterros de resíduos: princípios gerais incluindo conceitos de barramento, sistemas compostos de impermeabilização, análise de estabilidade e de adensamento da massa de resíduos, deformabilidade das camadas minerais de impermeabilização, migração de contaminantes, métodos construtivos e garantia de qualidade.

#### **1.4.2 Escolha do local**

Usualmente são escolhidos como local de disposição de resíduos pedreiras desativadas, áreas abertas de mineração e cortes rodoviários abandonados. Os depósitos são vistos como um método de recuperação de áreas já degradadas e sem utilidade social. Bishop & Carter (1993) comentam que até recentemente, na Alemanha assim como em outros países, o critério para escolha de local era o preenchimento de depressões topográficas revestidas com argila.

O enfoque tradicional no projeto de aterros de resíduos era "diluir e dispersar" (Alker et al., 1993; McKendry, 1993; Potter & Yong, 1993), ou seja, no passado considerava-se ideal a colocação dos resíduos em regiões com subsolo de alta permeabilidade, como arenitos ou solos porosos, onde imaginava-se que o volume de água do lençol freático teria a capacidade de diluir, dispersar ou atenuar o chorume formado. Supunha-se que assim a concentração de qualquer poluente seria reduzida a níveis ecologicamente aceitáveis. Lee & Jones (1991, apud Potter & Yong, 1993) estimam que com isso pelo menos 75% dos 75.000 aterros sanitários dos EUA causaram poluição do lençol freático.

Com a mudança do critério para confinamento, as características desejáveis para o subsolo passaram a ser baixa permeabilidade em profundidade suficiente, nível d'água do lençol subterrâneo baixo, alta capacidade de adsorção, capacidade de suporte suficiente, homogeneidade e pouca solubilidade química. A localização ideal para aterros de resíduos é um terreno com subsolo constituído de grande espessura de material pouco permeável (argilas ou argilitos) em região não sísmica, não pantanosa e não sujeita a

enchentes, com nível de água subterrâneo não elevado, e sem aquífero de água potável subjacente.

As regulamentações técnicas federais alemãs para aterros de resíduos exigem local com subsolo constituído de 3 m de solo com permeabilidade menor que  $10^{-7}$  m/s, com pelo menos 10% de argila em peso e lençol subterrâneo a 1 m abaixo da base do aterro. Se a zona superior da camada estiver intemperizada, apresentando fissuras e heterogeneidades, os 3 m superiores devem ser substituídos por material com permeabilidade menor que  $10^{-8}$  m/s; o substrato inferior deve de qualquer maneira ser de boa qualidade e apresentar espessura de pelo menos 5 m com permeabilidade menor que  $10^{-5}$  m/s (Technische Anforderungen Abfall, 1990 apud Bishop & Carter, 1993; Technische Anforderungen Siedlungsabfall, 1993 apud Jessberger, 1994a). Na França, os locais são classificados em função da periculosidade dos resíduos a serem dispostos; cada classe é caracterizada por um valor máximo de permeabilidade e um valor mínimo de espessura para a camada argilosa de fundação (Langer, 1995). A norma brasileira para resíduos perigosos (ABNT NBR-10157/87) prescreve que o subsolo seja constituído de extenso e homogêneo depósito de solo argiloso, com coeficiente de permeabilidade menor ou igual a  $10^{-7}$  m/s. A CETESB (1993) considera como condições hidrogeológicas desejáveis no local de disposição de resíduos industriais uma espessura mínima de 3 m de camada não saturada entre o lençol freático e o fundo do aterro, e coeficiente de permeabilidade do subsolo menor que  $10^{-9}$  m/s para resíduos Classe I e  $10^{-8}$  m/s para resíduos Classe II; os limites mínimos são de 1,5 m de camada insaturada e coeficiente de permeabilidade de  $5 \times 10^{-7}$  m/s. É pouco provável, porém, que um solo que atenda aos valores de coeficiente de permeabilidade requisitados não esteja saturado por capilaridade nas espessuras mencionadas.

Os aterros nunca devem ser localizados, lembram Potter & Yong (1993), onde há feições hidrogeológicas vulneráveis, como calcário ou arenito permeáveis, particularmente onde esses estratos se comunicam diretamente com aquíferos.

Outras considerações gerais para o local de disposição compreendem baixa densidade populacional, proximidade da fonte geradora e vias de transportes, baixo índice de precipitação, pouca declividade e distância razoável de qualquer fonte de abastecimento. A ABNT NBR-10157/87 prescreve que o local esteja a uma distância mínima de 500 m de conjuntos residenciais e de 200 m de corpos d'água superficiais, com declividade máxima de 20% e evaporação média anual excedente à precipitação média anual em 500 mm.

Aller et al. (1987 apud Potter & Yong, 1993) apresentam um método, DRASTIC, desenvolvido para a USEPA, Agência de Proteção Ambiental dos EUA, para comparar a adequabilidade de diferentes alternativas de locais, com base no potencial relativo de poluição das águas subterrâneas. Os dados fundamentais do método são a profundidade do nível d'água subterrâneo, recarga, características do aquífero e do solo, topografia, impacto na zona insaturada e condutividade hidráulica do aquífero.

Zuquette et al. (1994) propõem um procedimento para seleção preliminar de locais baseado em aspectos geológicos, com o objetivo de orientar a elaboração de mapeamento geotécnico específico para disposição de resíduos, prática principalmente interessante para países com território extenso e poucos recursos econômicos. O método classifica cada atributo de uma área em favorável, moderado, severo ou restritivo, para uma determinada forma de disposição. As formas de disposição consideradas são: aterro sanitário, lagoa, fossa, fossa séptica, irrigação e pulverização. Os autores definem atributos para o substrato rochoso, o material não consolidado (solo), a água subterrânea, os processos geológicos, o relevo e as condições climáticas.

### **1.4.3 Dados necessários**

Para o projeto de aterros de resíduos são necessários dados relativos ao local de disposição (topográficos, geológicos e hidrogeológicos), aos resíduos (tipo, composição, comportamento, propriedades físico-químicas, volume e velocidade de aplicação) e a outros materiais que venham a ser empregados, como solos de empréstimo para compactação de camadas impermeabilizantes e geossintéticos.

Um extenso levantamento dos dados necessários está apresentado no relatório que a Sociedade Geotécnica Alemã (German Geotechnical Society, 1991) preparou para o Comitê Técnico Europeu N° 8 da Associação Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações (ISSMFE/ETC-8).

Os dados geológicos necessários são: a morfologia, a estrutura, a extensão e a idade geológica das camadas. São também fundamentais as informações sobre a presença de estruturas tectônicas, cavidades no subsolo e rochas solúveis; sobre riscos de terremotos e calamidades naturais; e sobre a presença de feições geológicas dignas de proteção. Se a cobertura de solo for pouco espessa, deve-se conhecer, sobre a rocha subjacente, o tipo, composição mineralógica e estratigrafia; estado de intemperização; solubilidade à água e ao percolado; tipo e posição das fronteiras geológicas; extensão, distribuição e espessura

das juntas; anisotropias tectônicas e petrográficas; comportamento à deformação da massa rochosa; e permeabilidade a água, percolado e gases.

Os dados hidrogeológicos compreendem precipitação, escoamento superficial direto (“runoff”), evapo-transpiração e recarga do lençol subterrâneo. Mais especificamente em relação às águas subterrâneas, são necessárias informações sobre: regime e direção do gradiente do fluxo subterrâneo; vazão, incluindo variações sazonais; permeabilidade ou transmissividade do aquífero; distribuição, espessura e profundidade de aquíferos, aquícludes e aquítarde; nível d’água subterrâneo; composição química da água subterrânea; zonas de proteção de água subterrânea; influência do rebaixamento ou alteamento do nível d’água; e relação dos corpos d’água próximos com o sistema de água subterrânea, incluindo rios, marés e enchentes.

Os dados geotécnicos sobre as camadas do subsolo (depósitos superficiais) referem-se a composição e distribuição; propriedades físicas, químicas e mecânicas; continuidade lateral e vertical; porosidade; permeabilidade a água, percolado e gases; resistência à erosão e carreamento de partículas finas; e comportamento tensão-deformação. Outras informações importantes são: estabilidade dos taludes existentes, presença de materiais trabalháveis naturais no subsolo, capacidade de suporte do subsolo e potencial de melhorar a estanqueidade do subsolo.

Sobre o material argiloso de empréstimo que venha a ser utilizado em camadas impermeabilizantes, devem-se conhecer: limites de consistência, distribuição granulométrica, peso específico natural, peso específico dos grãos, características de compactação, permeabilidade, teor de umidade natural, e parâmetros de resistência e deformabilidade.

#### **1.4.4 Conceito de segurança**

Segundo Jessberger & Kockel (1993), um aterro de resíduos pode ser considerado como uma estrutura para a qual deve haver garantia de segurança a longo prazo baseada em projeto geotécnico adequado. O aterro, portanto, não pode estar sujeito a deslocamentos externos ou internos indesejáveis: a massa de resíduos deve ser estável em relação a ruptura de taludes, e as tensões e deformações no subsolo, revestimento impermeabilizante e estruturas internas devem ser limitados para garantir sua integridade. A finalidade última é manter os resíduos confinados para que não causem danos ao meio ambiente.

Loehr (1987) destaca como principais causas de colapso ou insucesso de um aterro de resíduos: métodos de operação que permitam entrada de grande quantidade de líquido no aterro até o fechamento; métodos de operação que resultem em trincas, puncionamentos e ruptura das camadas impermeabilizantes; sistemas de coleta de percolado com erros de projeto ou defeitos de instalação; adensamento do aterro que resulte em rupturas do revestimento impermeabilizante superior ou inferior; e percolados que afetem a permeabilidade das camadas impermeabilizantes, por contração, trincamento, ou expansão da argila.

O estado limite de utilização de um aterro de resíduos, portanto, não está relacionado apenas à estabilidade da massa de resíduos, como também ao impacto ambiental decorrente do escape de poluentes para o meio ambiente.

A avaliação do impacto ambiental devido à migração de contaminantes de um aterro de resíduos engloba: a análise da composição dos resíduos; a identificação dos produtos secundários de reação e decomposição esperados; a determinação das características topográficas, geológicas, geotécnicas e hidrológicas do local; a estimativa do transporte e destino dos constituintes dos resíduos e dos produtos secundários móveis; a estimativa do impacto no meio ambiente e na saúde humana se os componentes móveis atingirem receptores críticos; e a estimativa do tipo e intensidade de exposição da cadeia alimentar, saúde humana e meio ambiente. Trata-se, portanto, de um estudo complexo e multidisciplinar. O escopo do engenheiro geotécnico contempla os processos envolvidos até a estimativa da quantidade e velocidade com que os contaminantes atingem o subsolo e corpos d'água. A análise posterior das conseqüências ao meio ambiente e à saúde humana envolve profissionais das áreas de hidrologia, saneamento, biologia, higiene, saúde pública, agronomia, química e medicina, entre outras.

Langer (1995) apresenta um procedimento para determinar o impacto ambiental advindo de um depósito de resíduos. O primeiro passo compreende identificar os meios de liberação e transporte de poluentes, os pontos de exposição e os efeitos ambientais. A seguir, são pesquisados os mecanismos pelos quais a liberação, o transporte e a exposição podem ocorrer. Dois métodos podem ser utilizados para desenvolver esses cenários, o dedutivo e o indutivo. O método dedutivo considera inicialmente possíveis eventos de liberação, depois prováveis mecanismos de transporte e exposição, e finalmente os impactos associados; traduz-se operacionalmente nas chamadas árvores de eventos ("event trees"). O método indutivo parte dos impactos para supor os mecanismos de transporte e exposição que podem tê-los causado; pode ser estudado por meio das árvores de falhas ("fault trees"). Na terceira etapa estimam-se a probabilidade

de cada cenário ocorrer e suas conseqüências; devem ser adicionadas à análise final a confiança nos resultados obtidos e a implicação dos resultados serem incorretos.

McKendry (1993) propõe uma sistematização mais detalhada da análise de riscos para aterros de resíduos. Define risco como a probabilidade ou freqüência esperada de uma conseqüência adversa específica. Considera como o objetivo final da análise de riscos para aterros de resíduos a determinação da probabilidade de que vazamentos no local possam causar contaminação inaceitável da água, solo e ar, ou seja, de que ocorra escape significativo de percolado, ou ainda, de que haja colapso ou ruptura do revestimento impermeabilizante.

O conceito de risco, no entanto, deve associar a probabilidade de ocorrência de um evento aleatório à conseqüência (adversa) desse evento. Jessberger (1994a) considera o risco associado a aterros de resíduos como uma função da probabilidade de ruptura do sistema e da severidade dos efeitos resultantes no meio ambiente e na saúde humana. O autor atenta para a dificuldade em caracterizar o comportamento a longo prazo e o colapso dos principais elementos de segurança, quais sejam, os revestimentos impermeabilizantes superior e inferior. Em sua opinião, é impossível calcular o risco relativo a um aterro de resíduos em números absolutos; a avaliação de risco seria importante para comparar diferentes sistemas de aterros em relação ao seu grau relativo de segurança.

Falhas podem ocorrer no projeto (erros na declividade para drenagem de percolado, na espessura ou na permeabilidade da camada impermeabilizante, no sistema de coleta, na carga hidráulica de percolado), na construção (preparação inadequada da base, mau controle de qualidade dos materiais, puncionamentos na camada impermeabilizante, trincamento por secagem da camada impermeabilizante, ruptura das juntas dos geossintéticos), na operação (danos na camada impermeabilizante, expansão da camada impermeabilizante, ruptura de drenos, adensamento do sistema de drenagem, entrada excessiva de águas pluviais) e no pós-fechamento (ruptura dos sistemas de impermeabilização e coleta). A experiência é fundamental para identificar as falhas potenciais, assim como para avaliar as conseqüências prováveis.

As conseqüências das falhas dependerão principalmente do projeto, das condições hidrogeológicas locais e das características dos resíduos. Por exemplo, erros de projeto do sistema de coleta podem acarretar carga hidráulica excessiva de percolado; conseqüentemente, um sistema impermeabilizante constituído por geomembrana poderia romper por tensões de tração; já se o revestimento fosse argiloso, ocorreria percolação



mais intensa através do mesmo. Muitas falhas têm como consequência final o escape de percolado ou gás, que é na maioria dos casos o evento mais preocupante.

Na etapa de avaliação do risco é estabelecida a probabilidade de ruptura do revestimento impermeabilizante, por exemplo, por meio de árvores de falhas. A consequência adversa ocorrerá se houver um caminho entre o resíduo e o meio ambiente, causado por falhas no projeto, construção, operação ou pós-fechamento. As árvores de falhas devem incluir todos os mecanismos conhecidos de ruptura do sistema.

A seguir procede-se à quantificação das probabilidades dos eventos elementares, as quais combinadas produzem uma probabilidade geral para escape significativo de percolado. Nessa etapa são necessárias informações referentes principalmente às propriedades físicas e químicas dos materiais.

A aparentemente escassa disponibilidade de dados tem dificultado a utilização desse tipo de análise de riscos como critério de projeto. No entanto, McKendry (1993) defende que a combinação de um exame da literatura com o julgamento profissional é suficiente para aplicar a análise de riscos de maneira significativa e útil; e acredita que, com a crescente disponibilidade de dados de materiais, casos reais documentados e dados de campo, a análise de riscos quantificada possivelmente virá a ser estabelecida como parte do processo de projeto.

Realmente, há a possibilidade de traduzir o julgamento profissional em probabilidades subjetivas. De acordo com a visão subjetiva, a probabilidade expressa o grau de confiança de um particular indivíduo na ocorrência de um evento, condicionado por sua experiência e conhecimento pessoal a respeito da situação que envolve esse evento. Se o julgamento do indivíduo for quantificado de maneira coerente e consistente, é possível demonstrar que as quantidades obtidas atendem aos axiomas da Teoria das Probabilidades (Carvalho, 1997).

Jessberger (1994a) analisa a estabilidade do aterro em termos da massa de resíduos e da integridade das camadas impermeabilizantes; apresenta diversos modos de ruptura da massa de resíduos, baseado na prática geotécnica (Jessberger & Kockel, 1993; Jessberger et al., 1993).

Jessberger & Kockel (1993) apontam a necessidade do desenvolvimento de uma Mecânica dos Resíduos, uma vez que os resíduos podem apresentar comportamento mecânico semelhante aos solos, como no caso de cinzas, lodos e materiais de escavação,

ou bastante diferente, como é o caso do lixo urbano. Para o lixo urbano não podem ser utilizados indistintamente os critérios de ruptura de solos: as características físicas, químicas e mecânicas do material mudam com o tempo; o lixo endurece com a deformação e às vezes não apresenta um modo de ruína definido, mesmo para altas deformações; está sujeito a adensamento auto-induzido; apesar de muito compressível, possui elevada resistência, devido ao comportamento de "terra armada" ocasionado pelos elementos fibrosos agindo como reforço; existem pressões neutras de gases. Outros pesquisadores (Fang, 1993; Sánchez-Alciturri et al., 1993; Benvenuto et al., 1994; Velloso et al., 1994) têm apresentado dados relativos ao comportamento mecânico de resíduos. Parece necessário definir critérios de deformação máxima admissível baseados em retroanálise, ensaios in situ, ensaios em modelos, ensaios de laboratório e em experiência pessoal. A Sociedade Geotécnica Alemã (German Geotechnical Society, 1991) defende que as previsões mais confiáveis sobre o comportamento reológico de massas de resíduos são ainda as baseadas em monitoramento de corpos de resíduos já construídos.

Potter & Yong (1993) frisam que a segurança do aterro depende fundamentalmente da integridade a longo prazo das camadas selantes, as quais estão sujeitas a solicitações físicas, químicas, biológicas e térmicas. Seria conveniente estender a preocupação a todo o sistema de revestimento impermeabilizante, incluindo as camadas drenantes, dada sua importante função de afastar fluidos das camadas selantes.

Jessberger et al. (1993) apresentam critérios de segurança em relação a tensões e deformações admissíveis nas camadas impermeabilizantes, com a finalidade de evitar a formação de trincas de tração e a conseqüente perda de estanqueidade. Deformações excessivas devidas a recalques podem causar trincamento ou mecanismos de cisalhamento. Segundo os autores, mecanismos de cisalhamento induzidos por recalques sem formação de trincas abertas não resultam em aumento significativo da vazão através da camada de solo, porém a abertura de trincas pode comprometer a função de barramento. Trincas desenvolvem-se quando a resistência à tração do material é superada; os esforços solicitantes de tração podem ser provenientes dos recalques, de tensões verticais derivadas de sobrecarga no topo do revestimento, ou de flexão; trincas de contração ou expansão por variação de umidade também devem ser consideradas.

É consenso entre os profissionais que os pontos cruciais na segurança dos aterros de resíduos são os sistemas de drenagem e de impermeabilização, para que se limite a formação de percolado e para que os contaminantes não migrem para fora do local de disposição, principalmente para que não atinjam o lençol freático.

## **1.5 Sistemas de Revestimento Impermeabilizante**

### **1.5.1 Requisitos**

Nos aterros os resíduos devem ser separados da superfície do subsolo por revestimento impermeabilizante, para evitar a migração dos contaminantes para as camadas inferiores e para o lençol d'água subterrâneo; devem também ser cobertos por revestimento impermeabilizante para evitar infiltração de água, emissões gasosas e erosão eólica. Portanto, há dois sistemas de revestimento, superior e inferior.

### **1.5.2 Sistema de revestimento impermeabilizante inferior**

O revestimento impermeabilizante inferior ou basal compreende tapetes de drenagem, camadas de transição e de impermeabilização. O solo é um material abundante, além de possuir capacidade de adsorção; assim, as camadas impermeabilizantes são tradicionalmente construídas de solo compactado.

No Reino Unido, por exemplo, as autoridades de proteção ambiental geralmente exigem camadas de revestimento de solo compactado com 1 m de espessura e coeficiente de permeabilidade máximo de  $10^{-9}$  m/s. Essa condição, associada à de carga hidráulica máxima de percolado de 1 m, garantiria um tempo de 30 anos até que o percolado atingisse a base do revestimento, segundo a lei de Darcy, após o qual passa a ser considerado não poluente (Potter & Yong, 1993). Como a composição de um percolado não varia necessariamente em função do tempo, é questionável um requisito baseado em um tempo de neutralização do chorume; além disso, outros mecanismos associados à percolação podem influir na velocidade e na concentração da frente de poluentes.

As diretrizes de proteção ambiental da Comunidade Européia (EC Landfill Directives, 1978 apud Attewell, 1993) recomendam 3 m de solo compactado com coeficiente de permeabilidade de  $10^{-9}$  m/s ou equivalente. Nos EUA, a legislação federal (RCRA e EPA-89 apud Mello & Do Val, 1994) preconiza que os resíduos sejam depositados sobre revestimento inferior duplo com sistema de coleta de percolado no interior; podem ser utilizados solos naturais compactados, desde que com espessuras maiores que 1 m e coeficiente de permeabilidade inferior a  $10^{-9}$  m/s. Não são feitas referências à variabilidade espacial do coeficiente de permeabilidade em camadas de solo compactado, a qual indica a necessidade de um critério de aceitação baseado em análise probabilística.

As especificações das normas ambientais alemãs (Technische Anforderungen Abfall, 1990 apud Bishop & Carter, 1993) para o solo a ser usado na camada impermeabilizante são: mais que 20% em massa com diâmetro menor do que  $2 \mu$ , teor de matéria orgânica menor do que 5% em massa, teor de carbonatos menor que 15% em massa, grau de compactação maior do que 95,5% e teor de umidade maior do que a umidade ótima para a Energia Normal (Proctor Normal), capacidade de absorção d'água de 10% em massa, e material livre de madeiras, raízes e outros. A legislação alemã recomenda também preparação do solo em usina para garantir a homogeneidade da camada, assim como ensaios de peso específico, teor de umidade, análise granulométrica e plasticidade para cada  $1000 \text{ m}^2$  de camada compactada de 25 cm, e de permeabilidade a cada  $2000 \text{ m}^2$ . O critério de aceitação deve ser definido em um plano de controle de qualidade, a ser especificado para cada obra. O controle de qualidade não fica bem delineado, pois apenas frequências de amostragem são sugeridas, sem os intervalos de confiança correspondentes. Questiona-se também a fixação de uma frequência relacionada a uma determinada área compactada, sem levar em conta a área total da obra; aterros de pequeno porte teriam um controle tecnológico deficiente. Além disso, o grau de compactação mínimo exigido é relativo a uma baixa energia de compactação; para garantir um coeficiente de permeabilidade baixo como o requerido, provavelmente uma maior energia é necessária no campo. A análise granulométrica e os limites de consistência são parâmetros de controle da homogeneidade do material, e não do seu estado no campo.

As condições mínimas exigidas para execução de aterros segundo a CETESB (1993) são: o solo deve ser classificado como CL, CH, SC ou OH, segundo o Sistema Unificado de Classificação de Solos; apresentar pelo menos 30% de partículas passando pela peneira nº 200 da ASTM; coeficiente de permeabilidade menor ou igual a  $10^{-9} \text{ m/s}$ , LL maior ou igual a 30%, IP maior ou igual a 15% e pH igual ou maior que 7; e não sofrer alterações na sua permeabilidade quando da sua interação com os resíduos. As camadas compactadas devem ter espessura máxima de 20 cm, teor de umidade em torno do ótimo e grau de compactação maior ou igual a 95%, referidos à Energia Normal.

Shackelford & Mello (1993 apud Mello & Do Val, 1994) apresentam como parâmetros mínimos postulados internacionalmente: coeficiente de permeabilidade menor do que  $10^{-9} \text{ m/s}$ , IP entre 12% e 20%, porcentagem de finos maior do que 30% e espessura mínima da camada argilosa compactada igual a 1 m.

Algumas exigências sobre as características geotécnicas dos solos são redundantes e desnecessárias: um solo que apresente coeficiente de permeabilidade tão baixo como o

exigido, provavelmente terá uma porcentagem de finos (partículas com diâmetro menor do que 0,075 mm) maior do que 30%, assim como limites de Atterberg maiores do que os estipulados. Por outro lado, os critérios de consistência podem descartar solos que talvez cumprissem o requisito de permeabilidade para certas condições de compactação; as propriedades geotécnicas dos solos tropicais, particularmente, nem sempre correlacionam-se bem com o LL e o IP.

A argila é o material mais indicado para a camada de impermeabilização, embora misturas de areia e bentonita também venham sendo utilizadas quando há pouca disponibilidade de argila. Apesar do bom desempenho das misturas reportado por alguns autores (Chapuis & Beaudry, 1989; Van Ree et al., 1992; Kozicki et al., 1994; Rocha & Didier, 1994), deve-se lembrar que em contato com o percolado a bentonita pode desenvolver microfissuras e pode expandir menos do que em contato com a água. A homogeneização no campo e a previsão da permeabilidade de campo de misturas a partir de ensaios de laboratório são preocupações adicionais. Marcotte et al. (1994) advertem também que composição inadequada da mistura em relação à distribuição granulométrica dos materiais e ineficiência no processo de mistura podem permitir carreamento dos finos através da areia.

A preocupação atual com a degradação ambiental decorrente da exploração de jazidas de solo e o desenvolvimento contínuo dos geossintéticos indicam a utilização de materiais industrializados em substituição, ou mais freqüentemente, em associação, com as camadas minerais de vedação. As argilas são susceptíveis a congelamento e dependentes das condições climáticas para instalação bem sucedida, como lembram Bishop & Carter (1993), conduzindo à utilização de outros materiais em regiões de clima frio ou temperado; nas regiões tropicais, problemas na compactação de solos podem ocorrer em períodos de chuvas prolongadas, assim como trincamento superficial praticamente imediato de camadas compactadas em épocas quentes e secas. A tendência atual é utilizar geomembrana sobre a camada mineral de impermeabilização para minimizar o impacto de defeitos localizados. Outras opções de materiais são concreto asfáltico, solo-cimento, solo-asfalto, placas de metal ou vidro, sempre associados a uma camada de solo compactado.

As geomembranas caracterizam-se por serem flexíveis, contínuas e impermeáveis. Podem ser moldadas in loco ou pré-fabricadas. A ABNT NBR-8083/83 considera geomembranas tanto as mantas como as membranas aplicadas sobre o solo; mantas são produtos impermeáveis industrializados e membranas, produtos ou conjuntos impermeabilizantes moldados no local. As membranas são constituídas de uma armadura

responsável pela resistência mecânica, por exemplo, geotêxtil não-tecido agulhado de filamentos contínuos de poliéster, impregnada com um produto impermeabilizante, por exemplo, asfaltos diluídos, emulsionados ou modificados. Têm aplicação restrita a obras que não requeiram uma absoluta estanqueidade, tais como capeamento de resíduos, revestimentos de taludes, reservação de líquidos não perigosos, canais de irrigação e reservação de água. Além disso, como os asfaltos não são resistentes a solventes orgânicos como hidrocarbonetos, a utilização das membranas é desaconselhada em aterros de resíduos e solventes derivados do petróleo.

As geomembranas pré-fabricadas são mantas flexíveis feitas de resinas de polímeros sintéticos (materiais orgânicos) com espessuras de 0,5 a 2,5 mm e coeficientes de permeabilidade entre  $10^{-12}$  e  $10^{-15}$  m/s. Podem ser manufaturadas de polietileno clorado (CPE), policloreto de vinila (PVC), polietileno de baixa densidade (LDPE), polietileno de alta densidade (HDPE), polipropileno (PP), polietileno clorossulfonado (CSPE), etileno propileno dieno monômero (EPDM), neoprene e outros. Por serem produtos industrializados, há maior garantia de homogeneidade da espessura e das propriedades mecânicas. Bishop & Carter (1993), entre outros, consideram o HPDE o material polimérico disponível mais vantajoso, além de bastante resistente a substâncias químicas corrosivas como os hidrocarbonetos clorados; as mantas de HPDE são as únicas aceitas pelas normas federais alemãs.

As geomembranas precisam de uma camada de proteção superior, devido aos esforços impostos durante a instalação da camada de drenagem e às solicitações a longo prazo advindas do peso dos resíduos. A camada de proteção é normalmente constituída de 15 a 30 cm de areia bem distribuída granulometricamente com grãos de diâmetro máximo de 2 mm; se houver tráfego de veículos pesados sobre o revestimento, pode ser necessário um cobrimento de no mínimo 1 m de espessura. Outros materiais utilizados são geotêxteis simples ou impregnados com emulsão asfáltica, asfalto, solo-cimento, argamassa projetada, camada de areia entre dois geotêxteis e revestimento geossintético argiloso.

O revestimento geossintético argiloso (geossintethic clay liner ou GCL) consiste de uma camada fina de bentonita entre dois geossintéticos (geotêxteis ou geomembranas). A bentonita é colocada em forma de pó; quando hidratada, expande e forma camada impermeabilizante. É um sistema promissor, uma vez que fornece impermeabilização adicional, além de se acomodar bem a recalques diferenciais e ser auto-cicatrizante em torno de pequenas penetrações e defeitos. A aplicação mais usual é como camada de proteção da geomembrana, em substituição à areia; no entanto, tem sido também

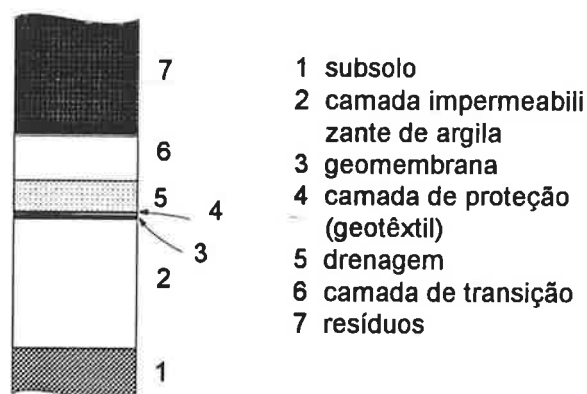
utilizado associado à camada impermeabilizante de solo ou como melhoramento de subsolos que não atendem às condições adequadamente. Quando da hidratação da bentonita, o conjunto atinge espessura da ordem de 10 mm e permeabilidade menor que  $10^{-10}$  m/s, com um peso médio de 10 Kgf/m<sup>2</sup> (0,1 kPa), provocando portanto recalques muito menores que os de uma camada impermeabilizante de argila (1 m de argila compactada carrega o subsolo com aproximadamente 18 kPa).

Apesar da expectativa de que as geomembranas apresentem resistência química de longo prazo, com horizonte de 25 anos como barramento efetivo, há casos documentados de reações químicas com soluções orgânicas ou inorgânicas que alteram a permeabilidade e outras propriedades, comprometendo a integridade do revestimento.

Potter & Yong (1993) ressaltam que há ainda outras dificuldades associadas a seu uso, de modo que a capacidade de evitar fluxo de percolado a longo prazo é questionável. São altamente sujeitas a danos por puncionamento; uma vez puncionadas, não têm capacidade de auto-cicatrização como os solos. Rasgos acidentais ou decorrentes de vandalismo têm sido observados (Pacheco et al., 1994). Outra inquestionável fonte de problemas são as juntas soldadas ou costuradas dos painéis para formar uma manta contínua. Laine & Mosley (1993) desenvolveram uma técnica para inspecionar a integridade de geomembranas já instaladas por meio de eletricidade; pesquisando 169 locais de disposição, onde a geomembrana encontrava-se permanentemente coberta de água, obtiveram uma média de 14 furos por 10000 m<sup>2</sup> de geomembrana. Esse valor era elevado para 22 furos por 10000 m<sup>2</sup> em outros 17 aterros onde a geomembrana era coberta com até 75 cm de solo para proteção, o que os levou a concluir que o processo construtivo da camada protetora também danifica as geomembranas. As geomembranas, além disso, não apresentam capacidade de adsorção como os solos e permitem, como eles, a difusão de substâncias.

As geomembranas podem melhorar o revestimento, mas jamais devem ser utilizadas isoladamente; a grande vantagem reside em combinar (Potter & Yong, 1993; Bishop & Carter, 1993). Dificilmente um único material pode atender a todas as exigências de desempenho de uma camada de revestimento. Para bloquear o movimento dos contaminantes em direção ao lençol freático é mais garantido adotar um sistema composto, compreendendo uma camada mineral e geomembrana. Evidentemente, a evolução no estudo de transporte de poluentes em solos e a experiência advinda da construção cada vez mais freqüente de aterros de resíduos permitirão projetos mais adequados para cada situação, possibilitando maior flexibilidade nas soluções adotadas com a manutenção da segurança desejada.

Na Figura 1.3 está apresentado um esquema do revestimento impermeabilizante inferior segundo as regulamentações federais ambientais da Alemanha (Technische Anforderungen Abfall, 1990 apud Bishop & Carter, 1993 e Jessberger, 1994a).



**Figura 1.3** - Esquema ilustrativo do revestimento impermeabilizante inferior, segundo as normas federais alemãs (Jessberger, 1994a)

O revestimento impermeabilizante inferior é composto das seguintes camadas, de baixo para cima:

- . camada de 1,5 m de argila compactada em camadas de 25 cm com coeficiente de permeabilidade menor ou igual a  $5 \times 10^{-10}$  m/s (determinado em laboratório sob gradiente hidráulico igual a 30);
- . geomembrana de HPDE com mínimo de 2,5 mm de espessura e declividade após recalques maior ou igual a 3% transversalmente e maior ou igual a 1% longitudinalmente;
- . camada de proteção da geomembrana, segundo especificações do fabricante;
- . camada drenante de percolado com espessura maior ou igual a 300 mm e coeficiente de permeabilidade maior ou igual a  $10^{-3}$  m/s.

A impermeabilização é dada pela combinação da camada argilosa com a geomembrana. A camada drenante permite a coleta de percolado para tratamento, além de reduzir a carga hidráulica sobre a barreira para minimizar infiltração. Entre a geomembrana e a camada drenante é recomendável a colocação de uma camada de transição, que pode ser de areia, geotêxtil ou GCL. A experiência mostra que drenos de areia podem colmatar; no caso de camadas drenantes de aterros de resíduos, já há casos reportados (Bishop & Carter, 1993) de areia cimentada pela passagem do percolado, devido a ataques químicos

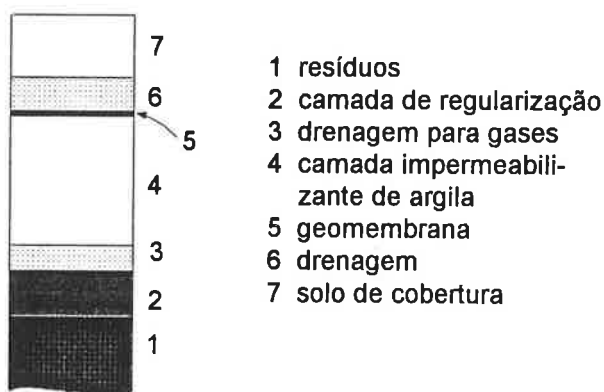


e biológico. A utilização de pedregulhos ou brita (16 a 32 mm) pode assegurar drenagem mais eficiente a longo prazo.

### 1.5.3 Sistema de revestimento impermeabilizante superior

O revestimento impermeabilizante superior ou de cobertura é composto de camada superficial, camada de proteção, camada de drenagem, camada impermeabilizante e camada para coleta de gás e camada de regularização. Daniel (1993) alerta para o fato de que é muito mais difícil construir uma barreira impermeável efetiva de cobertura do que de base, porque o revestimento superior é desafiado em uma maior variedade de modos por tensões geralmente desconhecidas e inquantificáveis; entre as possíveis solicitações cita variações de temperatura, ciclos de molhagem e secagem, penetração de raízes, recalque total e diferencial devido a compressão do resíduo e do solo da fundação, movimento de veículos e erosão por água ou vento. O autor considera que a argila compactada não é o material mais recomendável nesse caso, por ser vulnerável a danos por molhagem e secagem cíclicas e recalques diferenciais; recomenda as geomembranas ou o sistema de revestimento geossintético argiloso (GCL) como melhor escolha em relação a esses fatores. O revestimento impermeabilizante superior deve ser flexível, dadas as solicitações impostas.

Na Figura 1.4 está apresentado um esquema do revestimento impermeabilizante superior segundo as regulamentações federais ambientais da Alemanha (Technische Anforderungen Abfall, 1990 apud Bishop & Carter, 1993 e Jessberger, 1994a).



**Figura 1.4** - Esquema ilustrativo dos revestimentos impermeabilizantes superior, segundo as normas federais alemãs (Jessberger, 1994a)

O revestimento impermeabilizante superior é composto das seguintes camadas, de baixo para cima:

- camada de regularização de 500 mm de solo não coesivo;
- se houver formação de gás, camada de drenagem para gás com espessura maior ou igual a 300 mm;
- camada de argila com espessura maior ou igual a 500 mm e coeficiente de permeabilidade menor ou igual a  $5 \times 10^{-10}$  m/s (determinado em laboratório sob gradiente hidráulico igual a 30);
- geomembrana de HPDE com mínimo de 2,5 mm de espessura e declividade transversal e longitudinal após recalques maior ou igual a 5%;
- camada drenante de águas pluviais com espessura maior ou igual a 300 mm;
- camada de cobertura com pelo menos 1 m de espessura de solo para cultivo.

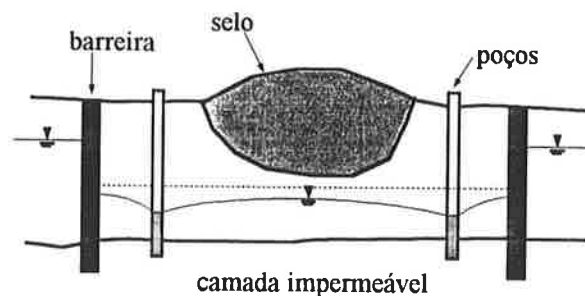
A impermeabilização é dada pela combinação da camada argilosa com a geomembrana. A camada drenante tem a função de reduzir a carga hidráulica na barreira para minimizar a infiltração, reduzir as pressões neutras para melhorar a estabilidade, e aumentar a capacidade de armazenamento de água da camada superior para o crescimento da vegetação. Geotêxteis têm sido também empregados.

Daniel (1993) recomenda a utilização de uma camada de proteção entre as camadas de cobertura e de drenagem, para separar os resíduos do contato humano ou de animais e plantas; proteger camadas subjacentes de excessiva solitação por ciclos de molhagem e secagem; e armazenar água para a vegetação da camada superficial. A camada superficial pode eventualmente ser recoberta por geossintético para proteger contra erosão até que a vegetação cresça; pedregulhos são resistentes a erosão, mas muito permeáveis, permitindo maior infiltração, sem promover evapo-transpiração.

#### 1.5.4 Barreiras verticais

Outros importantes elementos de impermeabilização dos aterros de resíduos são as trincheiras de vedação ("cut-off walls"), com a finalidade de bloquear fluxos laterais, interceptar gradientes, formar barreira impermeabilizante ao redor da área de aterro, manter níveis ou separar fluidos, promover rebaixamento do nível d'água com conseqüente aumento de estabilidade do aterro, ou permitir escavação. As trincheiras podem ser constituídas de argila compactada, de parede diafragma de cimento-bentonita, solo-bentonita, concreto ou suspensão de bentonita, de estacas-prancha de aço, de cortina de "grouting", de geomembranas ou de camada congelada de solo. As barreiras verticais para isolamento de sítios são de aplicação consagrada na Engenharia Geotécnica; alguns exemplos de adaptação dessas soluções tradicionais em projetos de

contenção, coleta e drenagem de poluentes são discutidos por Heinz (1994) e apresentados esquematicamente na Figura 1.5. Outros autores têm apresentado pesquisas sobre a utilização de barreiras verticais em projetos geotécnico-ambientais (Hermanns, 1993; Jessberger et al., 1993; Mitchell, 1994).



**Figura 1.5** - Utilização de trincheiras de vedação em aterros de resíduos (modificado de Heinz, 1994)

## 1.6 Comentários

Pode-se perceber uma tendência mundial aparentemente irreversível a desenvolver legislações e normas para o projeto e construção de locais de disposição de resíduos que se pautem também por critérios ambientais. O campo de atuação da Geotecnia tem ampliado com o aumento de exigências impostas às obras de engenharia, como inquestionavelmente é o caso dos aterros de resíduos.

O engenheiro geotécnico deve se adequar a novos conceitos para atuar na área ambiental. Em primeiro lugar, é necessário mudar o conceito de vida útil de uma obra. No caso de aterros de resíduos, por exemplo, os conhecimentos atuais sobre os mecanismos de transporte de poluentes em solos sugerem que em alguns casos o horizonte da segurança no projeto deveria ser estendido a séculos; os conseqüentes custos adicionais podem ser considerados plenamente aceitáveis frente a eventual necessidade de recuperação ambiental.

Outra adaptação necessária é compreender que muitos problemas devem ser solucionados de forma multidisciplinar; eventualmente será necessário o diálogo com profissionais de áreas bem distintas.

As recomendações das legislações e normas ambientais relativas a aterros de resíduos traduzem-se em projetos muitas vezes superdimensionados. O intuito provável é garantir que todas as obras sejam seguras, às expensas de situações em que outras alternativas seriam viáveis com o mesmo grau de segurança. Normalmente não são consideradas características específicas dos resíduos e particularidades hidrogeológicas, tais como a não saturação dos solos e o clima. Esses dois fatores, de importância indiscutível no projeto de aterros de resíduos, não serão abordados neste trabalho; espera-se incorporá-los às pesquisas seguintes.

Conseqüentemente, diferentes obras terão diferentes graus de segurança, apesar dos projetos seguirem as mesmas recomendações. Além disso, já existe tecnologia e conhecimentos científicos para projetar mais economicamente com a segurança desejada.

Abordagem probabilística e análise de risco parecem de excelente aplicação nas obras ambientais. Com a crescente disponibilidade de dados de materiais, casos reais documentados e monitoramento de campo, a análise de riscos possivelmente virá a ser estabelecida como parte dos critérios de projeto.

Os pontos cruciais na segurança dos aterros de resíduos são os sistemas de drenagem e de impermeabilização. O sistema de drenagem deve direcionar imediatamente o percolado para o sistema de coleta, para minimizar o tempo de contato do percolado com as camadas impermeabilizantes. O sistema de impermeabilização deve garantir que a concentração com que os poluentes atingem o lençol subterrâneo estejam dentro dos padrões considerados como não nocivos à saúde humana.

O valor máximo de permeabilidade de campo definido pela maioria das legislações e normas,  $10^{-9}$  m/s, normalmente impraticável em camadas de solo compactado, sugere o emprego de geomembranas. O uso conjunto de solo compactado e geomembranas pode apresentar um ótimo desempenho, resultante da combinação das propriedades dos dois componentes. Por outro lado, a evolução nos conhecimentos sobre transporte de poluentes em solos permitirão maior flexibilidade nos projetos, com a manutenção da segurança desejada.

O critério de projeto relativo a um limite máximo de coeficiente de permeabilidade, sem relacioná-lo a um intervalo de confiança, não considera a significativa variabilidade espacial de uma camada de solo compactado. Além disso, os requisitos relativos a limites de consistência e de granulometria, não necessariamente garantem o nível de permeabilidade desejado.

Verifica-se pela bibliografia um grande interesse pela concepção geral dos projetos de aterros de resíduos; muitos trabalhos discutem critérios, segurança e dados necessários. O engenheiro geotécnico envolvido em projetos de aterros de resíduos não estará desamparado em termos de uma visão global do problema. No entanto, sentirá falta de dados, casos reais e soluções geotécnicas documentados. Presentemente é necessário sistematizar os procedimentos de análise e coleta de dados e garantir a construção de uma base de dados geotécnicos relevantes.

A importância do desempenho dos revestimentos impermeabilizantes de aterros de resíduos na segurança ambiental, e as importantes questões relativas a serem solucionadas, direcionaram a pesquisa à utilização de solos compactados nas camadas de vedação.

## 2. PERMEABILIDADE DE REVESTIMENTOS IMPERMEABILIZANTES DE ARGILA COMPACTADA

### 2.1 Fatores que Influenciam a Permeabilidade das Argilas Compactadas

#### 2.1.1 Coeficiente de permeabilidade do solo

O coeficiente de permeabilidade de um solo, inicialmente denominado coeficiente de permeabilidade de Darcy, é definido como a constante de proporcionalidade entre a velocidade e o gradiente hidráulico da Lei de Darcy (Taylor, 1948), apresentada a seguir:

$$Q = k i A \dots\dots\dots (2.1)$$

ou

$$v = k i \dots\dots\dots (2.2)$$

Q ... vazão

k ... coeficiente de permeabilidade

i ... gradiente hidráulico

A ... área total da seção transversal de solo através da qual há fluxo unidimensional

v ... velocidade

Pode-se expressar o coeficiente de permeabilidade de um solo a um determinado fluido por:

$$k = K \frac{\gamma}{\mu} \dots\dots\dots (2.3)$$

k ... coeficiente de permeabilidade

K ... permeabilidade intrínseca ou específica, função das características da matriz do solo

$\gamma$  ... peso específico do fluido que percola

$\mu$  ... viscosidade dinâmica do fluido que percola

O coeficiente de permeabilidade é normalmente referido ao peso específico e viscosidade dinâmica da água à temperatura de 20°C.

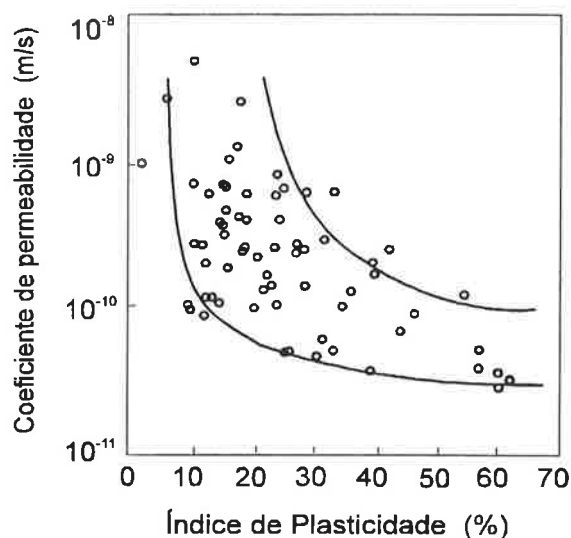
Segundo Lambe (1958), os fatores que mais afetam a permeabilidade dos solos são a composição do solo, as características do fluido, o índice de vazios, a estrutura e o grau de saturação.

### **2.1.2 Composição do solo**

Benson et al. (1994), em um trabalho sobre a previsão de permeabilidade de revestimentos impermeabilizantes argilosos, pesquisaram a influência da composição na permeabilidade do solo compactado; foram analisados os limites de Atterberg e a distribuição granulométrica, considerados como os parâmetros mais representativos da composição do solo.

Os limites de consistência são índices da quantidade de partículas de argila e sua composição mineralógica. A plasticidade está associada à quantidade e à atividade das partículas de argila: o Índice de Plasticidade é tanto mais elevado quanto maior a fração argila do solo (partículas com diâmetro menor ou igual a 0,002 mm), quanto mais ativas forem essas partículas, quanto menor a agregação entre partículas, e quanto mais espessas as camadas duplas; portanto, argilas mais plásticas devem ter menor coeficiente de permeabilidade. Diversas pesquisas têm confirmado essa expectativa, entre as quais a de Lambe (1954 apud Benson et al., 1994), que realizou ensaios de permeabilidade em consolidômetros em argilas sedimentares normalmente adensadas.

Os autores consideraram que essa relação não podia ser aceita a priori para solos compactados, uma vez que a estrutura destes difere muito da dos solos sedimentares; confirmaram-na, no entanto, após análise de dados relativos a revestimentos impermeabilizantes de solo natural compactado de 67 aterros nos EUA. Foram incluídos apenas dados relativos a revestimentos compactados cuidadosamente acima do teor de umidade ótimo e a ensaios de permeabilidade realizados em amostras indeformadas. Os solos pesquisados compreenderam uma extensa faixa de variação na composição: IP de 2% a 62%, porcentagem de finos (partículas com diâmetro menor ou igual a 0,075 mm) de 44,3% a 100% e porcentagem de argila de 13,9% a 75,3%. Os resultados indicaram que o coeficiente de permeabilidade diminui quando LL e IP aumentam, tendência consistente com a das argilas sedimentares; o decréscimo é rápido quando IP cresce de 10% a 30%, e mais gradual para valores superiores de IP, conforme mostrado na Figura 2.1.



**Figura 2.1** - Variação do coeficiente de permeabilidade em função do IP (Benson et al., 1994)

Por meio de análise estatística, os autores estimam como valores mínimos dos limites de consistência para obtenção de coeficiente de permeabilidade menor ou igual a  $10^{-9}$  m/s,  $LL \geq 20\%$  e  $IP \geq 7\%$ . Esses limites inferiores devem ser revistos para os solos tropicais, cuja fração fina apresenta peculiaridades que desaconselham a utilização direta de correlações em função de índices físicos, determinadas para solos formados em climas temperados. Ademais, a dispersão nos resultados apresentados é muito grande; para valores de IP entre 10 e 30%, faixa onde se encaixa grande parte dos solos lateríticos, a variação do coeficiente de permeabilidade para um dado valor de IP atinge 1 ou 2 ordens de grandeza. Pode-se observar uma tendência de comportamento no conjunto de pontos, porém é ousado tentar definir limites quantitativos.

Quanto à distribuição granulométrica, sabe-se que o tamanho dos vazios depende da proporção relativa entre partículas de diversos tamanhos. O coeficiente de permeabilidade tende a ser baixo quando o solo é bem graduado e quando a fração argila comanda o comportamento hidráulico da matriz. A permeabilidade decresce com o aumento da porcentagem de finos até valores elevados de porcentagem de finos, da ordem de 30% (D'Appolonia, 1980). A permeabilidade decresce sensivelmente com a porcentagem de argila até um determinado valor de porcentagem de argila, que estaria entre 8 a 12% para misturas areia-bentonita (Daniel, 1987; Kenney et al., 1992; Seed et al., 1964 apud Benson et al., 1994).



Benson et al. (1994), baseados em trabalhos de outros autores, concluem que a matriz primária que governa o fluxo muda quando a porcentagem de grossos, especificamente pedregulhos, excede 50 a 60%; para porcentagens menores, há finos e partículas de argila suficientes para preencher os vazios entre grãos de pedregulho com material de baixa permeabilidade.

A partir da análise do banco de dados, os autores verificaram que o coeficiente de permeabilidade é mais sensível à porcentagem de finos e de argila do que à de areia e pedregulhos: apresenta leve tendência a crescer com o aumento da porcentagem de pedregulho e areia, e mais nítida a diminuir com aumento da porcentagem de finos e argila. A porcentagem de argila forneceu a correlação estatística mais forte com o coeficiente de permeabilidade. Os autores estimam como porcentagens mínimas de finos e argila para garantir coeficiente de permeabilidade menor ou igual a  $10^{-9}$  m/s, respectivamente, 30% e 15%. Conforme observado anteriormente, esses limites devem ser revistos para solos tropicais, particularmente para os solos lateríticos, nos quais geralmente há pouca fração silte (partículas com diâmetro entre 0,002 mm e 0,075mm).

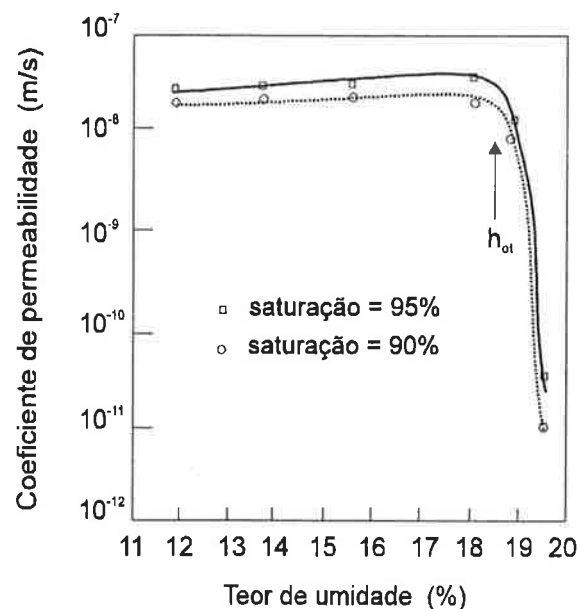
Relacionando limites de consistência com distribuição granulométrica, Benson et al. (1994) estabeleceram como limite mínimo para a atividade o valor de 0,3 para que o coeficiente de permeabilidade seja menor ou igual a  $10^{-9}$  m/s. A permeabilidade diminui com o aumento da atividade, uma vez que minerais de argila com maior atividade consistem de partículas menores, com maior superfície específica e camadas duplas mais espessas. O valor limite corresponde a uma argila inativa, o que geralmente não é coerente com o baixo valor de coeficiente de permeabilidade associado. Possivelmente, a dispersão dos pontos de coeficiente de permeabilidade em função do IP acarretou essa correlação não usual para solos não tropicais.

### **2.1.3 Teor de umidade de compactação e peso específico aparente seco**

Para poder analisar isoladamente os efeitos de peso específico seco, umidade, saturação e estrutura, Mitchell et al. (1965) determinaram a permeabilidade de amostras de argila siltosa compactadas por pisoteamento em vários teores de umidade e pesos específicos secos, com três diferentes energias de compactação.

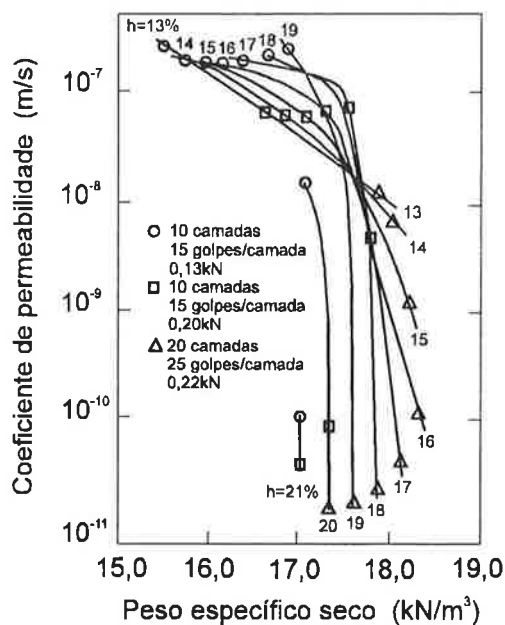
Na Figura 2.2 estão apresentados os resultados de ensaios realizados em corpos-de-prova compactados com mesmo peso específico seco e diversos teores de umidade e levados ao mesmo grau de saturação por contrapressão. Observa-se que a permeabilidade cresce levemente com o aumento do teor de umidade no ramo seco, e

sofre um decréscimo abrupto em torno do teor de umidade ótimo; no ramo úmido, apresenta valores aproximadamente 3 ordens de magnitude menores que no ramo seco. A queda brusca de permeabilidade com o aumento do teor de umidade acima do ponto ótimo já era esperada em função das diferentes estruturas induzidas no ramo seco e no ramo úmido. Os autores observam que a permeabilidade no ramo seco pode aumentar ou diminuir levemente com o aumento da umidade até o teor ótimo, como resultado de interações complexas entre o tipo de solo e a energia de compactação, e de outros efeitos tais como saturação não uniforme por contrapressão e migração de finos durante percolação sob altos gradientes.



**Figura 2.2** - Permeabilidade em função do teor de umidade de compactação a peso específico seco constante (Mitchell et al., 1965)

As curvas de permeabilidade em função do peso específico seco a teor de umidade constante apresentadas na Figura 2.3 mostram decréscimo pronunciado da permeabilidade com o aumento de peso específico seco em qualquer teor de umidade.

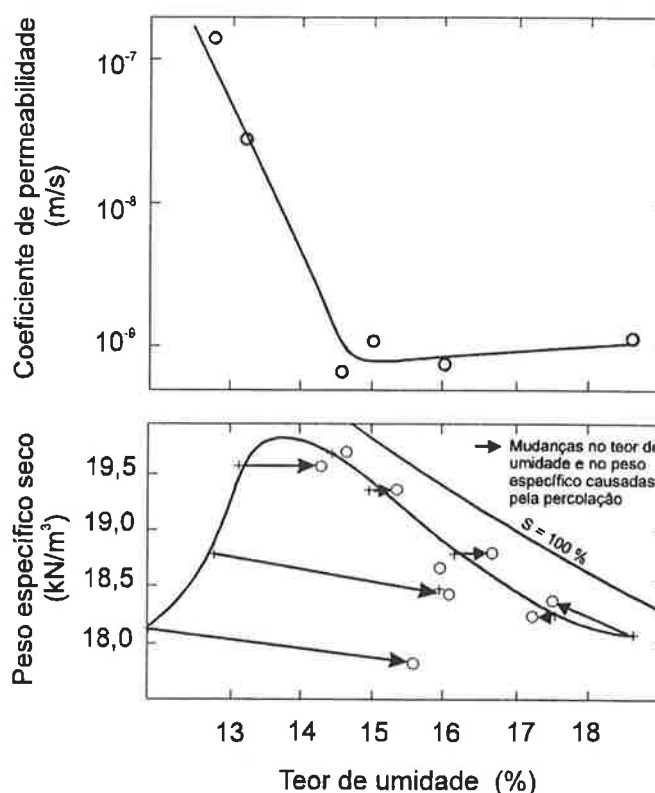


**Figura 2.3** - Permeabilidade em função do peso específico seco a teor de umidade constante (Mitchell et al., 1965)

#### 2.1.4 Estrutura

Há evidências de que o fator fundamental que comanda a permeabilidade dos solos compactados é a estrutura. Em seu clássico trabalho sobre o comportamento geotécnico de argilas compactadas, Lambe (1958) apresenta as curvas reproduzidas na Figura 2.4, de coeficientes de permeabilidade de amostras compactadas ao longo da curva de compactação e sujeitas a fluxo até ser atingido regime permanente.

A maior permeabilidade dos corpos-de-prova compactados no ramo seco é explicada pelo fato de que solos argilosos compactados por pisoteamento no ramo seco têm uma orientação mais aleatória de partículas (estrutura floculada) e um tamanho médio de vazios maior do que quando compactados no ramo úmido, onde as deformações por cisalhamento induzem arranjos praticamente paralelos de partículas (estrutura dispersa). Mitchell et al. (1965) comentam que o efeito da estrutura sobrepoujou a influência oposta da saturação, uma vez que as amostras compactadas no ramo seco chegaram ao equilíbrio em um grau de saturação menor que as do ramo úmido, e normalmente, sendo as outras condições iguais, quanto maior o grau de saturação maior a permeabilidade.



**Figura 2.4** - Variação do coeficiente de permeabilidade ao longo da curva de compactação (Lambe, 1958)

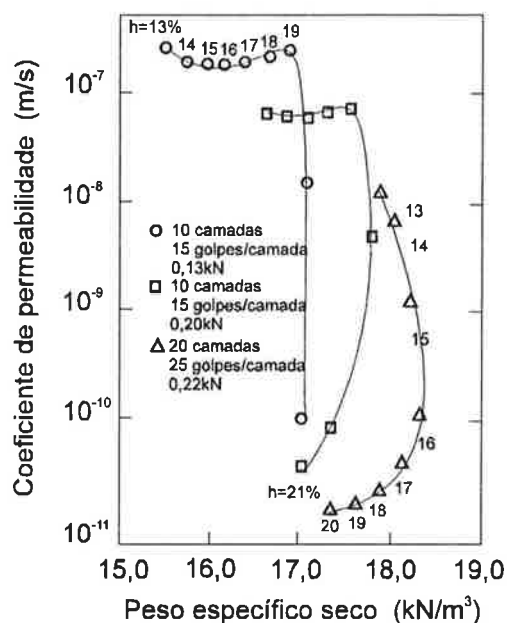
A estrutura do solo compactado e, portanto, sua permeabilidade, dependem principalmente do teor de umidade, da energia e do método de compactação.

### Energia de compactação

Benson et al. (1994), analisando dados de compactação de campo de revestimentos impermeabilizantes argilosos, observaram uma variação na permeabilidade da ordem de 100 vezes para o mesmo teor de umidade, mas com diferentes energias de compactação. Maior energia de compactação aumenta o grau de dispersão, o que resulta em tamanhos médios de vazios menores; a permeabilidade, que varia diretamente com a área de seção transversal dos vazios, diminui.

Não é recomendável comparar amostras compactadas sob diferentes energias baseando-se apenas nos teores de umidade e densidades. O aumento da energia de compactação tende a aumentar o peso específico seco máximo e diminuir o teor de umidade ótimo; uma amostra de solo pode estar com diferentes arranjos estruturais, isto é, floculada no ramo seco ou dispersa no ramo úmido, no mesmo teor de umidade, dependendo da energia de compactação. Portanto, diferentes coeficientes de permeabilidade podem estar

associados a um mesmo teor de umidade de compactação e um mesmo processo de compactação, dependendo da energia utilizada. A Figura 2.5 mostra o coeficiente de permeabilidade ao longo de linhas de igual energia, obtidas com os pontos experimentais apresentados na Figura 2.3.



**Figura 2.5** - Permeabilidade ao longo de linhas de igual energia (modificado de Mitchell et al., 1965)

Pode-se afirmar que, para um dado processo de compactação, a permeabilidade diminui à medida em que o teor de umidade é elevado a partir do ótimo ou a energia é aumentada; valores mínimos ocorrem a teores de umidade levemente acima do ótimo, equivalentes a desvios de umidade de 2 a 4%. As mudanças de permeabilidade associadas ao teor de umidade e à energia são resultado direto das mudanças na estrutura do solo nas escalas micro e macroscópica. Aumentos na umidade e na energia, na escala macroscópica, geralmente resultam em maior capacidade de quebrar agregados ou torrões de argila e eliminar poros inter-agregados; na microescala, resultam em reorientação das partículas de argila e na redução no tamanho dos poros interpartículas. Garcia-Bengochea et al. (1979) mostraram que a distribuição porosimétrica da argila compactada é bimodal no ramo seco e unimodal no ramo úmido, com o modo maior de vazios sendo eliminado quando o teor de umidade de compactação aumenta acima do ótimo.

A energia de compactação varia de obra para obra, em função do tipo e peso do equipamento e do número de passadas empregados. No Brasil, tem-se pouco

conhecimento sobre o desempenho dos equipamentos de compactação em relação aos solos locais. Em outros países, como por exemplo na França, pesquisa-se a eficiência de equipamentos em função do tipo de solo e espessura de camada a compactar (Bernucci, 1997<sup>1</sup>).

### **Processo de compactação**

As propriedades mecânicas dos solos compactados são função não só da umidade, da densidade e da energia de compactação, como também do processo de compactação. A estrutura é fortemente influenciada pelos esforços de cisalhamento quando da compactação; diferentes métodos de compactação induzem diferentes magnitudes de deformação cisalhante. A deformação cisalhante, e portanto, o grau de dispersão, aumentam para diferentes métodos de compactação na seguinte ordem: estática, vibratória, e pisoteamento.

Para verificar a influência do método de compactação na permeabilidade, Mitchell et al. (1965) ensaiaram corpos-de-prova com mesmo teor de umidade e mesmo peso específico, compactados por compactação estática e pisoteamento. O pisoteamento resulta em permeabilidade meia ordem de magnitude menor que a compactação estática quando a umidade está acima da ótima; no ramo seco, as permeabilidades obtidas pelos dois métodos são bastantes próximas. O pisoteamento acarreta maiores deformações por cisalhamento no pé do pistão compactador; no ramo úmido, esses esforços são mais efetivos em remoldar os agregados e em acomodar as partículas de argilas em um arranjo mais compacto e orientado, conseqüentemente diminuindo o tamanho dos poros e modificando a distribuição porosimétrica.

Aparentemente, nenhum método de compactação causa esforços cisalhantes apreciáveis no ramo seco, e o processo de compactação pouco influi na estrutura resultante; possivelmente, a pouca quantidade disponível de água fornece um nível limitado de lubrificação para rearranjo de partículas. No ramo úmido, a permeabilidade e outras propriedades apresentariam variações mais sensíveis em função do método de compactação. Mitchell et al. (1965) explicam essas constatações por meio do modelo estrutural proposto por Olsen (1962 apud Mitchell et al., 1965), segundo o qual as partículas argilosas encontram-se aleatoriamente floculadas em agregados ou "clusters" durante a mistura com água anterior à compactação. A permeabilidade da estrutura em "clusters" é controlada principalmente pelo fluxo através dos vazios entre agregados, e

---

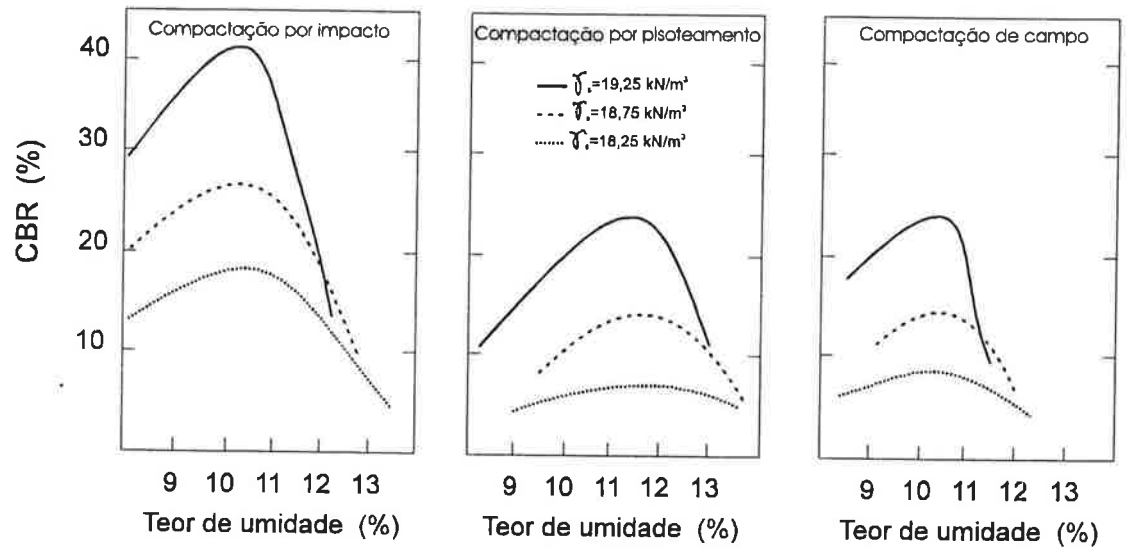
<sup>1</sup> BERNUCCI, L.L.B. (1997). Comunicação pessoal.

não através dos próprios agregados. A resistência à deformação desses agregados diminui com o aumento do teor de umidade. Em teores de umidade baixos, os agregados têm resistência elevada e são capazes de resistir a tensões de compactação estática sem distorção apreciável; os espaços entre agregados podem permanecer grandes por causa da dificuldade em deformar um dado agregado aos contornos dos agregados adjacentes. À medida em que o teor de umidade aumenta, no entanto, os agregados se tornam mais fracos, sendo mais facilmente distorcidos para se ajustarem eficientemente aos agregados ao redor, assim resultando espaços inter-agregados menores. Além disso, em meio mais úmido os agregados e, conseqüentemente, os vazios interagregados, tendem a ser menores antes mesmo da compactação, como resultado da própria misturação. No ramo úmido, a estrutura se manteria floculada após a compactação estática, mas com o tamanho médio de poros significativamente reduzido devido à perda de resistência associada ao maior teor de umidade.

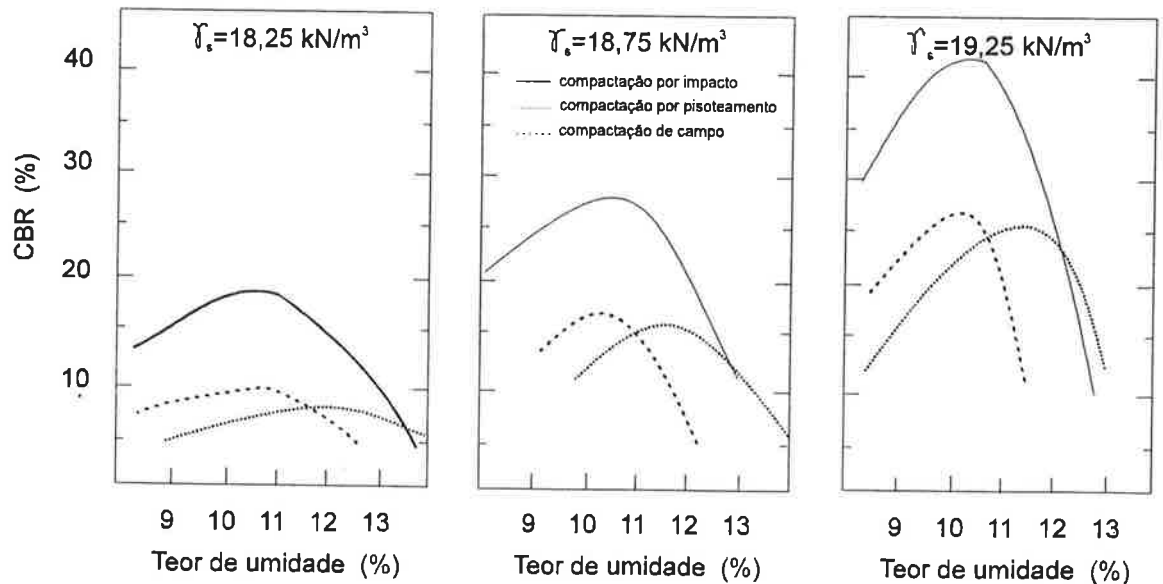
O efeito do método de compactação na estrutura pode ser aferido por meio de outras propriedades mecânicas dos solos. Vendramini & Pinto (1974) compararam valores de CBR obtidos em corpos-de-prova indeformados de um aterro com os valores determinados com o mesmo solo compactado em laboratório por três processos diferentes: compactação por impacto, estática e por pisoteamento. O solo, proveniente de decomposição de arenito, havia sido compactado no campo por rolo pneumático, com posterior acabamento por rolo vibratório. Os resultados indicaram em princípio comportamentos semelhantes para os três processos de compactação de laboratório. A compactação por impacto conduziu a valores de CBR bem superiores aos obtidos pela compactação por pisoteamento para umidades baixas, e inferiores a estes para umidades altas. Para um dado peso específico seco, a razão entre os valores de CBR de corpos-de-prova compactados por impacto e por pisoteamento diminui à medida que o teor de umidade aumenta, conforme mostrado na Figura 2.6.

Comparando-se compactação de campo e por impacto, observou-se que as variações de CBR em função de parâmetros de compactação são semelhantes, porém os valores de CBR de campo são cerca de 60% dos relativos à compactação por impacto. A compactação por pisoteamento apresentou em uma região da curva de compactação valores de CBR inferiores aos de campo, e em outra superiores; os valores máximos nos dois tipos de compactação são bastante próximos para um mesmo peso específico seco, embora para umidades diferentes; para uma mesma umidade, os valores de CBR máximos ocorrem em pesos específicos secos diferentes, sendo que a compactação por pisoteamento sempre apresentou valores máximos superiores. Essas conclusões podem ser verificadas na Figura 2.7. Os autores também, a partir da construção de curvas de

igual CBR, delimitaram regiões de maior CBR para uma mesma energia de compactação; a menos dos valores numéricos, a compactação por impacto conduziu a variação de CBR com os parâmetros de compactação mais semelhante à da compactação de campo. Aparentemente, a compactação por impacto representa melhor a compactação de campo por rolo pneumático; pode-se supor que as estruturas resultantes sejam semelhantes, mas as energias devem ser diferentes, uma vez que a compactação por impacto conduziu a valores bem superiores de CBR.



**Figura 2.6** - CBR em função do teor de umidade ao longo de curvas de mesmo peso específico seco (Vendramini & Pinto, 1974)



**Figura 2.7** - CBR em função do teor de umidade ao longo de curvas de mesma energia (Vendramini & Pinto, 1974)



Benson et al. (1994) correlacionaram permeabilidade com o tipo e o peso do equipamento de compactação de campo. Os equipamentos de compactação relacionados no banco de dados foram divididos em duas categorias: ‘pé-de-carneiro’, incluindo rolos pé-de-carneiro tradicionais, de patas curtas, de patas trapezoidais (rolo ‘tamping’) e outros, e ‘pneu de borracha’, compreendendo ‘scrapers’, ‘dozers’ e outros compactadores com pneus de borracha. A média dos coeficientes de permeabilidade associados à compactação pelo tipo ‘pé-de-carneiro’ é quatro vezes menor que a média relativa ao ‘pneu de borracha’. Os autores observaram uma tendência de decréscimo de permeabilidade com o aumento do peso do equipamento, possivelmente devido à maior energia de compactação; a energia resultante depende do peso do equipamento e de sua eficiência para determinado tipo de solo.

Os autores realizaram ainda análise estatística para determinar que variáveis do banco de dados de solos compactados no ramo úmido se correlacionavam significativamente com o coeficiente de permeabilidade. Obtiveram, por meio de regressão múltipla, uma relação funcional entre o logaritmo neperiano da média geométrica do coeficiente de permeabilidade e cinco variáveis que descrevem a composição do solo e as condições de compactação, apresentada a seguir:

$$\ln K_g = -18,35 + \frac{894}{W} - 0,08IP - 2,87S_i + 0,32\sqrt{G} + 0,02C + \varepsilon \dots\dots\dots (2.4)$$

$K_g$  ... média geométrica do coeficiente de permeabilidade (cm/s)

$W$  ... peso do compactador (kN)

$IP$  ... índice de plasticidade

$S_i$  ... grau de saturação inicial

$G$  ... porcentagem de pedregulho

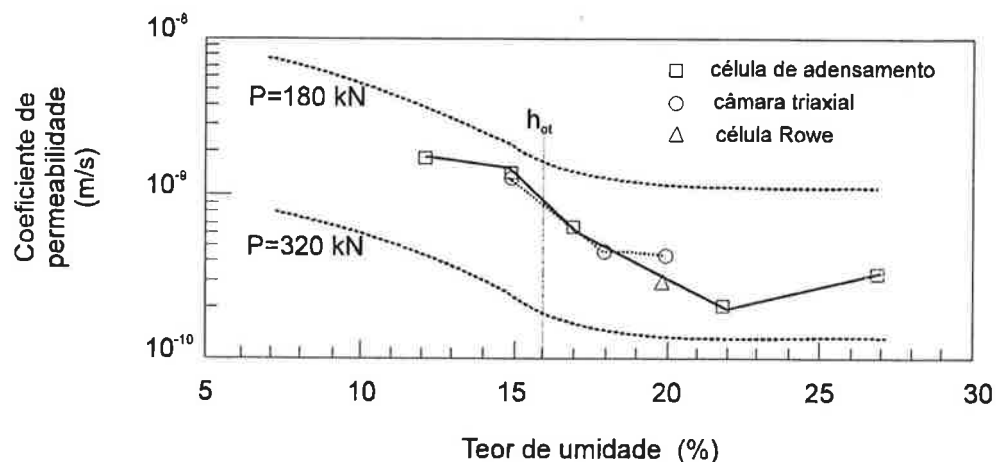
$C$  ... porcentagem de argila

$\varepsilon$  ... termo de erro aleatório Gaussiano de média zero

O teste de significância indicou que 78% da variância no coeficiente de permeabilidade pode ser explicada pelo modelo proposto. A insuficiência da correlação pode ser devida ao fato de terem sido misturadas as duas categorias de procedimento de compactação; possivelmente expressões diferentes para ‘pé-de-carneiro’ e ‘pneu de borracha’ apresentariam maiores coeficientes de correlação. Mesmo assim, os autores defendem que é possível estimar com certa confiança o coeficiente de permeabilidade, conhecendo-se as propriedades de uma jazida e estando especificadas as condições de compactação.

Outra aplicação prática da correlação obtida seria a possibilidade de estimar o peso do compactador necessário para alcançar determinado valor de permeabilidade, dadas as características da jazida e as condições de compactação. Ressaltam, entretanto, que as condições de compactação devem ser consistentes com as dos locais incluídos no banco de dados: as especificações de construção devem estipular compactação no ramo úmido e um número de passadas suficiente para causar completo remoldamento da argila. É discutível se realmente ocorreu remoldamento total nos casos reportados, uma vez que uma energia de compactação elevada aplicada a solo muito úmido pode resultar em “borrachudo” no campo.

Meriggi & Zagolin (1994) compararam os valores de permeabilidade medidos em corpos-de-prova de argila siltosa compactados por impacto na Energia Normal em laboratório e aqueles que seriam obtidos in situ pela expressão (2.4) para peso do compactador igual a 180 kN e 320 kN. A Figura 2.8 mostra que há certa similaridade na tendência das curvas obtidas em laboratório e pela correlação. A expressão, no entanto, baseia-se em dados de campo; dadas as diferentes estruturas formadas no campo e no laboratório, a concordância obtida neste caso particular não permite generalização para outras obras.



**Figura 2.8** - Comparação entre permeabilidades obtidas em laboratório e pela expressão (2.4) (Meriggi & Zagolin, 1994)

Wang & Huang (1984 in Bogardi et al., 1989) haviam proposto anteriormente uma expressão de previsão do logaritmo neperiano do coeficiente de permeabilidade em função basicamente das mesmas variáveis, porém referida à compactação de laboratório na Energia Normal ou Modificada.

### 2.1.5 Grau de saturação

Benson et al. (1994) sugerem a utilização do grau de saturação inicial,  $S_i$ , definido na expressão (2.5), como parâmetro mais adequado para comparação entre diferentes condições de compactação. Uma vez que curvas de igual saturação são geralmente paralelas à linha de ótimos, a saturação inicial pode ser usada como uma medida da localização de diferentes combinações de teor de umidade e peso específico seco relativa ao teor de umidade ótimo, independente da energia de compactação. Além disso, a saturação inicial não é tão sensível à composição do solo como o teor de umidade e o peso específico.

$$S_i = \frac{h}{\frac{\gamma_a}{\gamma_s} (1 - \frac{\gamma_s}{\delta})} \dots\dots\dots (2.5)$$

- $S_i$  ... grau de saturação inicial
- $h$  ... teor de umidade de compactação
- $\gamma_a$  ... peso específico da água
- $\gamma_s$  ... peso específico seco do solo
- $\delta$  ... peso específico dos grãos

A permeabilidade tende a decrescer com o aumento do grau de saturação inicial (maior grau de saturação significa aumento de energia e de umidade). O coeficiente de permeabilidade geralmente decresce à medida que o teor de umidade aumenta ultrapassando a linha de ótimos, independente da energia de compactação; e à medida que o teor de umidade aumenta, a saturação também aumenta. Porém, aumentos na saturação inicial não necessariamente resultam em diminuição da permeabilidade. Se o teor de umidade estiver muito acima do ótimo, a permeabilidade pode aumentar, enquanto a saturação permanece constante.

Uma vez já estando compactada a amostra, um aumento no grau de saturação com índice de vazios constante leva a um aumento na permeabilidade, por causa do maior volume de vazios através do qual a água pode fluir. A saturação pode aumentar devido à saída do ar por percolação, ou por compressão e solução da fase gasosa sob pressões neutras mais elevadas.

Mitchell et al. (1965) fizeram uma estimativa teórica do efeito da variação da saturação, tratando o solo não saturado como um feixe de tubos capilares, utilizando a lei de Poiseuille para fluxo em tubos capilares, e adotando as hipóteses de fase gasosa uniformemente distribuída ao longo da direção de fluxo e de validade da lei de Darcy. Obtiveram a expressão (2.6) abaixo:

$$k = \left(\frac{\gamma_a}{\mu}\right) \frac{C_s V_s^2}{A_s^2} \frac{e^3}{1+e} S^3 \dots\dots\dots (2.6)$$

k ... coeficiente de permeabilidade

$\mu$  ... viscosidade

$C_s$  ... constante de forma

$V_s$  ... volume de sólidos

$A_s$  ... área molhada

e ... índice de vazios

S ... grau de saturação

A seguir, os autores comprovaram experimentalmente a variação da permeabilidade com o cubo da saturação. Ressaltam que na faixa de grau de saturação entre 80% e 100%, a relação da permeabilidade com o cubo da saturação não difere apreciavelmente de uma linha reta. Pode-se afirmar, porém, que a permeabilidade cresce com a elevação do grau de saturação se o índice de vazios se mantiver constante, ou seja, para solos não expansivos ou para um estado de tensões que supere a pressão de expansão do solo.

O aumento de permeabilidade com o aumento de saturação pode ser de importância prática, alcançando o fator de 4 a 5 vezes em faixas de saturação de 85% a 98%. Parece importante levar em consideração efeitos de saturação quando se realiza análise de percolação em estruturas de terra compactada.

A não saturação inerente aos solos compactados, no caso de revestimentos argilosos impermeabilizantes, pode ter implicações ainda maiores do que causar uma variação no coeficiente de permeabilidade, possivelmente modificando também o comportamento à difusão e à dispersão mecânica.

### 2.1.6 Características do fluido

O coeficiente de permeabilidade depende do fluido que percola, conforme indicado na expressão (2.3), além de que podem ocorrer reações químicas que alterem o solo. Com vistas ao desenvolvimento de projetos de revestimentos impermeabilizantes, muitas pesquisas vêm sendo direcionadas para o estudo das mudanças na permeabilidade de argilas compactadas decorrentes do contato com produtos químicos. O assunto será discutido em 3.2.5.2.

### 2.1.7 Comentários

A análise dos estudos relacionados parece indicar que a estrutura é o fator que mais influencia a permeabilidade de argilas compactadas. No ramo úmido, a permeabilidade é de duas a três ordens de magnitude menor que no ramo seco, sendo mantidas as outras condições; ou seja, variações significativas de permeabilidade podem ocorrer dentro de faixas relativamente estreitas de teor de umidade de compactação e densidade, devido à formação de arranjos estruturais diferentes.

A influência da deformação por cisalhamento durante a compactação no ramo úmido é relevante; um decréscimo significativo na permeabilidade pode ocorrer sem mudança no teor de umidade ou na densidade, apenas resultante das maiores deformações cisalhantes associadas a maior energia de compactação.

O método de compactação influencia a permeabilidade de amostras moldadas no ramo úmido devido aos efeitos estruturais. O pisoteamento acarreta permeabilidades mais baixas do que a compactação estática, porque forma uma estrutura mais dispersa, conseqüente de deformações cisalhantes maiores.

O aumento da saturação causa um aumento na permeabilidade, se a estrutura do solo se mantiver igual.

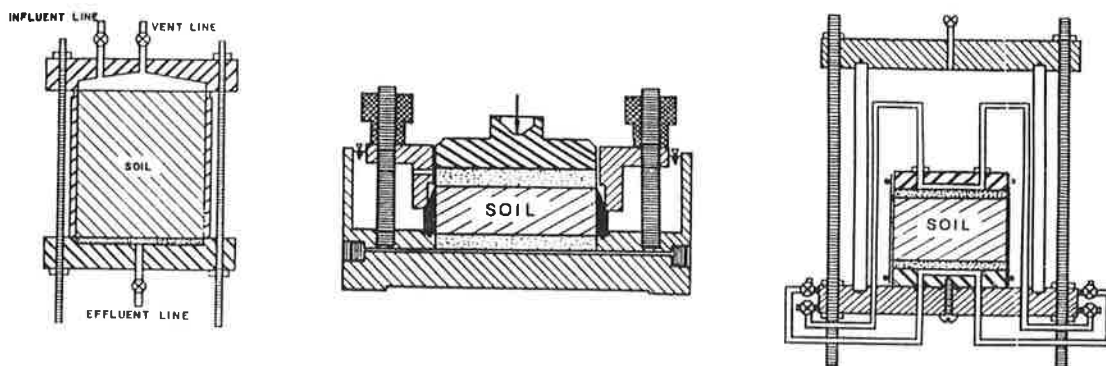
Como mudanças significativas na permeabilidade podem resultar de variações pequenas no teor de umidade ou na energia de compactação, fica patente a dificuldade em escolher um valor de coeficiente de permeabilidade para análise de problemas de percolação a partir de dados obtidos em laboratório. Um problema adicional refere-se aos menores gradientes presentes no campo quando comparados com os usualmente utilizados em ensaios de laboratório. Esses pontos serão abordados em 2.3.1 e 2.2.7, respectivamente.

## 2.2 Ensaios de Permeabilidade

### 2.2.1 Tipos de ensaio

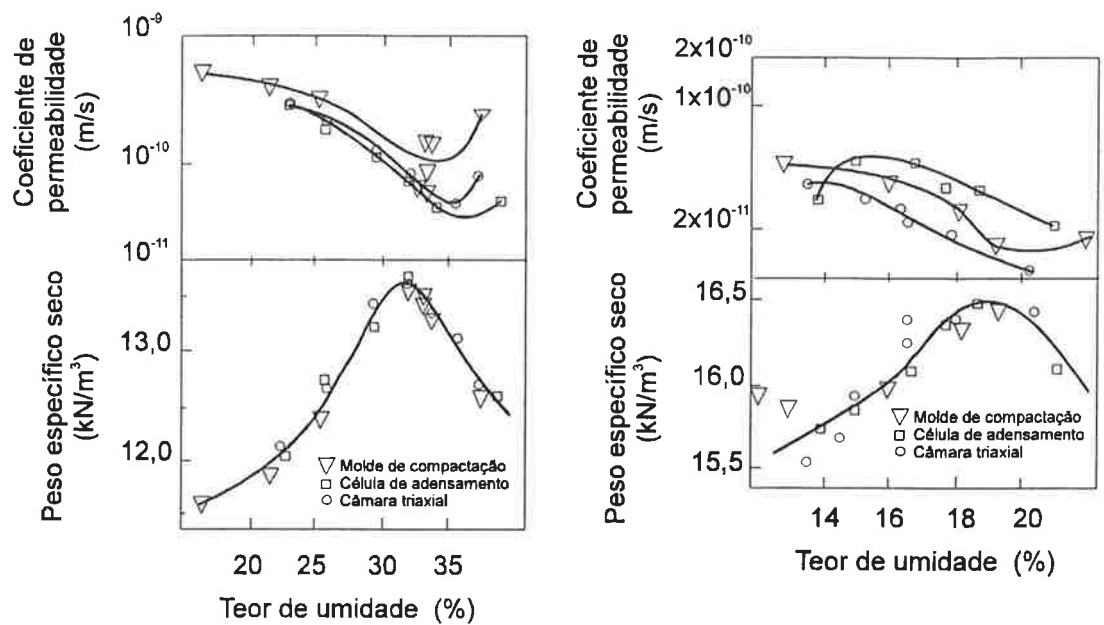
Boynton & Daniel (1985) desenvolveram um estudo sobre ensaios de permeabilidade em solos compactados direcionado para aplicação em projeto de revestimentos impermeabilizantes, compreendendo avaliação dos efeitos do tipo de permeâmetro, da direção do fluxo relativa à estratificação das camadas compactadas, do diâmetro do corpo-de-prova, do tempo de armazenamento e do trincamento por secagem na condutividade hidráulica das argilas compactadas. Foram utilizados dois solos disponíveis comercialmente, designados por caulinita (LL=58%, LP=35%) e "fire clay" (LL=53%, LP=18%), nos quais 95% do material em peso apresentavam diâmetro menor que 0,075 mm.

Foram realizados ensaios de permeabilidade no próprio molde de compactação, em célula de adensamento e em célula de parede flexível (câmara triaxial). Os três tipos de permeâmetros estão apresentados esquematicamente na Figura 2.9.



**Figura 2.9** - Ensaios de permeabilidade (a) no próprio molde de compactação, (b) em célula de adensamento e (c) em câmara triaxial (Boynton & Daniel, 1985)

Os gradientes aplicados variaram entre 25 e 200: no molde de compactação, as amostras foram submetidas a gradientes entre 100 e 200; na célula de adensamento, entre 50 e 200, sob tensão vertical de 120 kPa; e no permeâmetro de parede flexível, entre 25 e 100, sob tensão confinante efetiva de 105 kPa. A Figura 2.10 mostra alguns resultados obtidos.

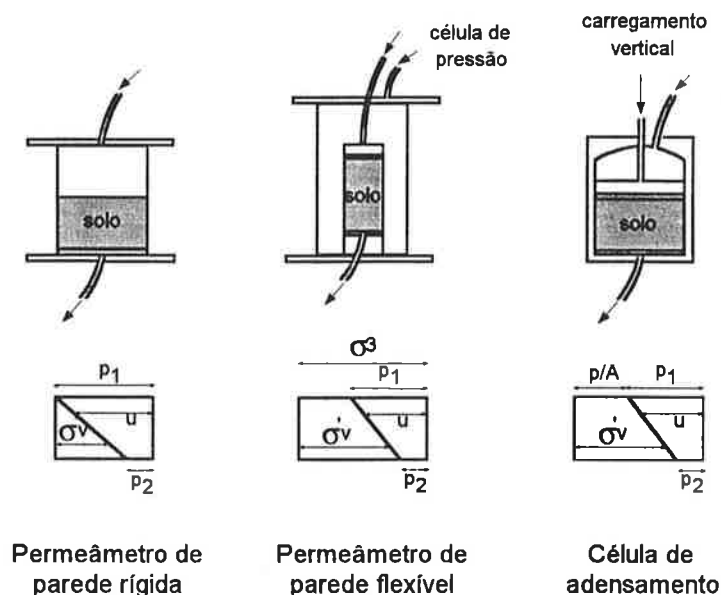


**Figura 2.10** - Coeficientes de permeabilidade obtidos com três tipos de permeâmetro (Boynton & Daniel, 1985)

As diferenças entre os coeficientes de permeabilidade determinados pelos três tipos de ensaios foram substancialmente menores que uma ordem de magnitude, além de que nenhum tipo de permeâmetro forneceu medidas consistentemente maiores ou menores que os outros tipos. O tipo de permeâmetro, portanto, não teve um grande efeito no coeficiente de permeabilidade medido dos solos estudados.

Geralmente espera-se maior permeabilidade em ensaios de parede rígida, devido a ocorrência de vazamento lateral entre o solo e o molde: no cilindro de compactação, porque as bordas do corpo-de-prova tendem a ficar rugosas e menos densas do que a região central; no aparelho de adensamento, porque o corpo-de-prova talhado pode não se ajustar perfeitamente à superfície interna do anel. Essas preocupações procedem para muitos solos; as conclusões dos autores, baseadas em resultados relativos a duas argilas puras, de fácil moldagem, não devem ser estendidas irrefletidamente para qualquer solo.

Peirce et al. (1986) acreditam que o tipo de aparelho utilizado influencia os valores de permeabilidade obtidos em laboratório, principalmente devido à distribuição de tensões dentro do corpo-de-prova. Na Figura 2.11 estão apresentadas as condições de contorno das tensões para permeâmetro de parede rígida, permeâmetro de parede flexível e célula de adensamento, segundo os autores.



**Figura 2.11** - Condições de contorno das tensões para diferentes tipos de permeâmetro (Peirce et al., 1986)

No permeâmetro de parede flexível (câmara triaxial), a tensão horizontal total é constante na célula, o diâmetro do corpo-de-prova pode aumentar ou diminuir, e a amostra pode mudar de forma, tamanho e estrutura. No caso do permeâmetro de parede rígida e da célula de adensamento, o diâmetro do corpo-de-prova é constante, portanto as tensões horizontais mudam durante o ensaio. Em termos de distribuição de tensões verticais, os autores consideram que o permeâmetro de parede flexível e a célula de adensamento são praticamente idênticos e que o permeâmetro de parede rígida difere muito dos demais, uma vez que a tensão efetiva vertical é nula no topo da amostra. Na verdade, as tensões são diferentes nos três ensaios: na célula de adensamento, o atrito lateral modifica a distribuição das tensões verticais, e portanto, das tensões horizontais, o que não ocorre no permeâmetro de parede flexível.

Segundo os autores, a célula de adensamento melhor representaria as condições de contorno de revestimentos impermeabilizantes: não há possibilidade de movimento lateral, e as tensões horizontais dependem do método de compactação e da sobrecarga aplicada. A grande desvantagem do permeâmetro de parede rígida seria a tensão efetiva nula no topo, o que acarreta o problema adicional de baixas tensões horizontais; os autores lembram que também pode haver vazamento lateral se o corpo-de-prova não estiver totalmente solidário à parede, o que não tem sido verificado em outras pesquisas (Mitchell et al., 1965; Boynton & Daniel, 1985). Outro problema do ensaio de permeabilidade em célula de adensamento é a heterogeneidade do corpo-de-prova resultante do atrito lateral. O permeâmetro de parede flexível teria a desvantagem de



resultar em tensões horizontais constantes, porém não apresenta atrito lateral como o de parede rígida. O permeâmetro de parede flexível possibilita a aplicação de contrapressão para saturação do corpo-de-prova; Mitchell et al. (1965) desenvolveram um permeâmetro de parede rígida especial com essa finalidade.

Peirce & Witter (1986), por sua vez, obtiveram dados de ensaios em permeâmetros de parede rígida consistentes com os de parede flexível realizados paralelamente por Reel (1984 in Peirce & Witter, 1986). Benson et al. (1994) partiram da hipótese de que o tipo de permeâmetro pouco influi na determinação do coeficiente de permeabilidade para utilizar indistintamente dados provenientes de ensaios realizados em permeâmetros de paredes flexíveis, no próprio tubo Shelby e em células de adensamento; ressaltam, porém, que todos os corpos-de-prova tinham 7 cm de diâmetro, e que gradientes acima de 80 e tensões efetivas acima de 140 kPa foram descartados.

Aparentemente, o tipo de ensaio não tem uma influência notável sobre o coeficiente de permeabilidade determinado, considerando-se que não haja vazamento pelas paredes do permeâmetro de parede rígida. O vazamento parece não ser um problema tão freqüente como suposto, embora possa ocorrer para alguns tipos de solos, como os que têm fração areia (partículas com diâmetro maior do que 0,075 mm e menor do que 4,8 mm) significativa. Tendo em vista essas considerações, no presente trabalho adotou-se o ensaio de permeabilidade em câmara triaxial, para garantir que não haja vazamento lateral, para que não haja heterogeneidade causada por atrito lateral, para permitir saturação por contrapressão, e pela flexibilidade que o aparelho oferece em termos de aplicação de tensão confinante e gradiente hidráulico.

### 2.2.2 Diâmetro da amostra

Boynton & Daniel (1985) ensaiaram em câmara triaxial corpos-de-prova de "fire clay" com diâmetros variando de 37,5 mm a 150 mm, com três diferentes teores de umidade. O solo havia sido previamente compactado em blocos, e os corpos-de-prova cilíndricos foram moldados por desbastamento e testados em câmara triaxial.

Maiores diâmetros forneceram maiores coeficientes de permeabilidade, mais notadamente no ramo seco, quanto mais negativo for o desvio de umidade; no ramo úmido a tendência também foi verificada, mas a dispersão dos resultados é muito grande. Mesmo assim, o coeficiente de permeabilidade das amostras maiores foi menor do que duas vezes o das amostras menores, o que levou os autores a concluírem que o diâmetro

da amostra não tem efeito significativo no coeficiente de permeabilidade obtido em laboratório.

Os resultados indicam que pode-se desconsiderar o diâmetro das amostras no caso de "fire clay" ensaiada em câmara triaxial. Porém, para os permeâmetros de parede rígida possivelmente teria sido observada uma maior influência do diâmetro da amostra. Além disso, o solo é industrializado, fino e homogêneo. Não é recomendável, portanto, estender a conclusão indistintamente a outros solos e outros tipos de ensaio.

A respeito da dispersão no ramo úmido, os autores, baseando-se no modelo de torrões ou agregados de Olsen (1962 apud Mitchell et al., 1965), sugerem que o diâmetro da amostra deve ser muitas vezes maior que o do maior torrão para que fluxo representativo entre agregados possa ocorrer.

### **2.2.3 Tempo de armazenamento**

O tempo de armazenamento dos corpos-de-prova entre a compactação e o ensaio pode afetar o valor do coeficiente de permeabilidade obtido, devido ao fenômeno da tixotropia. As argilas compactadas podem exibir efeitos tixotrópicos consideráveis, isto é, capacidade de ganhar resistência e rigidez com o tempo após a compactação com teor de umidade e densidade constantes. A compactação pode acarretar uma estrutura relativamente dispersa compatível com o teor de umidade e a energia empregados; no entanto, uma argila tixotrópica apresentará tendência natural a flocular, de modo que a estrutura do solo pode passar por uma pequena mas significativa transição dependente do tempo para um estado mais floculado. Ao mesmo tempo, ocorrem provavelmente mudanças na estrutura da água adsorvida, evidenciadas por medições que mostram decréscimo da pressão neutra com o tempo após a compactação. Esses dois efeitos tendem a criar um material mais resistente e menos deformável; o efeito do tempo seria mais sensível na rigidez do que na resistência do solo. Pinto et al. (1970) consideram que houve possivelmente ganho de resistência e rigidez por tixotropia em corpos-de-prova compactados armazenados por quatro meses.

Se a transição para uma estrutura mais floculada ocorre por causa do endurecimento tixotrópico, espera-se que a permeabilidade aumente também, uma vez que a estrutura mais floculada tem um tamanho efetivo de poros maior. Resultados de Mitchell et al. (1965) confirmaram essa expectativa, indicando também que a importância da tixotropia na permeabilidade aumenta com o aumento do teor de umidade de moldagem; a razão entre os coeficientes de permeabilidade determinados após 21 dias de armazenamento e

imediatamente após compactação chega a 5 e 7 para graus de saturação iguais a, respectivamente, 90% e 95%. Boynton & Daniel (1985) não observaram acréscimo de permeabilidade em função do tempo de armazenamento para amostras compactadas de “fire clay”, mesmo após 200 dias, mas esclarecem que o teor de umidade das amostras era aproximadamente 2% menor que o ótimo.

Neste trabalho, os corpos-de-prova foram ensaiados sempre imediatamente após compactados, para limitar o estudo em um número menor de variáveis. Deve-se lembrar, porém, que no campo provavelmente ocorrerá o fenômeno da tixotropia.

#### **2.2.4 Anisotropia do corpo-de-prova**

A permeabilidade de um conjunto de camadas compactadas de argila é maior na direção paralela do que na perpendicular às camadas, conforme discutido em 2.4.1. A anisotropia hidráulica resultaria também da estrutura do solo e da junção imperfeita entre as camadas. Nos ensaios de Boynton & Daniel (1985), entretanto, não foi constatada anisotropia significativa de permeabilidade em amostras compactadas em laboratório até o ponto ótimo; o valor máximo da razão entre coeficientes de permeabilidade horizontal e vertical, igual a 1,2, ocorreu no ponto ótimo. Esse resultado dificilmente seria verificado no campo, onde as camadas podem não estar bem solidárias e o material varia de camada para camada.

Considerando-se que o umedecimento e homogeneização do material e a ligação entre camadas foram extremamente cuidadosos, de modo que o corpo-de-prova se comportasse praticamente como uma única camada compactada, o modelo de estruturas de solo compactado de Lambe (1958) poderia explicar os resultados obtidos: o grau de anisotropia hidráulica seria significativo no ramo úmido, onde as partículas estão alinhadas paralelamente em relação às adjacentes, porém praticamente nulo no ramo seco, onde as partículas estão orientadas aleatoriamente. Pelo modelo de agregados ou torrões de Olsen (1962 apud Mitchell et al., 1965) e Garcia-Bencochea et al. (1979), não haveria anisotropia associada à estrutura; a única fonte seria o achatamento de torrões durante a compactação, principalmente no ramo úmido, onde os torrões são menos resistentes.

#### **2.2.5 Sobrecarga**

Outra questão a ser considerada nos ensaios de permeabilidade é o valor da sobrecarga a ser aplicada, uma vez que dela dependerá a distribuição de tensões verticais dentro do

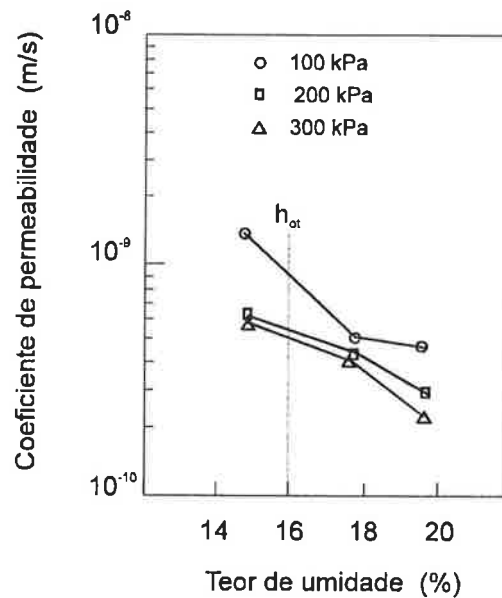
corpo-de-prova. Peirce et al. (1986b) coletaram dados de densidade, profundidade e área de disposição de diversos aterros de resíduos, por meio de pesquisa bibliográfica e contatos com indústrias, agências governamentais e empresas de consultoria, com a finalidade de estimar uma faixa de tensões de carregamento de campo em revestimentos impermeabilizantes e sugerir sobrecargas mais realistas para ensaios em laboratório. As tensões de carregamento foram calculadas como o produto da densidade pela profundidade do resíduo.

Os autores apresentam dados relativos a seis aterros de resíduos perigosos, quatro aterros sanitários, quatro pilhas de resíduos e duas lagoas de retenção. Os resíduos perigosos compreenderam materiais solidificados com elevada porosidade e densidade menor do que da água, soluções aquosas com densidade total igual a da água, e solos contaminados compactados com densidade praticamente igual ao dobro da água, entre outros; os pesos específicos variaram de 4,8 a 16,6 kN/m<sup>3</sup> e as profundidades, de 9 a 23 m, resultando em pressões de 60 a 370 kPa. Os aterros sanitários apresentaram densidades geralmente entre 4,8 e 6,4 kN/m<sup>3</sup>, espessuras de 4,6 a 18 m, e tensões resultantes de 22 a 115 kPa. As pilhas, constituídas de resíduos de indústrias de mineração e de fábricas com energia a carvão, apresentaram densidade em torno de 11,7 a 20 kN/m<sup>3</sup> e espessuras de 4 a 300 m, resultando em tensões verticais de 70 a 3000 kPa. Os resíduos de uma mina de cobre, com densidade de 20 kN/m<sup>3</sup> e espessura de 300 m, carregavam o revestimento com tensão de 6000 kPa; por outro lado, cinzas volantes compactadas, produto secundário da combustão de carvão, com densidade de 18,4 kN/m<sup>3</sup> e espessura de 4 m, não atingiam tensões superiores a 72,6 kPa. As lagoas de retenção apresentaram valores de 100 kPa, caso das lamas vermelhas da indústria de mineração de alumínio, de densidade igual a 16 kN/m<sup>3</sup> e 50% de sólidos em peso, e de 700 kPa, como os rejeitos de mineração de cobre, de densidade igual a 12,8 kN/m<sup>3</sup> e 25% de sólidos em peso.

Os autores mencionam que outros fatores que afetam a distribuição de tensões no aterro são a homogeneidade da massa de resíduos, a consistência da profundidade e do teor de umidade do aterro, a presença ou não de camada de cobertura de solo, o carregamento seqüencial e o recalque diferencial do revestimento impermeabilizante, e o adensamento do resíduo; no caso de aterros de resíduos municipais compactados, a flutuação do teor de umidade deve ser especialmente relevante por causa do elevado índice de vazios.

### 2.2.6 Pressão confinante

No caso de permeâmetros de parede flexível, é importante considerar qual pressão confinante deverá ser usada. Meriggi & Zagolin (1994) ensaiaram uma argila de média plasticidade em aparelho de adensamento, em aparelho de compressão triaxial especial e na célula de Rowe. A Figura 2.12 apresenta as curvas de coeficiente de permeabilidade em função do teor de umidade resultantes, obtidas na câmara triaxial para três valores de pressão confinante.

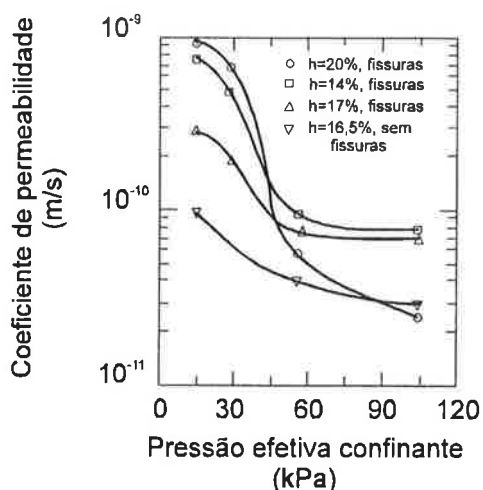


**Figura 2.12** - Permeabilidade em câmara triaxial em função do teor de umidade para três pressões confinantes (Meriggi & Zagolin, 1994)

A influência da pressão confinante é ainda maior para corpos-de-prova submetidos a secagem, devido à formação de trincas de tração. Boynton & Daniel (1985) determinaram a permeabilidade de corpos-de-prova recém-compactados e de corpos-de-prova sujeitos a trincamento por secagem em função da pressão confinante. Os resultados estão apresentados na Figura 2.13.

O coeficiente de permeabilidade decresceu com o aumento da pressão confinante de 15 kPa a 115 kPa, de aproximadamente 5 vezes para solo não submetido a secagem e de 40 vezes para solo trincado, no caso mais notável. Uma pressão confinante entre 30 e 60 kPa já era suficiente para começar a fechar trincas de secagem, e maior do que 60 kPa, definitivamente fechava as trincas, levando a permeabilidades bem menores.

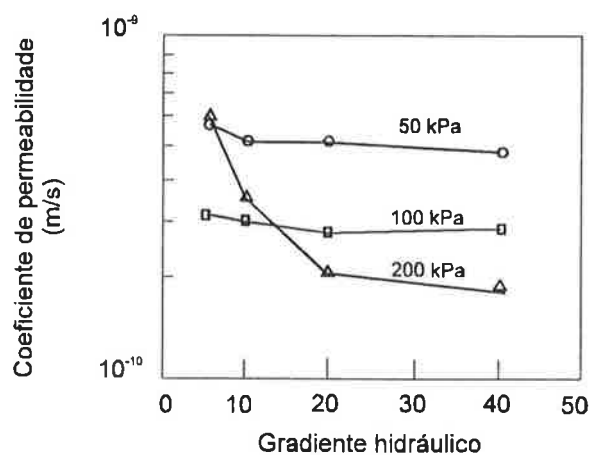
Pode-se observar também que a influência da pressão confinante na permeabilidade aumentou com o teor de umidade de compactação, provavelmente porque, quanto mais úmido o solo, mais intenso deve ter sido o trincamento e maiores as trincas formadas durante a secagem.



**Figura 2.13** - Coeficiente de permeabilidade em função da pressão confinante para diversos teores de umidade (Boynton & Daniel, 1985)

### 2.2.7 Gradiente hidráulico

Embora os gradientes hidráulicos a que estão submetidos os revestimentos impermeabilizantes nos aterros de resíduos sejam normalmente baixos, e as normas ambientais recomendem determinação do coeficiente de permeabilidade sob gradiente máximo de 30, as pesquisas têm sido realizadas com valores extremamente variáveis. Em parte a causa é o longo tempo requerido pelos ensaios; além disso, não se espera grande variação da permeabilidade em função do gradiente, o que é corroborado pelos dados apresentados na Figura 2.14.



**Figura 2.14** - Permeabilidade em câmara triaxial em função do gradiente hidráulico para três tensões confinantes (Meriggi & Zagolin, 1994)

### 2.2.8 Duração do ensaio

Peirce & Witter (1986) comentam que pesquisas referentes a procedimentos de ensaios de permeabilidade não apresentam consenso em relação a quando os ensaios devem ser terminados. Essa preocupação é ainda mais relevante quando o estudo versa sobre a percolação de outros fluidos que não a água, já que deve ser estabelecido também o momento em que a substância deve ser introduzida no fluxo através da amostra; normalmente adota-se o ponto em que se supõe que o solo tenha atingido a constância de vazão. Os ensaios são geralmente terminados quando a permeabilidade se torna constante; a determinação desse momento, no entanto, pode ser muito difícil nos ensaios de permeabilidade a soluções de produtos químicos, nos quais a permeabilidade pode variar por longos períodos. Critérios de término padronizados permitiriam a eliminação de tempo de ensaio desnecessário e comparações melhor fundamentadas entre resultados de pesquisas.

Os autores sugerem como critérios de término que percole pelo solo pelo menos um volume de fluido igual ao volume de vazios do corpo-de-prova, para garantir saturação; e que a declividade da curva da permeabilidade em função do volume acumulado de fluido percolado, expresso em volumes de vazios, não difira significativamente de zero. Quanto ao primeiro critério, pode-se contar com constância de vazão, ou ainda, com a obtenção de um regime de percolação permanente com grau de saturação constante, mas jamais com plena saturação apenas pela passagem de água. O segundo critério visa determinar o momento em que é alcançada a constância de permeabilidade, por exemplo, por meio de análise estatística, com aplicação de regressão linear.

Peirce & Witter (1986) pesquisaram três argilas, cada uma representando um dos três principais grupos de argilo-minerais: montmorilonita, illita e caulinita. Os corpos-de-prova foram compactados no ramo úmido da Energia Normal, com uma solução 0,01 M de sulfato de cálcio como fluido padrão, sujeitos a fluxo por 24 h para constância de vazão, e então expostos a soluções de cloreto férrico (0,001 M) e nitrato de níquel (0,0001 M e 1,0 M). Observou-se que a decisão de aceitar ou rejeitar a hipótese de declividade nula pode ser influenciada pelo número de pontos utilizados na regressão; a pesquisa pautou-se, portanto, pela determinação do número mínimo de pontos necessários para a regressão e pelo número mínimo de volumes de vazios que deve percolar através da amostra. Menores dispersões foram obtidas com número de pontos maior ou igual a 10; para as argilas e soluções estudadas e número de pontos variando entre 5 e 25, a percolação de 0,5 a 1,0 volume de vazios é suficiente para atingir permeabilidade constante. Os autores concluem que a análise de regressão linear é uma

técnica útil para definir o momento em que é atingida a constância da permeabilidade, e lembram que na escolha do intervalo de leitura devem ser considerados o gradiente hidráulico e o tamanho da amostra de solo. É interessante observar que, neste caso, a permeabilidade não foi afetada pela mudança do fluido percolante.

## **2.3 Previsão da Permeabilidade de Campo**

### **2.3.1 Ensaio de laboratório**

Diversos autores têm questionado a confiança com que resultados de permeabilidade de laboratório podem ser considerados como representativos do comportamento do solo no campo, entre outros motivos porque a estrutura do solo compactado no laboratório difere daquela que se forma no campo e é função do equipamento empregado. Daniel (1984) constatou, pela análise de quatro casos reais, que a permeabilidade de campo de revestimentos impermeabilizantes de argila usados para reter água potável ou salgada era aproximadamente 10 a 1000 vezes maior que a determinada por ensaios de laboratório, mesmo quando o fluido utilizado no ensaio era similar ao fluido de campo. Portanto, pode-se afirmar que existem grandes diferenças entre os coeficientes de permeabilidade medidos em laboratório, em amostras indeformadas do revestimento ou recompactadas, e os que realmente se desenvolvem no campo. A exposição prolongada a ácidos fortes, solventes orgânicos e outros produtos químicos cáusticos pode alterar o solo e resultar em vazamento elevado através do revestimento; porém, mesmo revestimentos que retêm tão-somente água apresentam algumas vezes percolação bem superior à esperada.

A previsão incorreta da permeabilidade de campo a partir de ensaios de permeabilidade de laboratório pode estar relacionada à presença de trincas de secagem muito finas ou defeitos hidráulicos no revestimento impermeabilizante. Tais defeitos provavelmente não estariam totalmente incluídos nas amostras indeformadas, e desapareceriam nas amostras recompactadas em laboratório; estaria assim explicado o fato de que os coeficientes de permeabilidade das amostras indeformadas são mais elevados que os das recompactadas em laboratório, mas ainda assim menores que os de campo. Em todos os casos estudados por Daniel (1984), a espessura dos revestimentos variava entre 20 e 60 cm; a pouca espessura deve ter contribuído para que fossem especialmente sensíveis a deterioração devida ao desenvolvimento de trincas de tração por secagem. Não havia tampouco relatos bem documentados sobre a inspeção da construção e sobre ensaios de controle de

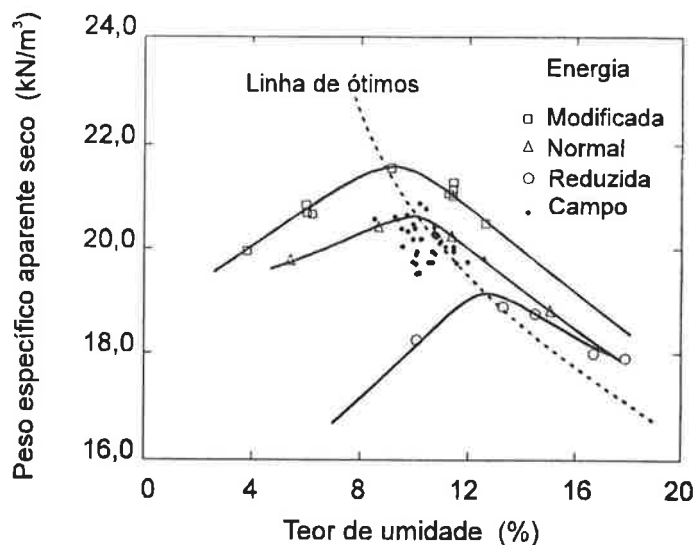


qualidade. O autor recomenda ainda pesquisa sobre a extensão em que trincas de secagem fecham quando o revestimento é saturado e submetido a sobrecarga.

Segundo o autor, no entanto, o principal problema nos ensaios de laboratório é a obtenção de uma amostra representativa. As amostras normalmente são recebidas em diversos sacos com materiais ligeiramente diferentes, que são misturados no laboratório. Alguns laboratórios selecionam a amostra representativa ensaiando apenas a fração de solo que pode formar os melhores corpos-de-prova; amostras com rochas, raízes e outras substâncias deletérias são descartadas, quando precisamente esses materiais deveriam ser testados, pois controlarão o fluxo no campo. Também, os torrões no laboratório podem ser muito menores que os de campo, e a experiência do autor sugere que a permeabilidade pode ser função do tamanho dos torrões; além disso, os torrões grandes no campo são hidratados de maneira heterogênea.

Outras fontes de erro nos ensaios de laboratório em relação à situação de campo seriam o uso de fluido diferente, gradientes hidráulicos excessivos e pressão confinante excessiva. Gradientes hidráulicos elevados são necessários para diminuir o tempo dos ensaios, mas podem causar migração de partículas mais finas na amostra, diminuindo a permeabilidade. Olson & Daniel (1981) incluem ainda a temperatura e imperfeições no corpo-de-prova causadas pelo processo de moldagem, tais como aparecimento de zonas cisalhadas durante a talhagem e formação de vazios durante a preparação da amostra.

A permeabilidade é função da energia e do método de compactação, conforme discutido no item 1. Mesmo que no laboratório seja selecionada uma energia que forneça amostras com densidade igual à do campo, o método de compactação pode gerar estrutura diferente. Se a energia de compactação no campo for menor que a de laboratório, a permeabilidade pode ser muito mais elevada devido a uma mudança no teor de umidade ótimo. Deve-se lembrar ainda que no campo dificilmente são atingidos os valores de peso específico máximo e teor de umidade ótimo determinados em laboratório. A Figura 2.15, de Benson et al. (1992), ilustra a dificuldade em simular em laboratório o comportamento do solo no campo, mesmo em se tratando da construção cuidadosa de um trecho experimental: a especificação previa compactação de campo com energia próxima da Energia Modificada e desvio de umidade positivo.



**Figura 2.15** - Curvas de compactação de laboratório e medidas de campo de teor de umidade e peso específico seco (Benson et al., 1992)

Pinto et al. (1970) compararam resultados de ensaios de compressão triaxial e cisalhamento direto realizados em corpos-de-prova indeformados retirados de aterro já compactado e corpos-de-prova moldados estaticamente e por pisoteamento em laboratório, com solo proveniente de um depósito coluvional de areias finas, medianamente a muito argilosas, utilizado na construção da Barragem de Ilha Solteira. A resistência ao cisalhamento do solo compactado no aterro foi muito próxima, porém ligeiramente superior, à resistência do solo compactado no laboratório. Para umidades e densidades próximas às ótimas do ensaio de compactação, o comportamento dos corpos-de-prova moldados por compactação estática e por pisoteamento foi sensivelmente igual. No ramo seco, para desvio de umidade  $\Delta h = -1,5\%$ , o desenvolvimento das deformações e das pressões neutras com o carregamento axial e as envoltórias de Mohr foram semelhantes para os três tipos de compactação. No ramo úmido, para desvio de umidade  $\Delta h = 2\%$ , os corpos-de-prova indeformados apresentaram desenvolvimento de pressões neutras bastante distinto dos demais. Os dois processos de compactação de laboratório apresentaram resultados semelhantes de resistência ao cisalhamento em termos de tensões totais. Os corpos-de-prova moldados diretamente da amostra indeformada, entretanto, apresentaram valores de resistência ao cisalhamento semelhantes aos dos compactados em laboratório somente para valores de pressão confinante até cerca de 200 kPa; para valores mais elevados, as resistências dos corpos-de-prova indeformados foram gradativamente mais elevadas que as dos demais. Os autores explicam esse comportamento por meio de um aumento de resistência devido a tixotropia, uma vez que as amostras indeformadas foram armazenadas por longos períodos.

Daniel (1984) recomenda que não se hidrate o solo no laboratório por mais tempo que o antecipado para o campo; que os torrões não sejam quebrados no laboratório se não o forem no campo; que se utilizem os valores mais altos de permeabilidade obtidos no laboratório, e não os médios; e que sejam empregados sempre que possível ensaios de campo.

### 2.3.2 Correlações

A medida de permeabilidade in situ é demorada e difícil. Como os ensaios de permeabilidade em amostras indeformadas de solo compactado no campo, além de sujeitos aos problemas mencionados em 2.3.1, são também demorados, Harrop-Williams (1985) propõe a estimativa da permeabilidade em função do peso específico e do teor de umidade, propriedades do solo mais facilmente mensuráveis em campo. Esses parâmetros podem permitir monitoramento imediato da permeabilidade durante a construção, ou seja, controle em tempo real; inclusive, o controle de compactação por peso específico e teor de umidade já é utilizado para monitorar resistência e deformabilidade. Considerando que o solo compactado nunca é totalmente saturado e que a permeabilidade de argilas compactadas deve ser analisada do ponto de vista de fluxo através de meio poroso não saturado, o autor propõe a seguinte expressão:

$$k = K' \left( \frac{\gamma_s h G}{G \gamma_a - \gamma_s} - S_r \right)^\alpha \dots\dots\dots (2.7)$$

$$K' = K (S_{\max} - S_r)^\alpha \dots\dots\dots (2.8)$$

$$\alpha = \frac{2 + 3\lambda}{\lambda} \dots\dots\dots (2.9)$$

- k ... coeficiente de permeabilidade
- K ... constante relacionada à permeabilidade na condição de saturação
- $\lambda$  ... índice de distribuição porosimétrica
- $S_{\max}$  ... máxima saturação possível da argila
- $S_r$  ... saturação residual da argila
- $\gamma_s$  ... peso específico seco da argila
- $\gamma_a$  ... peso específico da água
- h ... teor de umidade
- G ... densidade dos grãos

Aplicando a expressão (2.7) a dados de bibliografia, o autor afirma ter obtido resultados compatíveis com os medidos em campo. O tipo de solo e o método e energia de compactação estariam refletidos nas constantes empíricas, as quais podem ser determinadas a partir de alguns ensaios de permeabilidade de laboratório em amostras compactadas no campo.

### 2.3.3 Tratamento probabilístico da permeabilidade de campo

A permeabilidade de uma camada compactada é reconhecidamente muito variável espacialmente; não obstante, as normas para projeto de revestimentos impermeabilizantes preconizam coeficientes de permeabilidade menores ou iguais a determinado valor fixo. Seria mais realista um tratamento probabilístico da permeabilidade, a exemplo de outros problemas de engenharia baseados em propriedades extremamente variáveis, como projetos de construções "offshore" ou sujeitas a terremotos ou carregamentos por vento; e o estabelecimento de níveis de confiança associados a possíveis faixas de permeabilidade, como na estimativa da resistência do aço e do concreto.

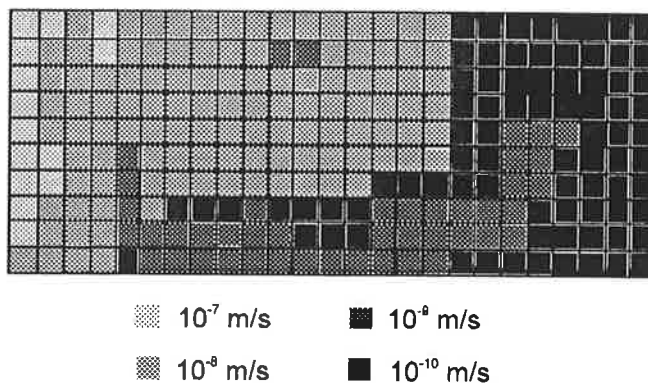
A partir de considerações em nível microscópico, Harrop-Williams (1985) obteve uma função de densidade de probabilidade do tipo gama para a permeabilidade; a seguir, verificou que a distribuição do tipo gama descreveu satisfatoriamente os resultados de 30 ensaios de laboratório realizados em amostras indeformadas de um revestimento impermeabilizante de solo compactado; o número de dados, entretanto, parece insuficiente para corroborar a distribuição proposta. Outros autores, inclusive, adotam distribuição lognormal para a permeabilidade (Bogardi et al., 1989; Benson & Daniel, 1994; Van Ree et al., 1992).

Conhecendo-se a função densidade de probabilidade, podem-se estimar intervalos de confiança. O valor de permeabilidade  $k_{95}$  que tem 95% de probabilidade de não ser excedido em nenhum ponto aleatório da camada compactada pode ser determinado pela equação (2.10).

$$\int_0^{k_{95}} f_k(k) dk = 0,95 \dots\dots\dots (2.10)$$

Uma evidência da extrema variabilidade espacial da permeabilidade de uma camada de argila compactada é fornecida pelos resultados obtidos por Rogowski (1990 apud Benson & Daniel, 1994) em um aterro experimental compactado em três camadas de 10

cm de espessura e dividido em 250 quadrados de 1 m de lado para determinação da permeabilidade in situ. Os resultados estão apresentados na Figura 2.16.



**Figura 2.16** -Variação espacial da permeabilidade observada em um aterro experimental (Rogowski, 1990 apud Benson & Daniel, 1994)

Van Ree et al. (1992) determinaram variabilidade espacial de pelo menos uma ordem de grandeza na permeabilidade de cada um de quatro revestimentos impermeabilizantes de 60 cm de espessura, dois construídos com misturas areia-bentonita e dois com argilas terciárias.

Bogardi et al. (1989) desenvolveram uma metodologia para estimar a confiabilidade (“reliability”) de um revestimento impermeabilizante pós-construção a partir da seleção do solo e do método de compactação a serem utilizados, utilizando apenas dados de laboratório. A confiabilidade do revestimento,  $R$ , é definida pelo autor como a medida probabilística da confiança no desempenho pós-construção, caracterizado pela permeabilidade, segundo a expressão (2.11):

$$R = P[K < K_0] \dots\dots\dots (2.11)$$

$R$  ... confiabilidade do revestimento pós-construção

$P$  ... probabilidade

$K$  ... coeficiente de permeabilidade do revestimento

$K_0$  ... coeficiente de permeabilidade máximo permitido (normalmente,  $10^{-9}$  m/s)

O autor ressalta que a confiabilidade é um valor de probabilidade influenciado pela variabilidade do solo, por erros experimentais de laboratório, pelo erro na equação de previsão do coeficiente de permeabilidade a partir de características do solo e do método

de compactação, pelo número e volume das amostras e pelas dimensões do revestimento; nada menciona, porém, sobre a escala de flutuação da propriedade no campo.

A escala de flutuação é o parâmetro estatístico que mede a estrutura de correlação espacial entre propriedades geotécnicas. No caso das medições de resistência, por exemplo, as análises de segurança de obras de terra que não levam em conta a estrutura de correlação entre medidas geotécnicas conduzem a valores de probabilidades de ruína extremamente elevados, contrariamente ao que é observado na prática. Dentro de uma área de influência, existe uma correlação entre as medições geotécnicas, e os parâmetros de entrada em análises estatísticas são fortemente afetados por essa correlação; a distribuição de probabilidades desses parâmetros fica associada a dois fatores distintos, a variabilidade puntual e a escala de flutuação. Daí a grande importância do estudo da escala de flutuação na obtenção de parâmetros estatísticos mais realistas a serem utilizados nas análises de risco ou em critérios de aceitação em Geotecnia (Gimenes, 1988).

Outro exemplo de tratamento probabilístico da permeabilidade de camadas compactadas de solo é o modelo desenvolvido por Benson & Daniel (1994a), exposto em 2.4.2.

Como o problema crucial em relação à previsão da permeabilidade dos revestimentos impermeabilizantes é a qualidade da compactação, Peirce et al. (1986a) coletaram informações sobre a construção de 23 revestimentos impermeabilizantes de argila nos EUA, Canadá, México e Alemanha. Os dados se referem a características monitoradas no solo a ser usado, ao processamento do solo, a técnicas construtivas e ao controle de qualidade do revestimento construído.

A espessura dos revestimentos variou de 0,15 a 7,6 m, e o tamanho em planta, de 0,4 a 300 ha. Os ensaios preliminares compreenderam análise granulométrica, compactação e condutividade hidráulica em amostras remoldadas; limites de Atterberg também foram considerados em alguns casos. Em dois locais foram construídos aterros experimentais com diferentes equipamentos e várias espessuras de camada individual, de onde foram retiradas amostras indeformadas para a realização de ensaios de permeabilidade, para determinar qual a técnica construtiva mais adequada; em um deles, além disso, construiu-se um tanque experimental quadrado de 50 m de lado para estimar a permeabilidade de campo pela velocidade de descida do nível d'água.

Entrevistas com laboratórios comerciais documentaram que a preparação das amostras para ensaios de permeabilidade envolve a retirada da matéria orgânica e da fração mais

grossa do solo manualmente ou por peneiramento. Como na construção dos revestimentos estudados não houve retirada de matéria orgânica do solo, e em raros casos foi realizado peneiramento, procede a preocupação de Daniel (1984) sobre a representatividade das amostras ensaiadas em laboratório. Ainda em relação ao processamento do solo no campo antes da compactação, Peirce et al. (1986) constataram que não há procedimento padrão para umedecer o solo, nem controle da umidade além do visual durante a compactação.

A espessura da camada compactada individual variou de 0,15 a 0,30 m, com exceção de um único revestimento, que foi compactado em uma única camada de 0,60 m de espessura. Em metade dos locais foi utilizado compactador tipo rolo pé-de-carneiro; nos demais, rolos lisos, vibratórios ou não, ou simplesmente "bulldozer" pesado. Os dados indicam que 8 a 10 passadas de rolo pé-de-carneiro são suficientes para garantir a permeabilidade desejada (geralmente, menor ou igual a  $10^{-9}$  m/s).

O controle de qualidade do revestimento se pautou por medidas de peso específico seco e umidade durante e após a construção, geralmente com o densímetro nuclear (NDM), e pela determinação da condutividade hidráulica, em laboratório ou no campo. Para verificar se a permeabilidade atingida é a desejada, são realizados ensaios de permeabilidade em amostras indeformadas do revestimento pronto, ou estima-se o valor por meio de correlações a partir dos valores de densidade e umidade medidos com o NDM, conforme sugerido por Harrop-Williams (1985), ou ainda combinam-se os dois métodos. A frequência de ensaios mais comum observada foi de um ensaio de permeabilidade para cada 1 a 1,5 acres (0,4 a 0,6 ha).

Os ensaios de permeabilidade de campo raramente são utilizados, embora sejam os mais recomendáveis; algumas modalidades são descritas por Daniel (1984) e Benson et al. (1992). Benson et al. (1992) obtiveram coeficientes de permeabilidade de laboratório iguais aos de campo a partir de blocos indeformados de 60 cm de diâmetro e 30 cm de altura retirados da camada compactada; embora os ensaios exigissem equipamento de laboratório de maiores dimensões, eram realizados em apenas sete dias. Holtz (1985) também cita concordância entre os valores de permeabilidade determinados por ensaios de laboratório em corpos-de-prova compactados em laboratório e em corpos-de-prova indeformados da camada compactada, e por ensaios in situ em um lago experimental de 30 m por 21 m; o diâmetro das amostras ensaiadas em laboratório era 15,24 cm, ou seja, também maior do que o usual.

Os revestimentos foram construídos em seções para evitar exposição prolongada e problemas de drenagem. Apenas em um caso o revestimento foi construído de uma só vez, mas imediatamente após o término da última camada, foi coberto por um colchão de pedregulho entre duas camadas de geotêxtil. Em outro local, as seções prontas eram cobertas por camada de pedregulho e inundadas. Os autores concluem assim que o meio técnico já conhece a importância de proteger o revestimento impermeabilizante contra a secagem. Realmente, a secagem resulta na formação de trincas de tração, as quais modificam a permeabilidade do revestimento impermeabilizante. Boynton & Daniel (1985) concluíram que trincas de secagem podem penetrar muitas polegadas em poucas horas; barras de solo compactado de 6,4 cm de espessura eram totalmente atravessadas por trincas em 4 horas; as trincas aumentavam de espessura com o passar do tempo, atingindo 1 mm de espessura em 8 horas, e pareciam se estabilizar após um ou dois dias. A molhagem tendia a fechar as trincas, mas o coeficiente de permeabilidade era sempre maior para o solo trincado do que para o solo não sujeito a secagem até certo valor de tensão de confinamento.

Peirce et al. (1986a) verificaram que a prática corrente de construção de revestimentos impermeabilizantes é razoavelmente consistente em relação a ensaios preliminares no solo, a espessura de camada compactada individual e ao controle final. No entanto, a preparação do solo, que é extremamente importante para garantir a homogeneidade do revestimento pronto e para permitir a previsão e controle da permeabilidade por meio de ensaios de laboratório, não é padronizada ou controlada adequadamente.

É auspicioso que o meio técnico venha se conscientizando da importância de dar um tratamento probabilístico à permeabilidade de camadas de solo compactado, seja para previsão ou para controle da permeabilidade de campo, tendo em vista sua grande variabilidade espacial. O conceito de escala de flutuação deve ser incorporado a essas análises.



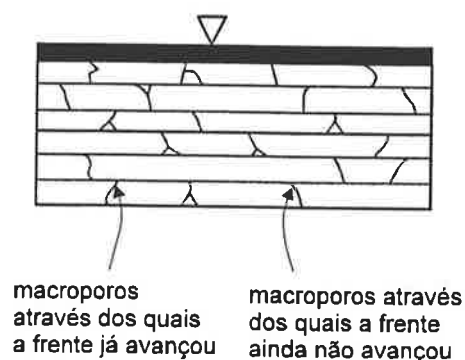
## 2.4 Fluxo por Camadas de Argila Compactada sob Gradiente Hidráulico Vertical

### 2.4.1 Modelo unidimensional de fluxo

A percolação de água ou chorume pela camada de vedação de um sistema de revestimento impermeabilizante pode ser representada por um fluxo ocasionado por um gradiente hidráulico vertical através de um conjunto de camadas de argila compactada.

Os modelos de fluxo em solos compactados baseiam-se na hipótese de fluxo contínuo. Pressupõe-se, portanto, que a pressão, a densidade e a viscosidade do fluido sejam funções contínuas dentro do volume de controle, e que o domínio de fluxo seja grande comparado ao tamanho e espaçamento dos vazios. Aplicam-se então valores médios de porosidade e permeabilidade. Em solos bem compactados com equipamentos pesados, onde os vazios são pequenos, próximos e distribuídos homogêneaemente, o fluxo parece ser realmente um processo contínuo; o fluido tende a se mover em uma frente irregular, porém contínua.

Estudos recentes, porém, indicam que geralmente o fluxo ocorre através de vazios relativamente grandes e bem espaçados, de tamanho e orientação irregulares, denominados macroporos, os quais representam apenas uma pequena porcentagem do volume total do solo e atuam como canais discretos (Benson & Daniel, 1994a). O fluido percola verticalmente para baixo pelos macroporos dentro de uma camada, e se espalha horizontalmente nas regiões planas entre camadas adjacentes, denominadas zonas intercadas. Esse padrão de fluxo corresponderia a massas de solo compactadas com equipamentos leves, compostas por torrões grandes e pouco deformáveis, ou mal compactadas, com defeitos nas camadas ou ligação imperfeita entre camadas. Um esquema ilustrativo de uma estrutura com macroporos está apresentado na Figura 2.17.



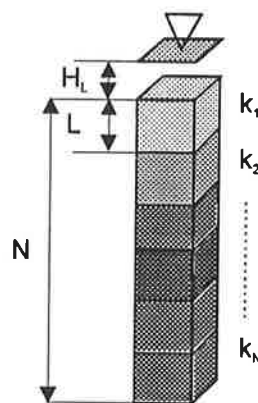
**Figura 2.17** - Esquema ilustrativo do fluxo em uma estrutura com macroporos (Benson & Daniel, 1994a)

Os padrões de fluxo em revestimentos impermeabilizantes devem estar entre os extremos de uma rede descontínua de macroporos e de um processo contínuo. Uma frente contínua deve ocorrer nas regiões bem compactadas, e o fluxo por macroporos nas demais.

A hipótese de unidimensionalidade é válida para fluxo contínuo, apesar da variação de orientação dos vazios, porque o gradiente hidráulico é vertical. No modelo descontínuo, no entanto, a análise unidimensional é insuficiente, porque o fluxo é vertical nos macroporos e horizontal nas zonas intercamadas.

Benson & Daniel (1994a) apresentam inicialmente um modelo unidimensional contínuo para o fluxo em revestimentos impermeabilizantes. A Figura 2.18 apresenta uma seção vertical de um revestimento de solo coberto com fluido até a profundidade  $H_L$  e composto por  $N$  camadas de espessura  $L_i$  e coeficiente de permeabilidade  $k_i$ , considerada variável aleatória que varia espacialmente dentro de cada camada. O revestimento consiste de numerosas seções verticais similares, cada qual descrita por um conjunto independente e aleatório de coeficientes de permeabilidade.

As hipóteses adotadas para o modelo são: solo inicialmente saturado com uma permeabilidade saturada média equivalente  $k_{eq}$ , definida pela expressão (2.12); o fluido é colocado sobre o revestimento instantaneamente; a profundidade do fluido permanece constante; o fluxo é permanente e unidimensional; o fluido não afeta a permeabilidade do solo; e não há sucção na base do revestimento.



**Figura 2.18** - Seção vertical aleatória de revestimento impermeabilizante de solo segundo o modelo contínuo (Benson & Daniel, 1994a)

$$k_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \frac{L_i}{k_i}} \dots\dots\dots (2.12)$$

$k_{eq}$  ... coeficiente de permeabilidade médio equivalente na direção vertical

$L_i$  ... espessura da camada  $i$

$k_i$  ... coeficiente de permeabilidade da camada  $i$

$N$  ... número de camadas que compõem a seção vertical

Aplicando-se a lei de Darcy na seção vertical do revestimento impermeabilizante:

$$v = k_{eq} \left( \frac{H_L + \sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N L_i} \right) \dots\dots\dots (2.13)$$

$v$  ... velocidade de Darcy através da seção vertical

$H_L$  ... espessura da camada de fluido sobre o revestimento impermeabilizante

Adotando-se que todas as camadas tenham igual espessura  $L$  e que o fluido se move nos vazios com a velocidade de fluxo ou específica (velocidade de Darcy dividida pela porosidade do solo), o tempo para que a seção seja totalmente atravessada pelo fluido, denominado pelos autores de tempo de primeira passagem, pode ser calculado por:

$$T = \frac{NL^2 n_e}{H_L + NL} \left( \sum_{i=1}^N \frac{1}{K_i} \right) \dots\dots\dots (2.14)$$

$T$  ... tempo de primeira passagem

$n_e$  ... porosidade efetiva (razão entre o volume de vazios que efetivamente conduzem fluxo e o volume total do solo)

$T$  e  $v$  são variáveis aleatórias cujas distribuições de probabilidade são funções das distribuições das variáveis aleatórias independentes em (2.12), (2.13) e (2.14). Como a permeabilidade apresenta variação muito superior às das demais variáveis, foi considerada como a única variável aleatória na seção vertical, com distribuição lognormal. Obtêm-se, assim, expressões simples para as distribuições de probabilidade de  $T$  e  $V$ , também do tipo lognormal. Como cada camada é construída independentemente,

adotou-se como hipótese que a distribuição espacial da permeabilidade de uma camada é independente da das outras camadas.

Pinto (1996) observa que o sistema apresentado na Figura 2.20 explica a anisotropia de permeabilidade de um conjunto de camadas compactadas. O coeficiente de permeabilidade horizontal equivalente é calculado por:

$$k_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \frac{L_i}{k_i}} \dots\dots\dots (2.15)$$

$k_{eqh}$  ... coeficiente de permeabilidade médio equivalente na direção horizontal

Pode-se provar matematicamente que o resultado da expressão (2.15), média ponderada, é sempre maior que o da expressão (2.12), média harmônica; em um sistema multicamadas, a permeabilidade vertical é restrita pela camada menos permeável, e a permeabilidade horizontal é comandada pela camada mais permeável.

Essa afirmação é verdadeira no caso de todas as colunas que cercam a coluna esquematizada na Figura 2.18 serem perfeitamente correlacionadas com ela, ou seja, se a escala de flutuação horizontal da permeabilidade for muito grande. Na prática da construção de aterros de argila compactada, entretanto, as propriedades geotécnicas do solo compactado podem variar em pequenas distâncias. Gimenes (1988) obteve um valor de 13 m para a escala de flutuação da areia silto-argilosa compactada na Barragem de Nova Avanhandava; é importante que esse estudo seja estendido a outros solos e processos de compactação.

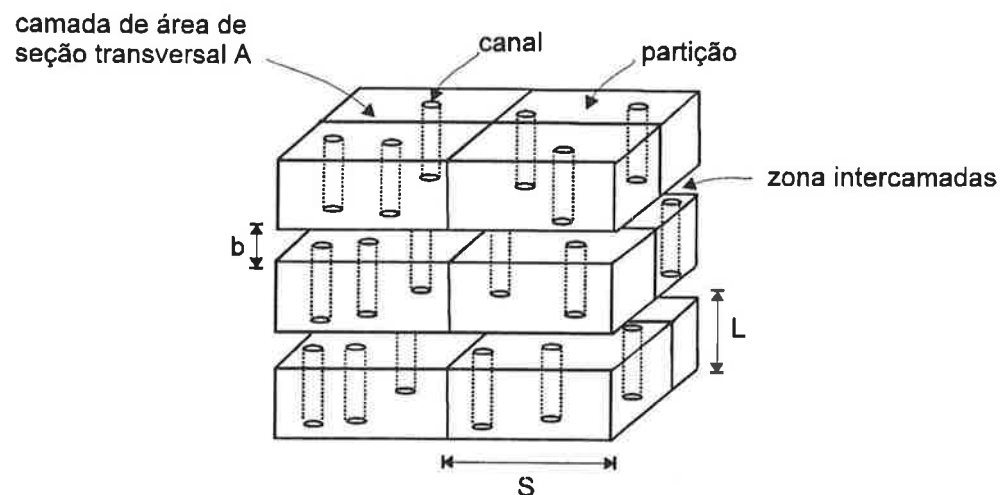
#### 2.4.2 Modelo tridimensional de fluxo

Benson & Daniel (1994a) apresentaram a seguir um modelo tridimensional de fluxo por macroporos, cuja representação esquemática se encontra na Figura 2.19. O revestimento consiste de N camadas de espessura L separadas por zonas planas intercamadas de espessura b; cada camada é dividida em  $N_p$  partições quadradas iguais. O fluxo só ocorre nos macroporos e nas zonas intercamadas; a matriz do solo é considerada impermeável.

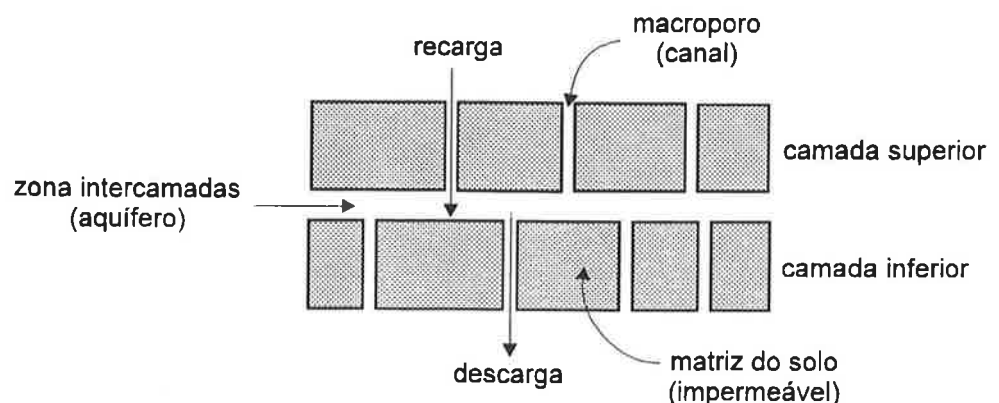
O tamanho das partições é de fundamental importância para que os resultados sejam coerentes. Mais uma vez, volta-se à questão da escala de flutuação. A subdivisão deve

O tamanho das partições é de fundamental importância para que os resultados sejam coerentes. Mais uma vez, volta-se à questão da escala de flutuação. A subdivisão deve ser função da escala de flutuação horizontal de distribuição dos macroporos, para que o modelo faça previsões realistas. Os autores, no entanto, não tecem considerações a esse respeito.

Cada zona intercamadas se comporta como um aquífero confinado sujeito a poços de injeção e de descarga, os quais representam os canais de macroporos em contato com as faces superior e inferior da zona intercamadas, respectivamente, conforme mostrado na Figura 2.20. O comportamento hidráulico da zona intercamadas é expresso pela equação (2.16) de Theim para fluxo radial em aquífero confinado.



**Figura 2.19** - Modelo de revestimento impermeabilizante tridimensional com macroporos (Benson & Daniel, 1994a)



**Figura 2.20** - Comportamento hidráulico da zona intercamadas (Benson & Daniel, 1994a)

$$H_{ik} = \frac{1}{2\pi T_r^i} \sum_{j=1}^{N_j} Q_j \ln(r_{jk}) + W_i \dots\dots\dots (2.16)$$

- $H_{ik}$  ... carga hidráulica no ponto k da zona intercamadas i  
 $T_r^i$  ... transmissividade da zona intercamadas i  
 $N_j$  ... número de canais que interagem com a zona intercamadas i  
 $Q_j$  ... fluxo no canal j  
 $r_{jk}$  ... distância radial entre o ponto k e o canal j  
 $W_i$  ... constante

A vazão em cada canal é dada por:

$$Q_j = J_j (h_{1j} - h_{2j}) \dots\dots\dots (2.17)$$

- $Q_j$  ... vazão no canal j  
 $J_j$  ... coeficiente de fluxo no canal j  
 $h_{1j}$  ... carga hidráulica total no topo do canal j  
 $h_{2j}$  ... carga hidráulica total na base do canal j

Aplicando-se a equação da continuidade em cada zona intercamadas, tem-se:

$$\left( \begin{matrix} N_{entra} \\ \sum_1 Q_j \end{matrix} \right)_{entra} = \left( \begin{matrix} N_{sai} \\ \sum_1 Q_j \end{matrix} \right)_{sai} \dots\dots\dots (2.18)$$

As equações (2.17) e (2.18) escritas para cada zona intercamadas formam um sistema linear de equações da forma:

$$\mathbf{A} \mathbf{H} = \mathbf{C} \dots\dots\dots (2.19)$$

- $\mathbf{A}$  ... matriz de coeficientes que multiplicam as cargas hidráulicas e as constantes  $W_i$   
 $\mathbf{H}$  ... vetor das cargas hidráulicas desconhecidas na base de cada canal e das constantes desconhecidas  $W_i$   
 $\mathbf{C}$  ... condições de contorno e zeros

O tempo de primeira passagem  $T$  é determinado como o tempo mínimo de viagem através de todos os caminhos possíveis que penetram na espessura total do revestimento.

O fluxo efluente na base do revestimento é obtido pela somatória das vazões provenientes dos canais que terminam na base. A tortuosidade, definida como o comprimento do caminho da primeira passagem dividido pela espessura do revestimento, é uma medida da irregularidade do caminho da primeira passagem.

Os autores geraram então amostragens aleatórias das propriedades do revestimento e analisaram o comportamento hidráulico como se o problema fosse determinístico. Para cada tentativa, determinaram T e o fluxo efluente na base, realizando análise estatística dos resultados de uma coleção de tentativas. As distribuições adotadas para o número de canais em cada partição, a seção transversal dos vazios e a transmissividade da zona intercamadas foram, respectivamente, Poisson bidimensional, normal e lognormal. Realizaram a seguir 1000 simulações para garantir que os quatro primeiros momentos de T e fluxo efluente na base se tornassem estáveis, isto é, para que as estimativas dos momentos não mudassem significativamente com tentativas adicionais. Considerações sobre tempo de processamento e testes de sensibilidade da média e variância de T e fluxo efluente na base indicaram valor ideal para a área em planta igual a 1500 cm<sup>2</sup> e divisão da área em 4 partições.

O material, o teor de umidade de moldagem e a energia de compactação influem na distribuição da permeabilidade dos macroporos. A transmissividade da zona intercamadas, por sua vez, é influenciada pelo tipo de compactador e pelo método de preparação da superfície de uma camada pronta antes da colocação da próxima camada.

Em trabalho posterior (Benson & Daniel, 1994b), os autores realizaram análises paramétricas com o modelo de fluxo tridimensional com macroporos e compararam seus resultados com dados da bibliografia. Os valores adotados para a análise paramétrica foram: coeficiente de permeabilidade médio entre  $5 \times 10^{-9}$  e  $5 \times 10^{-10}$  m/s, porosidade efetiva  $n_e=0,05$ , camada de fluido sobre o revestimento  $H_L=30$  cm, espessura da camada compactada  $L=15$  cm, espessura da zona intercamadas  $b=3$  cm e número médio de canais por m<sup>2</sup> igual a 100.

Os autores concluíram que o tempo mínimo para primeira passagem por transporte puramente advectivo aumenta com o aumento da espessura do revestimento; com base no modelo, não fica definida uma espessura ótima. A condutividade hidráulica equivalente de um revestimento composto por várias camadas diminui com o decréscimo da permeabilidade média de cada camada. Os autores ressaltam que é mais eficiente diminuir a permeabilidade média de cada camada individual do que minimizar a dispersão de permeabilidade da mesma; é de se esperar, no entanto, que uma construção cuidadosa

a ponto de diminuir a permeabilidade média de uma camada minimize também a dispersão. Uma conclusão importante é a de que a permeabilidade do revestimento diminui com o aumento da espessura, ou seja, com o número de camadas, tanto para revestimentos bem como mal construídos; porém, uma vez atingidas espessuras de 60 a 90 cm, aumentos adicionais de espessura não proporcionam redução relevante da permeabilidade. Além disso, se o revestimento for composto de pelo menos quatro camadas, a qualidade da ligação entre as camadas é mais importante que o número de camadas; um revestimento de 60 cm bem construído é menos permeável que um mais espesso no qual as zonas intercamadas sejam muito permeáveis. Os revestimentos impermeabilizantes podem ser mais espessos para aumentar o tempo de primeira passagem ou para utilizar a capacidade de adsorção do solo, porém, do ponto de vista da permeabilidade, ou seja, do fluxo advectivo, uma espessura de 60 a 90 cm é suficiente.

## 2.5. Comentários

A permeabilidade das camadas de vedação é um dos aspectos fundamentais dos revestimentos impermeabilizantes de aterros de resíduos. O tema não é novidade para a Engenharia Geotécnica: há décadas vêm sendo acumulados estudos e experiência prática sobre a permeabilidade de solos compactados, principalmente no escopo de barragens de terra e aterros rodoviários. Entretanto, persistem questões relevantes: como especificar a construção de uma camada compactada para alcançar a estanqueidade desejada, como controlar eficazmente a compactação no campo para garantir que a permeabilidade não ultrapasse determinado valor máximo dentro de certo nível de confiança, como manter a umidade de compactação, como estimar a permeabilidade de campo.

As especificações para construção da camada compactada seriam mais corretamente definidas se baseadas na observação de aterros experimentais, o que não é normalmente exeqüível. A prática usual é utilizar ensaios de laboratório para prever o comportamento de campo, os quais geralmente fornecem estimativas incorretas. As fontes principais de erro são:

- as amostras empregadas no laboratório geralmente não são representativas do solo a ser utilizado no campo;



- e a compactação de laboratório não reproduz a estrutura que será obtida em campo, sendo que a permeabilidade das argilas compactadas depende fundamentalmente da estrutura.

A revisão bibliográfica indica diversas possibilidades de contornar esses problemas, mantendo o laboratório como ferramenta útil para o projeto e para a fiscalização: a preparação da amostra no laboratório deve ser compatível com o procedimento de campo, deve-se utilizar iguais energias de compactação no laboratório e no campo, a sobrecarga e o confinamento do ensaio de permeabilidade devem tentar reproduzir condições da obra. A tensão confinante influi mais significativamente na determinação da permeabilidade de corpos-de-prova submetidos a secagem, porque pode ocasionar o fechamento das trincas de tração. Os métodos de compactação de laboratório, infelizmente, não reproduzem adequadamente os de campo, gerando estruturas diferentes; mesmo assim, os resultados permitem inferências. O tipo de ensaio e o gradiente hidráulico parecem não ter influência significativa nos resultados. Pode-se tentar reproduzir no laboratório os efeitos da secagem e da tixotropia no campo, porém dificilmente um corpo-de-prova apresentará um comportamento a esses fenômenos igual ao de uma camada compactada; é mais recomendável evitar que ocorram, para restringir o número de variáveis na interpretação dos resultados.

Fica patente a importância do controle de qualidade na construção de camadas de solo compactado, tanto para garantir homogeneidade, como para diminuir a permeabilidade do conjunto de camadas. Uma pequena porcentagem de defeitos de alta condutividade hidráulica pode causar um grande aumento na permeabilidade global.

Na determinação da permeabilidade a chorumes, deve-se realizar o ensaio de laboratório com o próprio fluido de campo. É recomendável iniciar o ensaio com percolação de água até ser atingida a constância da vazão, o que equivale grosseiramente à passagem de um volume de água igual ao volume de vazios inicial do corpo-de-prova, e só então aplicar o chorume. Assim, qualquer modificação no solo devido ao contato com o poluente poderá ser mais nitidamente identificada.

O controle de qualidade deveria necessariamente envolver análise estatística, devido à variação espacial do estado do solo inerente à compactação de campo. É muito mais razoável definir um programa de retirada de amostras ou de ensaios in situ e especificar um nível de confiança para aceitação da camada do que exigir um valor limite máximo de permeabilidade. Para o tratamento probabilístico do problema, é essencial considerar a escala de flutuação das medições geotécnicas no campo.

A evolução do controle de qualidade envolve procurar viabilizar técnica e economicamente a realização de ensaios de permeabilidade in situ.

Algumas considerações sobre o desempenho das camadas compactadas: solos menos plásticos contraem e trincam menos, e podem garantir permeabilidades bem baixas se forem utilizados equipamento e energia adequados; solos compactados a altas densidades trincam menos; as camadas de vedação devem ser imediatamente recobertas por areia, pedregulho, geotêxteis, lâmina d'água ou outros, para impedir trincamento por secagem.

### 3. TRANSPORTE DE POLUENTES EM SOLOS

#### 3.1 Introdução

Com o crescimento da demanda de água no planeta, e com a deterioração crescente do meio ambiente como resultado da poluição, o problema da qualidade da água tem se tornado um fator limitante para o aproveitamento dos recursos hídricos.

As águas superficiais são menos protegidas contra a poluição que as subterrâneas, porém os aquíferos subterrâneos, se alterados, têm maior dificuldade em retornar a seu estado original dada a baixa velocidade de fluxo que os caracteriza. A detecção da deterioração é também mais difícil, principalmente devido a heterogeneidades inerentes aos sistemas subsuperficiais. Segundo relatório de 1977 da Agência de Proteção do Meio Ambiente dos Estados Unidos (US EPA, 1977, in Freeze e Cherry, 1979), praticamente todos os casos conhecidos de contaminação de aquíferos só foram detectados após algum poço de abastecimento de água ter sido afetado; a degradação já se processava há muito tempo até que o problema viesse a ser constatado.

A contaminação do solo é a principal causa da deterioração das águas subterrâneas. Entre as principais fontes de poluição do solo e das águas subterrâneas estão os depósitos de resíduos industriais ou domésticos, ou ainda de sedimentos marinhos ou fluviais. Na Região Metropolitana de São Paulo, a disposição, em aterros a céu aberto e sem impermeabilização inferior, dos sedimentos dragados do leito do rio Tietê para desassoreamento, pode representar um importante fator de contaminação do solo. Esses sedimentos apresentam poluentes no fluido intersticial, e considerados como resíduos sólidos, são classificados como resíduos perigosos, principalmente devido à presença de metais pesados (ABNT, 1987; CTH e DAEE, 1992).

Os processos de contaminação no solo ocorrem lentamente e freqüentemente sem conseqüências imediatas trágicas, porém a longo prazo podem ter efeitos sérios e possivelmente irreversíveis. Como o movimento dos poluentes por solos pouco permeáveis é muito lento, o tempo necessário para contaminação da água subterrânea pode variar de alguns anos a séculos.

Os solos têm sido também freqüentemente utilizados como parte de sistemas de armazenamento na disposição de resíduos com a finalidade de inibir o fluxo de contaminantes líquidos para o meio ambiente. Os contaminantes podem ter sido produzidos no estado líquido (efluentes) ou resultarem da degradação ou percolação de águas pluviais por resíduos sólidos (chorume ou percolato). Esses sistemas geralmente compreendem a utilização de uma camada impermeabilizante de base para reduzir a percolação da região de deposição para o meio exterior, ou seja, para formar uma barreira entre os contaminantes e o lençol freático e camadas inferiores do subsolo. A barreira impermeabilizante pode ser o próprio solo natural, ou ser composta de camadas de solo compactadas ou de misturas de areia e bentonita, eventualmente ainda acrescidas de mantas sintéticas impermeáveis. Pode ser utilizada também uma camada impermeabilizante de cobertura, com a finalidade de evitar a percolação para dentro da área de deposição, diminuindo assim a formação de percolato.

Para o aperfeiçoamento do projeto de disposição de resíduos torna-se cada vez mais importante entender os mecanismos fundamentais de transporte de poluentes em solos. É importante lembrar que dada uma concentração inicial de poluentes na superfície de um terreno, independentemente da espessura e da composição da barreira, os poluentes sempre atingirão o lençol freático com determinada concentração não nula. O objetivo do sistema de armazenamento é garantir que a concentração no lençol freático seja menor que níveis não nocivos à saúde humana.

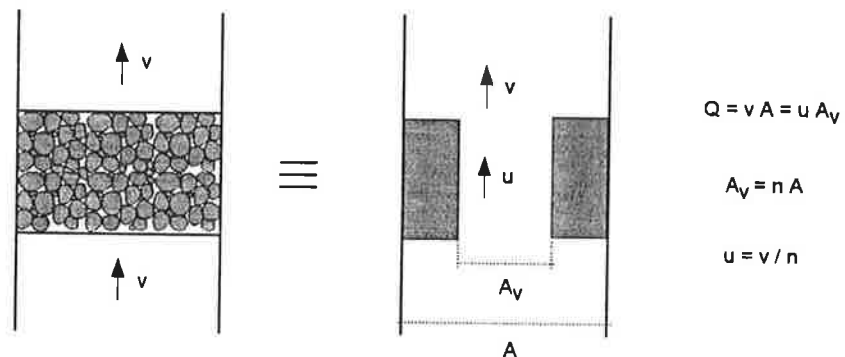
### **3.2 Mecanismos de Transporte de Poluentes em Solos**

O transporte de solutos na água do subsolo é estudado como transporte de massa em meios porosos, onde a massa considerada é a de algum soluto (poluente) que se move com o solvente (água) nos interstícios de um meio poroso (solo), tanto na zona saturada como na zona insaturada.

Os principais mecanismos envolvidos no transporte de um soluto em um meio poroso são: a advecção, a dispersão mecânica, a difusão molecular, as reações químicas entre o soluto e os sólidos, e reações químicas e fenômenos de decaimento radioativo do próprio soluto.

### 3.2.1 Advecção

Advecção é o processo pelo qual o soluto é carregado pela água em movimento, mantendo-se constante a concentração da solução. Solutos não reativos são transportados a uma velocidade média igual à velocidade específica ou de fluxo da água,  $u = v/n$ , sendo  $v$  a velocidade de percolação, aproximação ou descarga (ou ainda, velocidade de Darcy) e  $n$  a porosidade do solo, conforme esquematizado na Figura 3.1.

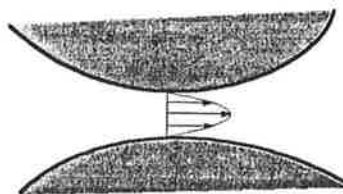


**Figura 3.1** - Velocidade de advecção de um soluto através de um volume de solo (Pinto, 1991)

A advecção pode ser considerada como um fluxo químico causado por um gradiente hidráulico: a água dos vazios contendo soluto escoar sob a ação de um gradiente hidráulico e carrega consigo partículas de soluto (Mitchell, 1991).

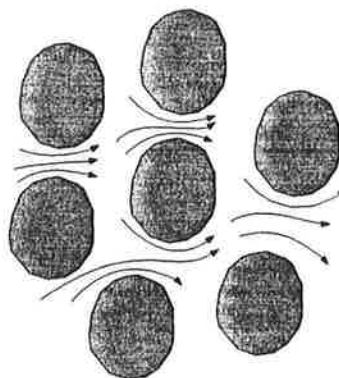
### 3.2.2 Dispersão mecânica ou hidráulica

Dispersão mecânica ou hidráulica é a mistura mecânica que ocorre durante a advecção; é causada inteiramente pelo movimento do fluido. Deve ser explicada na escala microscópica, dentro do volume de vazios (Freeze & Cherry, 1979; Bear, 1979). A velocidade da água varia tanto em magnitude como em direção através de qualquer seção transversal de um vazio, conforme ilustrado na Figura 3.2; é nula na superfície dos grãos e máxima em algum ponto interno, à semelhança da distribuição parabólica de velocidades em um tubo capilar reto.



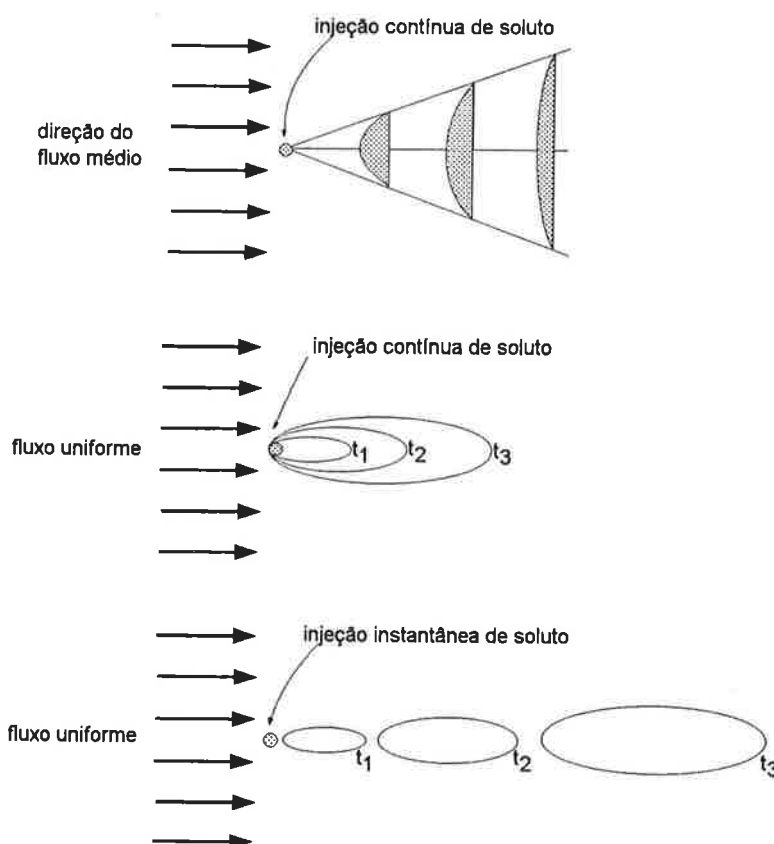
**Figura 3.2** - Variação da velocidade em direção e magnitude dentro de um vazio

As velocidades também são diferentes em diferentes vazios ou em diferentes segmentos longitudinais de um vazio: o diâmetro dos vazios varia ao longo das linhas de fluxo, e a velocidade média de fluxo em um vazio depende da razão entre a área superficial e rugosidade relativas ao volume de água no vazio. Além disso, por causa da tortuosidade, ramificação e interpenetração de vazios, as linhas de fluxo microscópicas variam espacialmente em relação à direção média do fluxo, conforme mostra a Figura 3.3.



**Figura 3.3** - Variação espacial das linhas de fluxo em relação à direção do fluxo médio

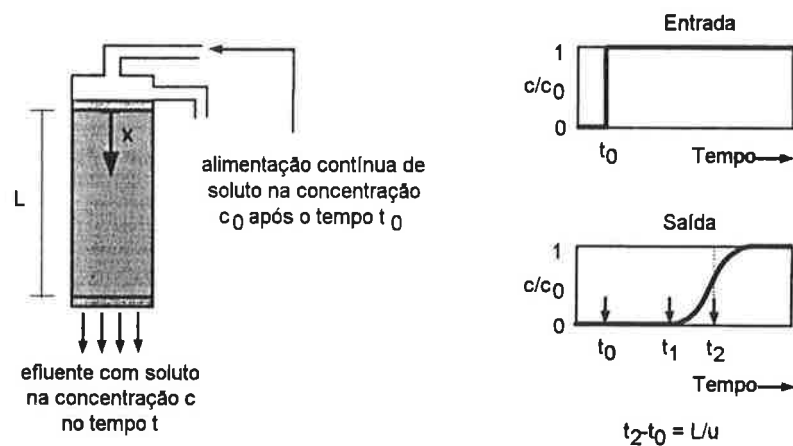
A dispersão mecânica é, portanto, um espalhamento em relação à direção do fluxo médio devido à variação de velocidade em magnitude e direção no espaço dos vazios. É um processo de mistura com efeito qualitativo similar à turbulência em regimes de águas superficiais (Freeze & Cherry, 1979). Um grupo de partículas de soluto inicialmente próximas ocupará paulatinamente um volume cada vez maior do domínio de fluxo, como representado na Figura 3.4. O espalhamento ocorre tanto na direção longitudinal como em direções perpendiculares à direção do fluxo médio, sendo denominado, respectivamente, de dispersão longitudinal e dispersão transversal. A concentração de soluto diminui à medida que o espalhamento envolve volumes crescentes, ou seja, a dispersão causa a diluição do soluto.



**Figura 3.4 - Espalhamento e diluição de soluto devidos à dispersão**

Para meios porosos, os conceitos de velocidade de fluxo e dispersão longitudinal estão estreitamente relacionados. Pode-se considerar a dispersão longitudinal como o processo pelo qual algumas moléculas de água e soluto se movem mais rapidamente e outras mais devagar que a velocidade média de fluxo (Freeze & Cherry, 1979).

Considere-se o fluxo permanente vertical de água pura com velocidade  $v$  pela coluna de solo granular homogêneo apresentada na Figura 3.5. A partir de um tempo  $t_0$  passa-se a alimentar a coluna com uma solução de concentração  $c_0$ . Se houvesse apenas advecção, as partículas de soluto atingiriam a base da coluna após um intervalo de tempo igual a  $L/u$ ; observa-se, no entanto, que a concentração da solução na base da amostra de solo em função do tempo segue a curva indicada na figura, denominada curva de saturação. Algumas partículas caminham mais rapidamente e outras mais lentamente que a velocidade média de fluxo  $u$ , devido ao fenômeno da dispersão mecânica.



**Figura 3.5** - Evidência experimental da dispersão mecânica

Quando um ensaio é realizado em laboratório, a única dispersão que pode ser medida é aquela observável em escala macroscópica. Entende-se que o efeito macroscópico resulta dos processos microscópicos descritos anteriormente. Além da não homogeneidade na escala microscópica (presença de vazios e grãos), pode haver também não homogeneidade na escala macroscópica devido a variações na permeabilidade de uma região para outra no domínio de fluxo. Alguns pesquisadores acreditam que heterogeneidades na escala macroscópica podem causar dispersão adicional à causada pelos processos microscópicos. O conceito de dispersão macroscópica ainda não está bem entendido (Freeze & Cherry, 1979).

### ➤ 3.2.3 Difusão molecular

Um fenômeno de transporte de massa simultâneo à dispersão mecânica é a difusão molecular, que resulta de variações na concentração de soluto na fase líquida. É o processo pelo qual constituintes iônicos ou moleculares se movem devido a sua energia térmica-cinética na direção do gradiente de concentração e em sentido oposto ao mesmo. O processo de difusão também é chamado de auto-difusão, difusão molecular e difusão iônica. A difusão molecular causa um fluxo adicional de partículas de soluto no nível microscópico das regiões de maior para as de menor concentração.

A difusão ocorre na ausência de qualquer movimento hidráulico da solução. Se a solução estiver escoando, difusão é o mecanismo, junto com a dispersão mecânica, que causa a misturação de constituintes iônicos ou moleculares (Freeze & Cherry, 1979). A difusão cessa apenas quando os gradientes de concentração deixam de existir.



### 3.2.4 Dispersão hidrodinâmica

Dispersão hidrodinâmica é como é denominado o espalhamento no nível macroscópico resultante tanto da dispersão mecânica como da difusão molecular.

Alguns autores inclusive consideram artificial a separação entre os dois processos, já que a dispersão mecânica induz gradientes de concentração que provocam a difusão molecular. À medida que um soluto é espalhado ao longo de um vazão capilar, como resultado da dispersão mecânica é criado um gradiente de concentrações na direção longitudinal, e a difusão molecular tenderá a equalizar as concentrações ao longo do vazão; ao mesmo tempo, um gradiente de concentrações de soluto será produzido entre linhas de fluxo adjacentes devido à variação de velocidades na seção transversal do vazão (Figura 3.2), provocando a difusão molecular lateral entre linhas de fluxo (Bear, 1979). Os dois fenômenos, portanto, são concorrentes; porém, a difusão molecular ocorre também na ausência de fluxo. Como a difusão molecular é muito lenta, seu efeito relativo na dispersão é mais significativo para baixas velocidades de fluxo. A importância relativa da difusão molecular e da dispersão mecânica na dispersão hidrodinâmica está discutida no item 3 e pode ser melhor visualizada por meio da Figura 3.8.

A dispersão hidrodinâmica pode também ser definida como o fenômeno pelo qual o soluto tende a se espalhar para fora do caminho que era esperado que seguisse de acordo com a hidráulica advectiva do sistema de escoamento. O líquido com soluto inicialmente ocupa uma região determinada com uma interface abrupta separando-a da região sem soluto. Devido a dispersão hidrodinâmica, uma zona de transição cada vez mais larga vai sendo criada, através da qual a concentração de soluto varia do valor inicial para a do líquido ao redor.

O processo de dispersão mecânica é anisotrópico, ou seja, dependente da direção, mesmo que o meio poroso seja isotrópico com respeito a propriedades de textura e condutividade hidráulica, porque a dispersão é mais forte na direção do fluxo (dispersão longitudinal) que nas direções normais ao fluxo (dispersão transversal). A baixas velocidades, no entanto, onde a difusão molecular é o mecanismo dispersivo dominante, os coeficientes de dispersão longitudinal e transversal são aproximadamente iguais.

### 3.2.5 Reações químicas

Outros fenômenos a serem considerados no transporte de poluentes em meios porosos são as reações químicas. Mudanças de concentração podem ocorrer inteiramente na fase líquida, ou devido à transferência do soluto para ou a partir de outras fases, como a matriz sólida ou a fase gasosa da zona insaturada. As reações químicas e bioquímicas que podem alterar a concentração de contaminantes podem ser agrupadas em seis categorias: reações de adsorção-desadsorção, reações ácido-base, reações de dissolução-precipitação, reações de óxi-redução, pareamento de íons ou complexação e síntese microbiana. No caso de contaminantes radiativos, é imprescindível considerar também o decaimento radiativo. As reações químicas mais relevantes e mais estudadas nos problemas geotécnicos relativos a disposição de resíduos são as de adsorção e desadsorção de íons e moléculas na superfície das partículas de solo.

#### 3.2.5.1 Adsorção

*Adsorção* é um processo físico-químico no qual uma substância é acumulada numa interface entre fases. Quando substâncias contidas em um líquido se acumulam em uma interface sólido-líquido, denomina-se adsorvato a substância que está sendo removida da fase líquida e adsorvente a fase sólida na qual a acumulação ocorre.

A adsorção é um dos processos mais importantes no controle da qualidade da água, sendo utilizado tradicionalmente no tratamento de água de abastecimento, e atualmente, também na recuperação de águas contaminadas (Sheintuch e Rebhun, 1988 apud Ribeiro, 1991). A purificação da água de abastecimento por adsorção de contaminantes indesejados em adsorventes sólidos remonta à segunda metade do século XIX, quando filtros de carvão não ativado começaram a ser usados em estações de tratamento de água nos Estados Unidos. Atualmente o carvão ativado granular é o principal adsorvente aplicado em escala real no tratamento de água, mas outros materiais, tais como resinas carbonáceas sintéticas, resinas de troca iônica, adsorventes poliméricos, alumina ativada e montmorilonita, constituem alternativas viáveis (Isaac, 1993).

A adsorção ocorre porque há forças que atraem o adsorvato da solução para a superfície do adsorvente; essas forças de atração podem ser físicas ou químicas.

A adsorção física é devida principalmente a forças eletrostáticas: atração e repulsão eletrostática segundo a Lei de Coulomb, interações dipolo-dipolo, interações de dispersão (ou forças de London-van der Waals) e pontes de hidrogênio. As forças

eletrostáticas de Coulomb atuam entre superfícies carregadas eletricamente: superfícies com cargas elétricas opostas se atraem, e com cargas elétricas iguais se repelem. As interações dipolo-dipolo resultam do fato de que moléculas polares próximas tendem a orientar suas cargas para diminuir a energia livre combinada: as cargas negativas de uma molécula tendem a se aproximar das cargas positivas da outra. As pontes de hidrogênio são um caso especial da interação dipolo-dipolo, no qual o átomo de hidrogênio em uma molécula tem uma carga positiva parcial e atrai um átomo ou molécula que tem uma carga negativa parcial. As interações de dispersão ou forças de London-van der Waals podem ser explicadas como uma interação fraca entre duas moléculas neutras resultante de uma polarização fraca induzida quando elas se aproximam: forças de atração surgem de dipolos momentâneos causados por pequenas perturbações de movimentos eletrônicos; esses dipolos induzem pequenos dipolos nos átomos ou moléculas vizinhos. Apesar de que dipolos momentâneos e induzidos estão constantemente mudando de posição e de sinal, o resultado líquido é uma atração fraca (EPA, 1992; Isaac, 1993).

A adsorção química também é baseada em forças eletrostáticas. A diferença entre adsorção física e química não é muito distinta. A primeira tem forças e energias de ligação mais fracas, opera a longas distâncias e é mais reversível. Na adsorção química, segundo Isaac (1993), a atração entre adsorvente e adsorvato aproxima-se daquela de uma ligação covalente entre átomos, com menor comprimento e maior energia de ligação. A EPA (1992) considera a adsorção química uma ligação química real, geralmente covalente, entre uma molécula e átomos superficiais, na qual a molécula pode perder sua identidade quando os átomos são rearranjados, formando novos compostos.

Os vários mecanismos de adsorção podem ser ordenados em termos de energia de ligação crescente: interações dipolo-dipolo (<2 kcal/mol), interações de dispersão e pontes de hidrogênio (de 2 a 10 kcal/mol), e ligações covalentes ou ligações químicas eletrostáticas (>10 kcal/mol).

As forças de Coulomb são as mais importantes na adsorção de íons inorgânicos e moléculas orgânicas ionizadas, e as de London-van der Waals, na adsorção de compostos orgânicos.

A adsorção também pode ser explicada termodinamicamente como o fato de que o adsorvato tem menor energia livre na superfície sólida do que na solução.

A *desadsorção* é a liberação de substâncias previamente adsorvidas. Isto ocorre quando a concentração afluyente de uma determinada substância diminui, ou quando ocorre o

chamado "deslocamento cromatográfico", provocado pela competição com outra substância mais fortemente adsorvida.

A capacidade de solos de atenuar poluição por adsorção tem sido estudada mais intensivamente nos últimos 30 anos. Uma importante aplicação é a utilização de solos compactados em revestimentos impermeabilizantes, para controlar a contaminação do subsolo de instalações de tratamento e disposição de resíduos por chorumes.

As superfícies das partículas de argilo-minerais são carregadas eletricamente, com carga negativa, devido à substituição isomórfica no esqueleto mineral. A substituição de cátions coordenados tetraedricamente ou octaedricamente nas camadas de silicatos e aluminatos por cátions de menor valência resultam em uma carga elétrica negativa, em função da qual é formada uma camada difusa de átomos carregados positivamente e moléculas de água em torno da superfície dos argilo-minerais.

Partículas coloidais têm diâmetros na faixa de  $10^{-3}$  a  $10^{-6}$  mm; são grandes quando comparadas a moléculas, mas suficientemente pequenas para que as forças de superfície sejam significativas para controlar seu comportamento. As partículas coloidais têm carga elétrica elevada relativamente à área superficial, devida a imperfeições ou substituições iônicas no retículo cristalino. Substituições iônicas causam um desbalanceamento de cargas elétricas no retículo cristalino, que é compensado por um acúmulo de íons de carga oposta na superfície. Os íons formam uma camada adsorvida de composição variável, e podem ser trocados por outros íons desde que o desbalanceamento elétrico do retículo continue equilibrado.

Os argilo-minerais são os principais colóides presentes nos solos. Frequentemente, ocorrem também colóides inorgânicos amorfos (não cristalizados ou parcialmente cristalizados) recobrendo as superfícies das partículas maiores (Freeze & Cherry, 1979); assim, mesmo um depósito constituído aparentemente de areia ou pedregulho limpos, pode apresentar um teor coloidal significativo.

Os processos de adsorção e desadsorção nos solos ocorrem principalmente na superfície das partículas de argila, como no caso da caulinita e da ilita, mas também no espaço intra-camadas nos argilo-minerais compostos de três camadas, como no caso da esmectita.

A adsorção iônica é reversível, isto é, os íons são trocáveis. A troca ocorre em quantidades equivalentes, com preferência para cátions de maior valência. Alguns fatores

que influem na adsorção de íons na superfície dos argilo-minerais listados por Kruse (1993) e Hermmans (1994) são:

- . valência: quanto maior a valência, mais fácil a troca na superfície do argilo-mineral. Por exemplo, o íon  $\text{Ca}^{++}$  é mais facilmente adsorvido e mais dificilmente desadsorvido que o íon  $\text{Na}^+$ .

- . raio do íon hidratado: na troca de íons de igual valência, um íon com menor dimensão espacial é preferencialmente adsorvido e mais dificilmente desadsorvido. Assim, a adsorção preferencial de íons monovalentes segue a ordem decrescente  $\text{Li}^+$ ,  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Rb}^+$ ,  $\text{Cs}^+$ ; e a de íons divalentes,  $\text{Mg}^{++}$ ,  $\text{Ca}^{++}$ ,  $\text{Sr}^{++}$ ,  $\text{Ba}^{++}$ . Os íons de hidrogênio são uma exceção, pois podem ser mais facilmente adsorvidos que  $\text{Ca}^{++}$  e  $\text{Mg}^{++}$ .

- . concentração: a troca é facilitada se houver excesso de íons de outra natureza em relação aos íons adsorvidos na superfície do mineral; esse fato é que torna possível a adsorção de  $\text{H}^+$  contra íons divalentes.

- . tipo do argilo-mineral: illita, caulinita e clorita podem adsorver somente na superfície externa; illita fortemente decomposta possui superfícies de adsorção adicionais nas bordas; esmectita e vermiculita também acumulam íons entre camadas.

- . afinidade: alguns íons e moléculas são adsorvidos especificamente e não seguem as observações citadas anteriormente; os íons de hidrogênio, por exemplo, têm comportamento peculiar.

Levando-se em conta a valência e o raio do íon hidratado, a adsorção preferencial para os íons mais comuns nos solos segue a ordem decrescente  $\text{Al}^{+++}$ ,  $\text{Mg}^{++}$ ,  $\text{Ca}^{++}$ ,  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ .

Segundo Hermmans (1993), a retenção de íons e moléculas nos solos se deve não só à adsorção, como também à precipitação e ao efeito de filtro resultante da diminuição do tamanho dos vazios por produtos de precipitação e partículas coloidais armazenadas. Um exemplo de precipitação é a combinação de cátions  $\text{CO}_3^{--}$  liberados de carbonatos solubilizados em água com íons de metais pesados,  $\text{Zn}^{++}$  por exemplo, formando carbonatos de metais pesados pouco solúveis, por exemplo,  $\text{ZnCO}_3$ . Essa neoformação de minerais só pode ocorrer quando há presença de íons de metais pesados em altas concentrações, de modo que a capacidade de solubilização seja ultrapassada. Kruse (1993) acrescenta que é também possível a neoformação de minerais na presença de sulfatos e fosfatos.

Há uma tendência entre vários autores (Ritter, 1994; Matthies, 1993) a denominar *sorção* o processo pelo qual solutos são partidos entre a fase líquida e a interface com as partículas sólidas. A sorção incluiria os processos de adsorção, absorção, sorção química e troca iônica. Adsorção nesses caso é definida como o processo pelo qual o soluto adere a superfície sólida da partícula de solo; a superfície do argilo-mineral, carregada negativamente, cria ao seu redor uma região propensa a atrair os íons e moléculas do fluido e fixá-los por forças eletrostáticas; os solutos também podem ser adsorvidos pelo carbono orgânico presente no aquífero. Dessorção é a liberação de soluto das partículas de solo para o fluido intersticial. Absorção ocorre quando o soluto sofre difusão dentro das partículas do aquífero, quando essas são porosas; o soluto é sorvido para o interior das partículas. Sorção química ocorre quando o soluto é incorporado ao solo, sedimento ou superfície de rocha por uma reação química. A remoção do soluto da solução, independente de qual processo esteja atuando, é a sorção.

Outros autores (EPA, 1992; Isaac, 1993) apresentam três etapas consecutivas na adsorção de materiais em solução por adsorventes porosos: a difusão no filme, ou seja, o transporte do adsorvato através de uma película até o exterior do adsorvente, ou ainda, a transferência de massa na região de separação entre a massa líquida e a superfície sólida; a difusão do adsorvato dentro dos poros; e a adsorção do soluto nas superfícies interiores ao redor dos poros e nos espaços capilares do adsorvente.

Pode-se observar uma certa falta de consenso na terminologia adotada por diferentes autores. A adsorção segundo Ritter (1994) equivaleria à adsorção física (EPA, 1992; Isaac, 1993); a sorção química equivaleria à adsorção química (EPA, 1992; Isaac, 1993), e eventualmente, também à precipitação segundo Kruse (1993) e Hermanns (1994); a absorção equivaleria à difusão nos poros segundo Isaac (1993). Matthies (1993) utiliza indistintamente os termos sorção e adsorção para englobar os fenômenos de adsorção de espécie químicas por constituintes orgânicos, trocas iônicas com minerais e interações polares. Outros autores também utilizam os termos sorção e adsorção como sinônimos (Tiller et al., 1984; Kruse, 1993).

Conforme mencionado, a adsorção em um sistema sólido-líquido é a remoção de solutos da solução e sua concentração na superfície do sólido. Há um instante em que a concentração do soluto remanescente na solução entra em equilíbrio dinâmico com a concentração do mesmo na superfície sólida. Nessa condição, há uma distribuição definida de soluto entre as fases líquida e sólida, a qual pode ser descrita pela quantidade de soluto adsorvido por unidade de peso de adsorvente sólido (S) em função da

concentração de soluto remanescente na solução em equilíbrio ( $C$ ), a uma dada temperatura. Tal expressão é denominada isoterma de adsorção, uma vez que o processo de adsorção é geralmente isotérmico. Segundo Isaac (1993), a isoterma de adsorção é uma expressão funcional para a variação da adsorção com a concentração de adsorvato na solução a temperatura constante; pode ser definida também (Elbachá, 1989 apud Ribeiro, 1991) como a representação gráfica da concentração do soluto na solução em função da concentração do soluto na parte sólida do solo, após ocorrer o equilíbrio da reação.

A proporção de distribuição pode ser função da concentração do soluto, da natureza da solução, da concentração e natureza dos solutos que competem entre si pela adsorção, entre outros. Normalmente, a quantidade de material adsorvido por peso unitário de adsorvente aumenta com o aumento da concentração, mas não em proporção direta. A relação mais simples é a relativa a sistemas nos quais a adsorção leva à deposição de camada única de moléculas de soluto na superfície do sólido; no entanto, podem ocorrer camadas multimoleculares.

Um dos modelos mais utilizados de equilíbrio isotérmico de adsorção é o de Langmuir, de 1915, válido para camadas simples. Adota como hipóteses: energia de adsorção constante e uniforme na superfície do adsorvente, adsorção máxima correspondente a uma monocamada saturada de moléculas de soluto na superfície do adsorvente, e que não haja transmigração do adsorvato no plano da superfície. A isoterma de Langmuir pode ser expressa por:

$$S = \frac{Q^0 b C}{1 + b C} \dots\dots\dots (3.1)$$

ou

$$\frac{1}{S} = \frac{1}{Q^0} + \frac{1}{b Q^0} \frac{1}{C} \dots\dots\dots (3.2)$$

$S$  ... número de moles adsorvido por unidade de peso de adsorvente à concentração  $C$ ,  
ou concentração de soluto na parte sólida

$C$  ... concentração de soluto na solução no equilíbrio

$Q^0$  ... número de moles de soluto adsorvido por unidade de peso do adsorvente ao  
formar uma monocamada completa na superfície

$b$  ... constante relacionada à energia ou entalpia líquida da adsorção

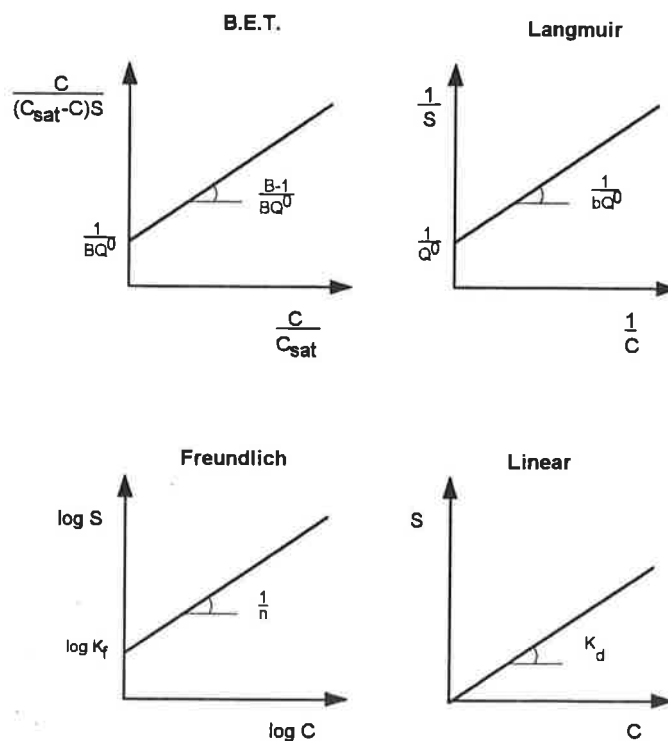
A curva  $1/S$  em função de  $1/C$  é uma reta de declividade  $1/(bQ^0)$  e intercepto  $1/Q^0$ , conforme mostrado na Figura 3.6.

Para adsorção de quantidades muito pequenas de soluto, isto é, quando  $bC \ll 1$ , a adsorção específica é proporcional à concentração final de adsorvato na solução, o que pode ser expresso por:

$$S = Q^0 b C \dots\dots\dots (3.3)$$

Para grandes quantidades adsorvidas de soluto, isto é, quando  $bC \gg 1$ , tem-se que:

$$S = Q^0 \dots\dots\dots (3.4)$$



**Figura 3.6** - Alguns modelos de equilíbrio isotérmico de adsorção (modificado de Isaac, 1993)

O modelo de Brunauer, Emmett e Teller (BET) representa adsorção em multicamadas. Adota como hipóteses: energia de adsorção constante e uniforme na superfície do adsorvente, que haja formação de várias camadas de moléculas de adsorvato na superfície do adsorvente, que a equação de Langmuir se aplique a cada camada; e que uma dada camada não precise estar completamente formada para que se iniciem as



camadas subseqüentes. Considerando-se que as camadas seguintes à primeira têm energia de adsorção iguais, a equação de BET é:

$$S = \frac{BCQ^0}{(C_{sat} - C)[1 + (B - 1)(C / C_{sat})]} \dots\dots\dots (3.5)$$

ou

$$\frac{C}{(C_{sat} - C)S} = \frac{1}{BQ^0} + \frac{B - 1}{BQ^0} \frac{C}{C_{sat}} \dots\dots\dots (3.6)$$

$C_{sat}$  ... concentração de saturação do soluto na solução a uma dada temperatura

B ... constante que expressa a energia de interação com a superfície

A curva  $C/[(C_{sat}-C) S]$  em função de  $(C)/(C_{sat})$  é uma reta de declividade  $(B-1)/(BQ^0)$  e intercepto  $1/BQ^0$ , conforme mostrado na Figura 3.6.

As isotermas de Langmuir e BET podem ser deduzidas de considerações cinéticas ou da termodinâmica da adsorção. Para adsorção de acordo com a equação de Langmuir, a capacidade total do adsorvente para um adsorvato é dada pelo valor limite de S à medida que C se aproxima de  $C_{sat}$  e é igual a  $Q^0$ . Não há capacidade total similar para a adsorção no padrão BET, porque S tende assintoticamente para infinito à medida que C se aproxima de  $C_{sat}$ .  $Q^0$  tem o mesmo significado nas duas equações: fornece a capacidade limite que pode ser usada para estimar as áreas superficiais ativas específicas. Para concentrações inferiores àquela na qual a adsorção igual a  $Q^0$  é alcançada, a capacidade de equilíbrio do adsorvente é menor do que o valor limite. A isoterma de BET reduz-se à de Langmuir quanto o limite de adsorção é uma monocamada, ou seja, quando b é adotado igual a B/S; C é considerado pequeno e desprezível comparado com S; e B é admitido muito maior que 1.

Isaac (1993) defende a utilização da equação de Langmuir, desde que claramente reconhecidas suas restrições e limitações, para descrever condições de equilíbrio de adsorção e para comparar quantitativamente o comportamento da adsorção em diferentes sistemas adsorvato-adsorvente. Outros autores (Ribeiro, 1991; Ritter, 1994) consideram que a isoterma de Langmuir só deve ser aplicada a solutos que obedecem individualmente o comportamento de Langmuir.

Outro modelo é o de Freundlich ou de van Bemmelen, basicamente empírico, de 1926. Representa um caso especial para energias superficiais heterogêneas, no qual a constante  $b$  varia como uma função do cobrimento da superfície,  $S$ , devido estritamente a variações no calor de adsorção. A equação de Freundlich pode ser expressa por:

$$S = K_f C^{1/n} \dots\dots\dots (3.7)$$

ou

$$\log S = \log K_f + \frac{1}{n} \log C \dots\dots\dots (3.8)$$

$n$  ... coeficiente relacionado com a energia ou a intensidade de adsorção ( $n > 1$ )

$K_f$  ... função de distribuição (proporcional a  $RTnbe^{\Delta H/RT}$ )

A forma logarítmica resulta em uma reta com declividade  $1/n$  e intercepto igual a  $\log K_f$  para  $C=1$  ( $\log C=0$ ), conforme representado na Figura 3.6; o valor do intercepto é um indicador da capacidade de adsorção, e a declividade, da intensidade de adsorção. A equação de Freundlich geralmente se ajusta bem à de Langmuir para variações moderadas de concentração. Porém, não se reduz a uma expressão linear para concentrações muito baixas e não se ajusta bem para altas concentrações, uma vez que  $n$  deve atingir algum limite quando a superfície estiver totalmente coberta.

O modelo mais simples de adsorção, também apresentado na Figura 3.6, é a isoterma linear, ou seja:

$$S = K_d C \dots\dots\dots (3.9)$$

$K_d$  ... coeficiente de distribuição

Os modelos que representam os processos de reações por um coeficiente constante, em princípio, são válidos para reações rápidas e reversíveis.

O processo de adsorção requer alguns dias para alcançar o equilíbrio, e apresenta duas velocidades distintas ao longo do tempo, com a velocidade inicial sensivelmente maior do que a subsequente. O equilíbrio de adsorção isotérmico linear com coeficiente de distribuição constante não é fisicamente válido, tendo em vista que a capacidade de adsorção das partículas de argila diminui com o aumento de quantidade de soluto

adsorvido, e que esse modelo não define um limite máximo para a quantidade de soluto que pode ser adsorvido (Ribeiro, 1991; Ritter, 1994). Mesmo assim, geralmente são utilizadas as hipóteses de equilíbrio linear entre as fases sólida e líquida, e de que o equilíbrio seja atingido rapidamente, dada a simplicidade do tratamento matemático correspondente.

Ritter (1994) alerta que a adsorção de íons inorgânicos e solutos químicos orgânicos só deve ser quantificada experimentalmente por isotermas de equilíbrio quando o equilíbrio de soluto na solução e na superfície dos sólido ocorrer durante o fluxo; caso contrário, o processo deve ser descrito por modelos cinéticos.

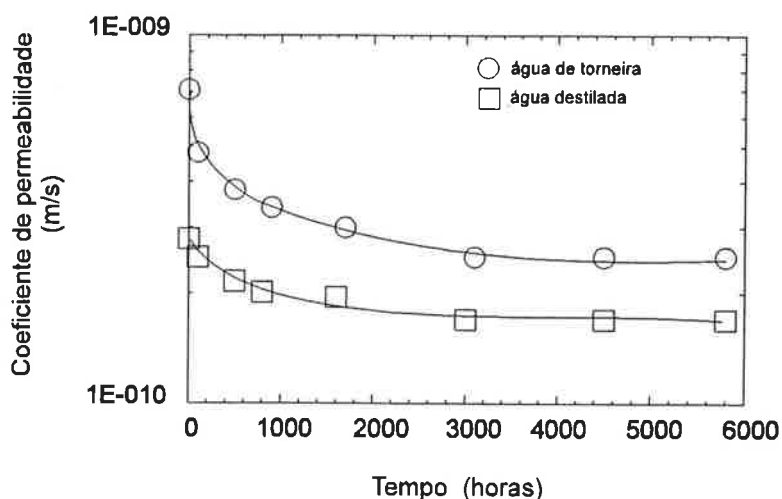
### 3.2.5.2 Compatibilidade

Um dos principais requisitos no projeto de aterros de resíduos, conforme discutido em 1.4, é a constância das propriedades do revestimento impermeabilizante. A preocupação mais imediata é garantir que a percolação de chorume pelo revestimento impermeabilizante não cause aumento da permeabilidade da camada de argila compactada. Espera-se, também, que as demais características e propriedades do solo se conservem em contato com o percolado. O termo *compatibilidade entre solo e poluente* engloba as reações químicas cujos efeitos estejam relacionados às exigências de constância das propriedades geotécnicas.

Os produtos químicos podem atacar os minerais do solo ou modificar a estrutura do solo. Os minerais do solo normalmente não são dissolvidos pelo ataque de poluentes, salvo sob acentuadas variações de pH; segundo Madsen (1994), apenas soluções altamente concentradas influenciariam a estrutura dos solos. Portanto, geralmente pode-se esperar durabilidade das camadas de vedação de solo compactado. Mesmo assim, um considerável número de pesquisas sobre compatibilidade entre argilas e poluentes vem sendo desenvolvido no meio técnico. Os possíveis problemas futuros de aumento de compressibilidade e de permeabilidade do revestimento impermeabilizante justificam plenamente a realização prévia de ensaios de compatibilidade, que afinal nada mais são do que ensaios geotécnicos tradicionais de laboratório realizados com água e com poluente, para comparação.

A comparação entre os coeficientes de permeabilidade obtidos com água destilada e com água de torneira por Dunn & Mitchell (1984 apud Madsen, 1994), apresentada na Figura 3.7, ilustra a importância de ensaiar o solo em laboratório com um fluido semelhante ao que estará presente no campo.

As alterações na permeabilidade causadas pela percolação de substâncias químicas podem ser compreendidas à luz de seus efeitos na estrutura do solo. A estrutura do solo é fortemente influenciada pelas forças de repulsão entre partículas de argila; inclusive, a tensão efetiva pode ser relacionada à resultante entre as forças de atração do tipo van der Waals entre partículas de argila e as forças de repulsão que surgem da interação entre as camadas duplas (Lambe, 1958; Ladd, 1960). As forças repulsivas controlam os comportamentos de floculação, dispersão, contração e expansão. A espessura da camada dupla e a conseqüente magnitude das forças entre partículas dependem da constante dielétrica do fluido, da temperatura, da concentração eletrolítica na água intersticial, e da valência do cátion; secundariamente, dependem também do tamanho do cátion, do pH do fluido, e da adsorção de ânions na superfície das partículas de argila.



**Figura 3.7** - Ensaios de permeabilidade com água destilada e com água de torneira (Dunn & Mitchell, 1984 apud Madsen, 1994)

A espessura da camada dupla varia diretamente com a raiz quadrada da constante dielétrica e da temperatura, e inversamente com a valência e com a raiz quadrada da concentração eletrolítica (Madsen & Mitchell, 1989). Percebe-se assim a influência do fluido intersticial na permeabilidade do solo; por exemplo, quanto maior a concentração eletrolítica, menos espessas as camadas duplas e menores as forças de repulsão, mais floculada a estrutura e, finalmente, maior a permeabilidade.

Madsen & Mitchell (1989) realizaram uma abrangente pesquisa bibliográfica sobre os efeitos de produtos químicos na permeabilidade das argilas, cujas principais conclusões estão resumidas a seguir.

- Os efeitos de substâncias químicas inorgânicas são consistentes com seus efeitos nas camadas duplas e nas forças interpartículas; nas cargas de superfície e borda; e no pH do meio.
- Sais de maior valência e concentração eletrolítica tendem a flocular as argilas devido a trocas catiônicas, causando diminuição da expansibilidade, aumento da porosidade e aumento da permeabilidade.
- Alterações no pH podem causar dissolução de minerais do solo, modificando o espaço dos vazios: se ocorrer remoção do material dissolvido, o material pode-se tornar mais permeável; se ocorrer precipitação, a permeabilidade pode diminuir por colmatação. Ácidos promovem solubilização de carbonatos, óxidos de ferro e da alumina das camadas octaédricas dos argilo-minerais, e bases promovem solubilização das camadas tetraédricas de sílica e octaédricas de alumina.
- Os ácidos tendem a causar floculação. Resultados de algumas pesquisas mostram constância ou aumento de permeabilidade de argilas em contato com ácidos. Madsen & Mitchell (1989) consideram que os efeitos dos ácidos podem ser significativos se as partículas de solo não forem impedidas de se moverem; se houver dissolução de minerais e remoção do material dissolvido, ou dissolução e precipitação; se ocorrerem contração e trincamento; e se houver tempo suficiente para que as reações ocorram. Outros autores têm ressaltado a importância da sobrecarga e confinamento nos efeitos dos poluentes sobre os solos, justamente devido a seus efeitos na mobilidade das partículas.
- As bases tendem a dispersar o solo.
- Os efeitos de substâncias químicas orgânicas estão associados principalmente à solubilidade à água, à constante dielétrica, à polaridade e à concentração da solução. Muitos líquidos orgânicos puros causam contração e trincamento das argilas, aumentando a permeabilidade; porém, o aumento pode não ser significativo no caso de argilas muito densas, sem argilo-minerais expansivos, e confinadas. Soluções diluídas de compostos orgânicos não têm praticamente efeito sobre a permeabilidade das argilas.

Os autores observam também que a discordância que constataram entre resultados de diferentes fontes na bibliografia pode ser devida ao teor de umidade inicial das amostras ensaiadas, ao tipo de permeâmetro utilizado e à concentração das soluções.

Os resultados de Fernandez & Quigley (1985) confirmam que a permeabilidade das argilas é fortemente influenciada pelas propriedades físico-químicas dos hidrocarbonetos. A permeabilidade de solos de Sarnia (Canadá) a hidrocarbonetos puros aumentou de  $5 \times 10^{-11}$  para  $1 \times 10^{-6}$  m/s, quando a constante dielétrica do fluido ensaiado diminuiu de 80 para 2; a permeabilidade à água era aproximadamente  $10^{-10}$  m/s. Não foram constatadas mudanças na permeabilidade quando os solos foram percolados por hidrocarbonetos de baixa constante dielétrica insolúveis em água (benzeno e xileno); esses líquidos hidrofóbicos deslocaram menos que 10% da água dos vazios das amostras. Álcoois solúveis resultaram em remoção extensiva da água dos vazios, e aumento de até 10 vezes de permeabilidade. Subseqüente percolação com aromáticos líquidos de constante dielétrica muito baixa resultou em aumentos de permeabilidade de 100 vezes, com apenas 30% dos vazios ocupados com aromáticos.

Brutsaert (1987) estudou o efeito da percolação de hidrocarbonetos clorados do tipo solvente em argilas do Maine, solos jovens constituídos de rocha finamente pulverizada por intemperismo glacial, com presença preponderante de illita e clorita. A água foi substituída após 40 dias de fluxo por acetona, tolueno e cloreto de metileno. A introdução do solvente causou maior flutuação na curva de permeabilidade em função do tempo, sem alterar substancialmente o valor médio. A flutuação, segundo o autor, foi devida a mínimos rearranjos de partículas muito pequenas em movimento ao longo do caminho de percolação, causados por mínimas variações na carga hidráulica, mantendo contudo intacta a integridade total do solo. A permeabilidade não mudou significativamente em nenhum ensaio; a máxima variação observada foi um aumento de 4 vezes em um dos ensaios com cloreto de metileno. A permeabilidade intrínseca, função apenas do meio poroso, diminuiu para a metade no caso da acetona, duplicou para o cloreto de metileno, e manteve-se constante para o tolueno. Pequenas quantias de solvente apareceram rapidamente no efluente, de forma não explicável pela dispersão, indicando a presença de canais preferenciais de fluxo. As concentrações de alguns metais no efluente foram monitoradas para verificar a ocorrência de reações químicas de dissolução; constatou-se que a dissolução intensificava-se, em ordem crescente, com o tolueno, cloreto de metileno e acetona, provavelmente devido às constantes dielétricas. Mesmo assim, não houve mudança significativa na estrutura do solo.

Muitas vezes, fenômenos concorrentes com efeitos opostos dificultam a previsão do comportamento do solo sujeito à percolação de compostos orgânicos. Fernandez & Quigley (1988) mostraram que a percolação de líquidos orgânicos solúveis em água podem, em certas condições, diminuir a permeabilidade de argilas. Para os álcoois puros que ensaiaram (etanol, metanol e dioxano), os autores observaram que a frente de

solução causava um decréscimo inicial da permeabilidade, devido a um aumento da viscosidade do fluido intersticial, para concentrações de até 70%. Só a altas concentrações os efeitos da constante dielétrica na camada dupla ultrapassavam o efeito da viscosidade, produzindo aumentos de permeabilidade. Por exemplo, a permeabilidade do solo diminuía para teores de etanol de até 60%, duplicava para concentrações de etanol de 80%, e aumentava 100 vezes para etanol concentrado.

Nem sempre a permeabilidade da argila aumenta em contato com o poluente. Quigley et al. (1987) observaram que a permeabilidade de uma camada de 1,5 m de argila natural praticamente não mudou após 15 anos de exposição ao chorume de um aterro de resíduos domésticos; na verdade, a precipitação de metais pesados e a atividade bacteriana reduziram sutilmente a permeabilidade. Quigley et al. (1988) reportaram um caso em que a permeabilidade de solos inativos diminuiu em consequência do contato com chorume de resíduos domésticos, provavelmente por causa da adsorção de cátions  $\text{Na}^+$ , da expansão da camada dupla e da colmatação bacteriana.

A diminuição da permeabilidade dos solos por contato com certos produtos químicos é conhecida. O IPT (1991), por exemplo, pesquisou a possibilidade de diminuir a permeabilidade de solos "arenosos finos" levemente compactados (grau de compactação entre 92 e 95%) por simples aspersão de soda cáustica, dentro de um estudo sobre tratamento de solos de fundo de lagoas de estabilização de esgoto. Ensaio em laboratório mostraram que realmente ocorre redução da permeabilidade do solo, de até 2 ordens de magnitude, dependendo do tipo de solo e da concentração de soda na solução aspergida. Forma-se uma camada superficial contaminada de 5 mm de espessura, na qual o solo torna-se dispersivo, podendo estar sujeito a erosão interna. Os limites de Atterberg não se mostraram bom indicadores dos efeitos da soda cáustica na permeabilidade dos solos; por outro lado, a comparação entre ensaios de sedimentação com e sem defloculante, utilizados para avaliar dispersividade, permite inferir o comportamento dos solos frente ao tratamento proposto. Há também um limite inferior da fração argila, dependendo da distribuição granulométrica e do argilo-mineral predominante, e das condições de compactação, abaixo do qual o processo de aspersão deixa de ser eficaz; para os solos estudados, o limite foi de 10%.

É importante também verificar os efeitos dos produtos químicos na deformabilidade dos solos: um aumento excessivo de compressibilidade pode causar recalques inesperados.

Kirov (1989) pesquisou a influência do fluido na deformabilidade de uma argila pouco plástica e de um loess. Resultados de ensaios de adensamento indicaram aumento de

compressibilidade dos solos quando percolados por uma solução de detergentes com concentração de 2%; o loess, por outro lado, tornou-se menos compressível quando saturado com petróleo. Ensaio de microscopia eletrônica de varredura e difratometria de raios-X descartaram a possibilidade de interação química; os fenômenos devem ter ocorrido em nível de superfície de partículas.

Outro ponto de vista na questão da compatibilidade é considerar a susceptibilidade do solo ao ataque de substâncias químicas. Segundo Quigley et al. (1988), os solos que contêm argilo-minerais expansivos (vermiculita, montmorillonita, esmectita-ilita intercaladas) são mais sujeitos a reações com percolados. Como exemplo, os autores citam que a fixação de  $K^+$  pela vermiculita acarreta uma diminuição de 28% no volume do cristal e contração da camada dupla; os dois efeitos sobrepostos levam à abertura de trincas, aumentando a permeabilidade.

Para investigar a influência dos argilo-minerais na compatibilidade, Favaretti et al. (1994) realizaram ensaios de adensamento com medida de permeabilidade em 4 misturas artificiais de areia (S) com bentonita cálcica (C) e bentonita sódica (K7). As amostras foram moldadas a um teor de umidade igual a 1,5 vezes o limite de liquidez. Foram realizados ensaios de permeabilidade com água destilada deaerada e com chorume cáustico similar ao proveniente de resíduos urbanos. A compressibilidade da mistura A (C 50% - S 50%) mostrou-se independente do fluido; já o índice de compressão das misturas B (K7 30% - S 70%), C (K7 20% - S 80%) e D (K7 10% - S 90%) aumentou em até duas vezes com a percolação de chorume. A diferença de comportamento deve-se provavelmente ao fato de que a bentonita sódica tem atividade coloidal mais elevada do que a cálcica. O coeficiente de permeabilidade ao chorume é maior do que à água para todas as misturas, pouco significativamente para a mistura A, e tanto maior quanto a porcentagem de bentonita sódica para as misturas B, C e D.

Os efeitos das substâncias químicas nas argilas aumentam com o teor de umidade, devido à maior mobilidade das partículas.

Quigley et al. (1988) apresentam resultados de compatibilidade entre argilas de Ontario e chorume de resíduos domésticos. Os dois solos estudados, uma argila marron intemperizada de camada superficial oxidada, com enriquecimento de esmectita, e uma argila cinza não intemperizada da camada subjacente, são inativos e compostos principalmente por ilitas e cloritas. Os ensaios de permeabilidade para as argilas marron e cinza foram realizados com gradientes iguais a, respectivamente, 2600 e 150. Os altos gradientes se explicam pelo tempo elevado, de até 4 meses, para estabelecer



compatibilidade entre solos contendo esmectita e chorumes que apresentem  $K^+$  ou  $Na^+$  em sua composição, devido ao retardamento advindo da adsorção. Altos gradientes podem provocar ou intensificar fraturamento do solo, ocasionando fluxo não homogêneo por caminhos preferenciais; por outro lado, gradientes muito mais baixos podem inviabilizar economicamente os ensaios. A percolação do chorume causou uma redução da permeabilidade, de  $10^{-10}$  m/s para  $1,5 \times 10^{-11}$  m/s no caso da argila marron, e de  $2 \times 10^{-10}$  m/s para  $4 \times 10^{-11}$  m/s para a argila cinza. Os autores apresentam também curvas da razão das concentrações de diversos íons no efluente e na alimentação ( $C/C_0$ ) em função do volume percolado acumulado expresso em volume de vazios do corpo-de-prova, para a argila marron compactada com índices de vazios de 0,54 e 0,74. A amostra mais fofa apresentou evidências de fluxo homogeneamente distribuído pelos vazios do solo, enquanto os resultados no arranjo mais denso indicam fluxo por canais, provavelmente por fissuras induzidas pelo esforço de compactação.

Para o índice de vazios de 0,54, a razão  $C/C_0$  atinge o valor 0,5 para o cloreto, íon não adsorvido, após a passagem de 0,8 volume de vazios. Já os cátions  $Na^+$  e  $K^+$  apresentam retardamento por adsorção; no caso do sódio, por exemplo,  $C/C_0=0,5$  só ocorre quando da percolação de 1,4 volumes de vazios. Para o arranjo mais denso, como o solo está fraturado, os tempos de chegada são bem menores; por exemplo, com a passagem de apenas 0,1 volume de vazios a razão  $C/C_0$  já atinge o valor 0,5 para o íon cloreto.

Os autores salientam que a ocorrência de fluxo não uniforme por macroporos formados durante o processo de compactação pode dificultar a compreensão da compatibilidade, porque aumentos na permeabilidade atribuídos à interação solo-poluente podem simplesmente resultar de fluxo por canais preferenciais. Em tal estrutura ocorreriam simultaneamente fluxo por fraturas ou macroporos, difusão gradual no fluido intersticial dos torrões adjacentes, e finalmente troca catiônica com a argila.

Finno (1986) realizou ensaios de permeabilidade à água e ao chorume de campo em amostras do revestimento impermeabilizante de um aterro de resíduos domésticos codispostos com industriais. Foram ensaiadas duas amostras indeformadas retiradas da camada compactada, uma sem nenhum contato anterior com o percolado (S1), e outra exposta ao mesmo por 3 anos (S3). A permeabilidade da amostra S1 à água, de  $6 \times 10^{-11}$  m/s, manteve-se praticamente constante quando se substituiu a água por chorume. A amostra S3, ensaiada com chorume, apresentou permeabilidade de  $10^{-10}$  m/s; a substituição de chorume por água tampouco acarretou mudanças perceptíveis. Análises químicas do solo e chorume antes e depois da percolação sugerem que houve precipitação de sulfatos de cálcio nos vazios, porém sem efeitos significativos na

na permeabilidade do solo. Uma amostra de outro solo menos plástico e mais erodível, sem contato anterior com o percolado, (S2), apresentou variações mais significativas em função do fluido percolante: o coeficiente de permeabilidade aumentou de  $10^{-10}$  m/s para  $10^{-9}$  m/s quando a água foi substituída por chorume, e diminuiu para  $10^{-10}$  m/s quando retomou-se a percolação de água. Nesse caso, as variações de permeabilidade devem estar associadas aos mecanismos de floculação e dispersão.

O autor, analisando o revestimento impermeabilizante de uma lagoa de contenção de resíduos ácidos, constatou que as propriedades-índice do solo não haviam mudado significativamente após 8 anos de exposição ao poluente. A percolação de água destilada também não causou variações na permeabilidade..

Vários fenômenos têm sido observados quando da interação do solo com poluentes: trocas catiônicas que tornam a estrutura mais floculado ou mais dispersa, modificando a porosidade do material; carreamento (“piping”) de partículas de argila através dos vazios do solo de maior dimensão; dissolução de minerais do solo por ácidos ou bases; mudança na viscosidade da água intersticial; contração da camada dupla dos argilo-minerais; precipitação de compostos neoformados; entre outros. Os diferentes mecanismos podem ocorrer simultaneamente, dificultando a previsão do comportamento final. Até que se acumule um volume maior de informações acerca dos efeitos de diferentes poluentes em classes específicas de solos, é importante que se estude a compatibilidade entre solo e poluente para cada nova situação.

### 3.3 Formulação Teórica

A formulação teórica a seguir se refere ao transporte de poluentes em solo saturado em fluxo unidimensional. Considera um fluxo uniforme e permanente de um soluto ideal dissolvido em água por um meio poroso saturado, homogêneo e isotrópico.

Variações na concentração de soluto podem modificar a densidade e a viscosidade do líquido, afetando conseqüentemente o regime de fluxo. Define-se soluto ideal como uma substância química inerte e que não afete as propriedades do líquido. Segundo Bear (1979), essa idealização é usualmente razoável para soluções de baixa concentração.

Delimitando-se um certo domínio dentro da região de fluxo, define-se fluxo de massa como a variação de massa por unidade de área da seção transversal ao fluxo por unidade de tempo, ou seja:

$$J = \frac{\Delta m}{A \Delta t} \dots\dots\dots (3.10)$$

J ... fluxo de massa

$\Delta m$  ... variação de massa dentro do domínio no intervalo de tempo  $\Delta t$

A ... área da seção transversal ao fluxo do domínio

$\Delta t$  ... intervalo de tempo

O fluxo tem dimensão  $[ML^{-2}T^{-1}]$ .

Define-se concentração como a quantidade de massa do soluto por unidade de volume de poros, ou seja:

$$c = \frac{\Delta m}{nV} \dots\dots\dots (3.11)$$

n ... porosidade

V ... volume do domínio

A concentração tem dimensão  $[ML^{-3}]$ .

O fluxo por advecção, que corresponde ao transporte de soluto de um ponto a outro do domínio pela percolação de água, pode ser expresso por:

$$J = n c u = n v \dots\dots\dots (3.12)$$

$u=v/n$  ... velocidade de fluxo

v ... velocidade de percolação, aproximação ou descarga, ou ainda, de Darcy

A difusão molecular é considerada como um fenômeno regido pela Primeira Lei de Fick, ou seja, considera-se que a massa de substância em difusão que passa por uma dada seção transversal por unidade de tempo é proporcional ao gradiente de concentração. A Primeira Lei de Fick foi desenvolvida em 1855 por Adolf Fick para descrever o fluxo químico de sais dissolvidos através de membranas separando soluções com diferentes concentrações de sal (Barbosa, 1994), e pode ser expressa por:

$$J = -D_d \frac{\partial c}{\partial l} \dots\dots\dots (3.13)$$

$D_d$  ... coeficiente de difusão em solução

$l$  ... distância à interface de maior concentração

Barbosa (1994) menciona que o coeficiente de difusão em solução,  $D_d$ , é uma função complexa da massa e raio molecular da espécie, da valência e do raio iônico no caso de migração de íons, da composição química, viscosidade e constante dielétrica da solução, da concentração da espécie na solução, e das condições ambientais de temperatura e pressão. Segundo Freeze & Cherry (1979), os coeficientes de difusão de eletrólitos em solução aquosa são bem conhecidos; variam entre  $10^{-9}$  e  $2 \times 10^{-9}$  m<sup>2</sup>/s a 25°C para os íons mais comumente encontrados nas águas subterrâneas (Na<sup>+</sup>, K<sup>+</sup>, Mg<sup>++</sup>, Ca<sup>++</sup>, Cl<sup>-</sup>, HCO<sub>3</sub><sup>-</sup> e SO<sub>4</sub><sup>-</sup>), e os valores crescem com o aumento de temperatura.

A Primeira Lei de Fick foi desenvolvida para difusão de espécies químicas em solução, porém também é válida para a difusão nas argilas (Lai e Mortland, 1960 e 1961 apud Hasenpatt, 1988; Hanshaw, 1962 apud Freeze & Cherry, 1979). Nos meios porosos, os coeficientes de difusão são muito menores do que na água, devido às colisões das moléculas de soluto com as partículas da matriz sólida, ao maior caminho a ser percorrido em decorrência da tortuosidade dos vazios, e à adsorção nos sólidos. O coeficiente de difusão para espécies não adsorvíveis em meios porosos, também denominado coeficiente de difusão aparente, é expresso por  $D^*_d$ . Freeze & Cherry (1979) consideram valores entre  $10^{-10}$  e  $10^{-11}$  m<sup>2</sup>/s típicos de coeficientes de difusão de substâncias químicas não reativas em depósitos argilosos naturais; materiais granulares apresentariam valores mais altos, porém ainda menores que os relativos à difusão em água.

Barbosa (1994) explica que o efeito da tortuosidade é função da porosidade do solo ( $n$ ), e da razão entre raio molecular ou iônico da espécie ( $r$ ) e a dimensão média dos poros ( $r_p$ ). Quando a razão  $r/r_p$  tende a zero, o fluxo químico através do solo se aproxima da condição de fluxo químico em solução aquosa livre; por outro lado, quanto mais fino o solo, maior a razão  $r/r_p$ , e mais relevante o efeito da tortuosidade. Os dados experimentais de Lerman (1979 apud Barbosa, 1994) mostram que a razão  $r/r_p = 0,4$  pode resultar em redução de 90% do fluxo difusional em relação à condição de difusão molecular em solução livre.

A tortuosidade e outros fenômenos que eventualmente também modifiquem o fluxo difusional no solo em relação ao fluxo em solução livre estão compreendidos no fator tortuosidade,  $T''$  ou  $w$ , que é um coeficiente empírico sempre menor que 1. Segundo Freeze & Cherry (1979),  $T''$  se encontra entre 0,01 a 0,5. Pode-se expressar o coeficiente de difusão do poluente no solo como função do coeficiente de difusão do poluente em água por meio do fator tortuosidade.

$$D^*_d = D_d T'' \dots\dots\dots (3.14)$$

$D^*_d$  ... coeficiente de difusão do poluente no solo

$D_d$  ... coeficiente de difusão do poluente na água

$T''$  ... fator tortuosidade

A Primeira Lei de Fick pode ser expressa, no caso de difusão molecular em solos, por:

$$J = -nD^*_d \frac{\partial c}{\partial z} \dots\dots\dots (3.15)$$

$z$  ... direção do fluxo

Outro fenômeno fundamental de transporte de massa é a dispersão mecânica. Embora não haja evidência de que ele também seja proporcional ao gradiente de concentrações, costuma-se agrupar este fenômeno ao da difusão, denominando-os conjuntamente de dispersão hidrodinâmica. O fluxo devido à dispersão hidrodinâmica é portanto:

$$J = -nD_{hl} \frac{\partial c}{\partial z} \dots\dots\dots (3.16)$$

onde:

$$D_{hl} = D^*_d + D \dots\dots\dots (3.17)$$

$D_{hl}$  ... coeficiente de dispersão hidrodinâmica

$D$ ... coeficiente de dispersão mecânica

$$D = \alpha u \dots\dots\dots (3.18)$$

$\alpha$  ... dispersividade dinâmica ou dispersividade (característica do meio poroso)

O coeficiente  $\alpha$  é uma característica do meio poroso, de dimensão [L]. Para alguns autores (Taylor, 1953 apud Bear, 1972; Scheidegger, 1957 apud Bear, 1972), a forma mais correta de expressar o coeficiente de dispersão mecânica é  $\alpha u^m$ , onde  $m$  é uma constante determinada empiricamente com valor entre 1 e 2. Estudos laboratoriais citados por Freeze & Cherry (1979) indicam que para finalidades práticas  $m$  pode ser considerado geralmente igual a 1 para materiais geológicos granulares.

Perkins & Johnston (1963 apud Barbosa, 1994) apresentaram a seguinte relação empírica, obtida experimentalmente em amostras homogêneas de solo:

$$\alpha = 1,75d \text{ (m)} \dots\dots\dots (3.19)$$

$d$  ... diâmetro médio dos grãos do solo (m)

A dispersividade, determinada por meio de ensaios de coluna, é o parâmetro mais elusivo do ponto de vista de medição. Valores obtidos em amostras indeformadas ou deformadas de materiais geológicos não consolidados invariavelmente fornecem resultados entre 0,01 e 2 cm. Klotz & Mozer (1974 apud Freeze & Cherry, 1979) observaram que valores de dispersividade longitudinal dependem da distribuição granulométrica, e são independentes da rugosidade e da angularidade dos grãos.

Acredita-se que os valores de dispersividade longitudinal e transversal determinados em laboratório subestimem os valores de campo. Ensaios de campo vêm sendo desenvolvidos, porém não há ainda consenso sobre qual seria mais adequado, além de que poucos têm sido executados e relatados na literatura (Freeze & Cherry, 1979).

A importância relativa dos fenômenos de difusão molecular e dispersão mecânica na dispersão hidrodinâmica pode ser visualizada por meio da curva da razão entre o coeficiente de dispersão hidrodinâmica e o coeficiente de difusão ( $D_{hl}/D^*_d$ ) em função do número de Peclet ( $Pe$ ), apresentada na Figura 3.8. O número de Peclet é um adimensional definido por:

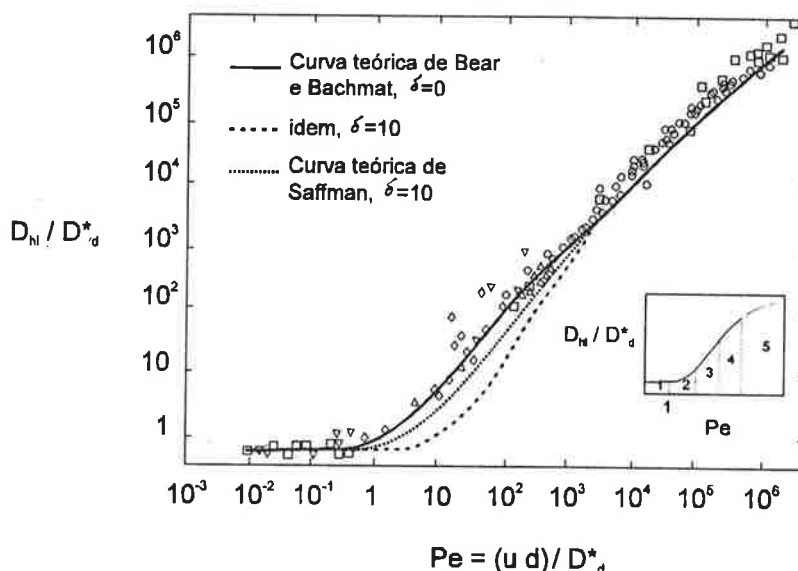
$$Pe = \frac{u d}{D^*_d} \dots\dots\dots (3.20)$$

Pe ... número de Peclet

u ... velocidade específica ou de fluxo

d ... comprimento característico do meio poroso, geralmente adotado como diâmetro médio das partículas

$D^*_d$  ... coeficiente de difusão do poluente no solo



**Figura 3.8** - Relação entre difusão molecular e dispersão mecânica (Pfannkuch, 1963 apud Bear, 1972)

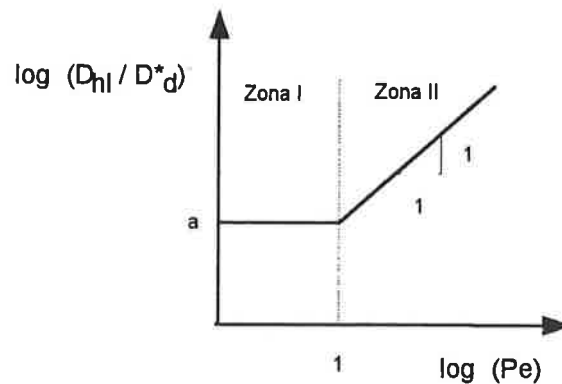
Pfannkuch (1963 apud Bear, 1972) coletou 175 pontos experimentais de 8 trabalhos de pesquisa envolvendo fluxo unidimensional em solos, desenvolvidos por diferentes autores. Os diâmetros médios dos materiais estudados variaram entre 0,01 e 0,686 cm; embora a forma exata da relação entre  $Pe$  e  $D_H/D^*_d$  dependa da natureza do meio poroso, os valores dos diversos ensaios correlacionaram satisfatoriamente. Dullien (1979), no entanto, obteve razões  $D_H/D^*_d$  para areias finas muito maiores do que as da correlação de Pfannkuch, atribuindo esse efeito a irregularidades microscópicas de empacotamento, tanto mais prováveis de ocorrerem quanto menores e mais irregulares as partículas.

Observa-se que na Zona 1 a difusão molecular claramente predomina, já que a velocidade média de fluxo é muito baixa, e a razão  $D_H/D^*_d$  é constante em função de  $Pe$ . Na Zona 2, a qual corresponde aproximadamente a  $Pe$  entre 0,4 e 0,5, os efeitos da dispersão mecânica e da difusão molecular são da mesma ordem de magnitude e se somam. Os dois mecanismos não são mais aditivos na Zona 3: o espalhamento é causado principalmente pela dispersão mecânica combinada com a difusão molecular transversal, a qual tende a reduzir o espalhamento longitudinal. A Zona 4 é região onde domina a

dispersão mecânica, e o efeito da difusão é desprezível; a curva assume a forma de uma linha reta a 45°. com a horizontal. Na Zona 5 também há dispersão mecânica pura, mas acima do limite de validade da lei de Darcy, de modo que os efeitos de inércia e turbulência não podem ser desprezados.

Em fluxo não saturado, as dispersividades longitudinal e transversal, assim com outras características do meio poroso, são funções do teor de umidade. É necessário ainda verificar se em um meio isotrópico há isotropia da tortuosidade para diferentes graus de saturação.

Ribeiro & Ehrlich (1994) sugerem uma simplificação na apresentação da curva  $D_{hl}/D_d^*$  em função de Pe para facilitar a modelagem matemática, por meio da definição de outro valor para d. Considerando que a transição mais acentuada do comportamento da dispersão hidrodinâmica ocorre para números de Peclet próximos da unidade, os autores adotam d como o valor que, multiplicado pela velocidade associada ao momento da transição, fornece um resultado igual ao coeficiente de difusão molecular, ou seja, d é valor que iguala Pe a 1. A representação gráfica do modelo de comportamento dual da dispersão em meios porosos está apresentada na Figura 3.9:



**Figura 3.9** - Representação gráfica do modelo de comportamento dual da dispersão (Ribeiro & Ehrlich, 1994)

A região onde Pe é menor ou igual a 1 é representada pela expressão (3.21), e a expressão (3.22) corresponde à zona em que Pe é maior do que 1.

$$D_{hl} = a D_d^* \dots\dots\dots (3.21)$$

$$D_{hl} = a d u \dots\dots\dots (3.22)$$



Outros fenômenos a serem considerados no transporte de poluentes em meios porosos são as reações químicas. As reações mais estudadas até o momento são a adsorção e desadsorção de íons na superfície das partículas de argila. A adsorção é descrita pelo grau de adsorção,  $S$ , definido como a massa de contaminante retirada da solução por unidade de massa de solo. A mudança de massa de soluto por unidade de volume no domínio devido à adsorção pode ser expressa por:

$$\frac{\partial(nc)}{\partial t} = -\rho \frac{\partial S}{\partial t} = \Phi \dots\dots\dots (3.23)$$

O grau de adsorção  $S$  é normalmente uma função da concentração da solução. A velocidade de adsorção,  $\partial S/\partial t$ , pode ser expressa por:

$$\frac{\partial S}{\partial t} = \frac{\partial S}{\partial c} \frac{\partial c}{\partial t} \dots\dots\dots (3.24)$$

$\partial S/\partial c$  ... divisão do soluto entre as fases líquida e sólida

Para determinar a divisão entre a divisão do soluto entre as fases líquida e sólida, existem as seguintes alternativas: uso de modelos computacionais baseados fundamentalmente em constantes ou coeficientes determinados termodinamicamente para sistemas em equilíbrio; ensaios de laboratório nos quais o contaminante em solução reage sob condições controladas com amostras de solo; ensaios de campo em que há passagem de soluções de contaminantes através de um pequeno segmento do sistema de água subterrânea; e estudo de locais em que ocorreu contaminação.

A divisão do soluto entre as fases líquida e sólida em um meio poroso determinada em ensaios de laboratório é normalmente apresentada por uma isoterma de adsorção, isto é, pela representação gráfica da massa de soluto adsorvida por unidade de sólidos em função da concentração de soluto na solução após ocorrer o equilíbrio de reação, conforme apresentado no item 3.2.5.1. O modelo mais correntemente utilizado, dada sua simplicidade, é o de equilíbrio isotérmico linear, baseado na hipótese de adsorção proporcional à concentração de íons disponíveis. A isoterma linear é expressa por:

$$S = K_d C \dots\dots\dots (3.9)$$

$K_d$  ... coeficiente de distribuição

Conseqüentemente:

$$\frac{\partial S}{\partial c} = \frac{dS}{dc} = K_d \dots\dots\dots (3.25)$$

$K_d$  é uma representação válida da divisão de soluto entre líquido e sólidos apenas se as reações que causam a divisão forem rápidas e reversíveis, e apenas se a isoterma for linear. Felizmente, muitos contaminantes de interesse no estudo de água subterrânea atendem a esses requisitos.

A transferência de massa de soluto entre fases por adsorção, relativamente ao movimento da água, é expressa por:

$$\frac{u}{u_c} = 1 + \frac{\rho}{n} K_d \dots\dots\dots (3.26)$$

$u_c$  ... velocidade do ponto onde  $c/c_0=0,5$  no perfil de concentrações

Essa expressão é denominada equação de retardamento;  $(1 + \rho/n K_d)$ , fator de retardamento, e  $u/u_c$ , velocidade relativa. Segundo Ritter (1994),  $K_d$  varia normalmente de valores próximos a zero até  $10^3$  ml/g ou maiores; se for nulo, a zona ocupada por contaminante não é afetada por reações químicas; para  $K_d$  igual a 1 ml/g, o ponto de concentração média estará retardado por um fator entre 5 e 11 em relação ao movimento da água; para  $K_d$  maior do que 10, o soluto é essencialmente imóvel.

Quando uma pluma de contaminantes avança ao longo das linhas de fluxo do lençol subterrâneo, a frente é retardada como resultado da transferência de parte da massa de soluto para a fase sólida, conforme indicado na equação (3.26). Se a alimentação for descontinuada, os poluentes serão transferidos de volta à fase líquida à medida que água com concentrações mais baixas flui através da área previamente contaminada. Se as reações forem totalmente reversíveis, toda evidência de contaminação será eventualmente removida do sistema quando ocorrer a completa desadsorção. Freeze & Cherry (1979) lembram que os contaminantes não podem ser permanentemente isolados na zona subsuperficial, por mais que o retardamento seja forte; em algumas situações, no entanto, quando transferidos para a fase sólida do material poroso por adsorção ou precipitação, podem ser considerados fixos para a escala de tempo de interesse.

Algumas substâncias, por outro lado, não reagem suficientemente rápido com o meio poroso para se aceitar a hipótese de que as reações sejam imediatas. Como é muito difícil obter informações sobre velocidades de reação entre solutos e meio poroso, utiliza-se por simplicidade a equação de retardamento, o que pode levar a erros consideráveis nas previsões sobre migração de contaminantes em sistemas onde fatores cinéticos são importantes.

Acima da franja capilar, onde normalmente existe uma fase contínua gasosa em parte dos vazios, reações podem ocasionar transferência de parte da massa do contaminante da fase da solução para a fase gasosa.

Levando-se em conta todos os fenômenos citados, aplica-se a Lei de Conservação da Massa para o domínio estudado. Um certo tempo será necessário para que o domínio seja totalmente percorrido por partículas ou íons do poluente. A quantidade de íons por volume unitário varia, portanto, com o tempo e com o espaço. A diferença entre o fluxo de soluto que entra no domínio e o fluxo de soluto que sai do domínio deve ser igual à variação de concentração do soluto no intervalo de tempo considerado, ou seja:

$$\frac{\partial(nc)}{\partial t} = -\frac{\partial J}{\partial z} \dots\dots\dots (3.27)$$

Para o fluxo por advecção, lembrando-se que  $n$  e  $u$  são constantes em um meio homogêneo:

$$\frac{\partial J}{\partial z} = -nu \frac{\partial c}{\partial z} \dots\dots\dots (3.28)$$

Para o fluxo por dispersão hidrodinâmica, lembrando-se que  $n$  é constante para um meio homogêneo:

$$\frac{\partial J}{\partial z} = nD_{hl} \frac{\partial^2 c}{\partial z^2} \dots\dots\dots (3.29)$$

A equação (3.29) também é conhecida como a Segunda Lei de Fick.

Considerando as duas parcelas, advecção e dispersão hidrodinâmica, e também as reações químicas, tem-se a equação da advecção-dispersão. O transporte de poluentes

inertes dissolvidos na água em um solo homogêneo isotrópico saturado em fluxo unidimensional pode ser descrito por:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D_{hl} \frac{\partial^2 c}{\partial z^2} - u \frac{\partial c}{\partial z} \pm \Phi \quad (3.30)$$

A equação (3.30) indica que taxa de acumulação de massa de poluente por unidade de volume do meio poroso é igual à taxa líquida de influxo de massa de poluente por unidade de volume do meio poroso (difusão + dispersão + advecção) mais a taxa líquida de produção (ou retirada) de massa de poluente por unidade de volume do meio poroso.

A parcela  $[u \partial c / \partial z]$  corresponde ao transporte de poluentes por fluxo advectivo. A parcela  $[D_{hl} \partial^2 c / \partial z^2]$  expressa o fluxo por dispersão hidrodinâmica, ou seja, devido à difusão molecular e à dispersão mecânica conjuntamente. A parcela  $[\pm \Phi]$  refere-se às reações químicas, ou fontes e sorvedouros.

Considerando-se apenas as reações químicas devidas à adsorção, a equação (3.30) se transforma em:

$$\left(1 + \frac{\rho K_d}{n}\right) \frac{\partial c}{\partial t} = D_{hl} \frac{\partial^2 c}{\partial z^2} - u \frac{\partial c}{\partial z} \quad (3.31)$$

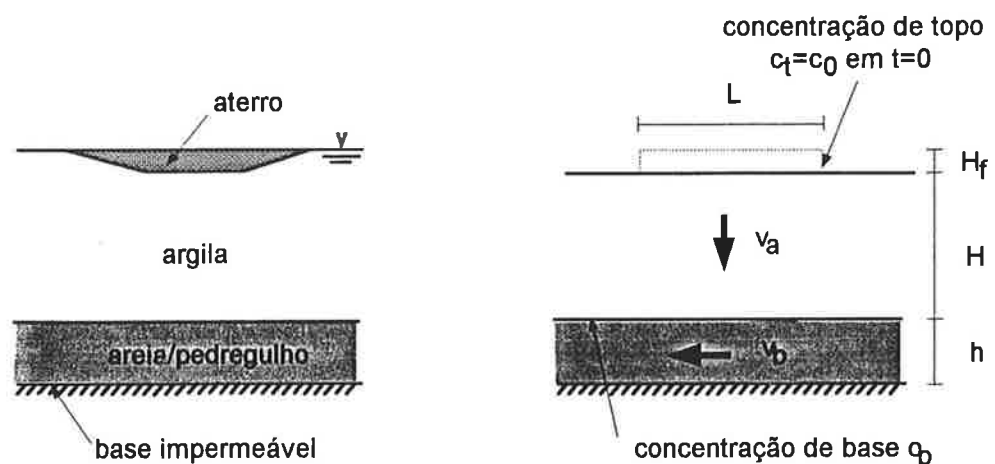
Já existem portanto modelos teóricos desenvolvidos para a previsão do transporte de poluentes através do subsolo. A equação (3.31), apesar de bastante restritiva, pode ser utilizada satisfatoriamente para muitos casos reais onde o fluxo é predominantemente unidimensional, o solo saturado e os poluentes não reativos. Para a determinação dos parâmetros de interesse ( $D_{hl}$  e  $S$ ), já existem diversos ensaios de laboratório consagrados internacionalmente, alguns dos quais estão apresentados em 3.4 e no Anexo C, e programas disponíveis no mercado desenvolvidos por diversos centros de pesquisa para interpretação dos resultados, como o programa POLLUTE (Rowe & Booker, 1985a).

No Apêndice A, é feita uma comparação entre a lei de Darcy e a primeira lei de Fick, e entre a equação de adensamento de Terzaghi e a segunda lei de Fick. No Apêndice B, estão apresentadas formas diferentes da equação (3.31), segundo diversos autores.

O modelo físico e equacionamento do transporte de massa em meios porosos baseia-se na hipótese de fluxo por meio saturado, a qual não reflete a condição inicial de camadas de solo compactado, e principalmente, das condições in situ dos solos lateríticos e

saprolíticos que cobrem extensas regiões do Brasil. Mesmo assim, a formulação descrita tem grande utilidade para uma primeira aproximação com o problema de transportes de poluentes em solos.

Rowe & Booker (1985a) apresentam um exemplo de aplicação da equação (3.31), o qual permite uma visualização da influência de cada parcela por meio de análise paramétrica. O modelo utilizado é bastante simples: um aterro construído sobre uma camada homogênea de argila sobrejacente a um estrato mais permeável, no qual ocorre fluxo horizontal de água subterrânea, conforme mostrado na Figura 3.10.



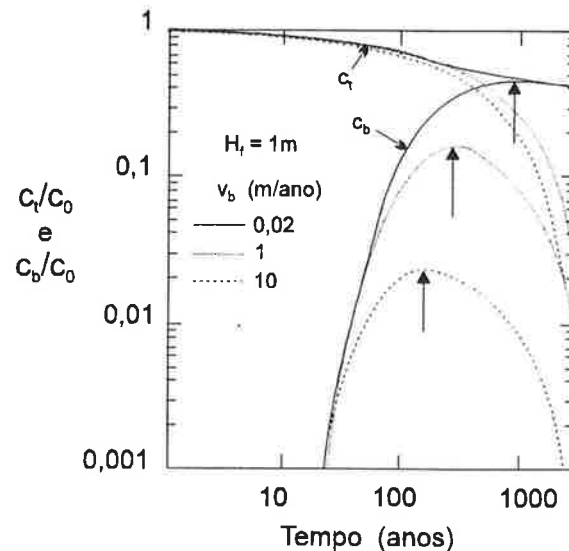
**Figura 3.10** - Modelo de transporte de poluentes em fluxo unidimensional (Rowe & Booker, 1985a)

Como os aterros têm espessura finita e vida ativa limitada, a concentração de um determinado contaminante no percolado varia com o tempo, atingindo um valor máximo depois de certo tempo decorrido após a construção. Segundo os autores, o intervalo entre o início da construção e esse instante é pequeno comparado à escala de tempo relativa à migração do poluente pela argila. Substitui-se o problema real por uma descarga instantânea de solução do poluente com concentração  $c_0$ , igual à máxima concentração esperada do poluente no percolado, no tempo  $t_0=0$ , à semelhança da solução da equação do adensamento de Terzaghi, onde considera-se a sobrecarga devida à construção de um aterro aplicada instantaneamente sobre a superfície do terreno.

Um parâmetro utilizado no modelo é a altura equivalente de percolado,  $H_f$ , igual ao volume de percolado dividido pela área da projeção horizontal do aterro. Adota-se um valor médio constante, porque as variações sazonais são muito rápidas relativamente à escala de tempo do problema. Os autores consideram a hipótese de concentração

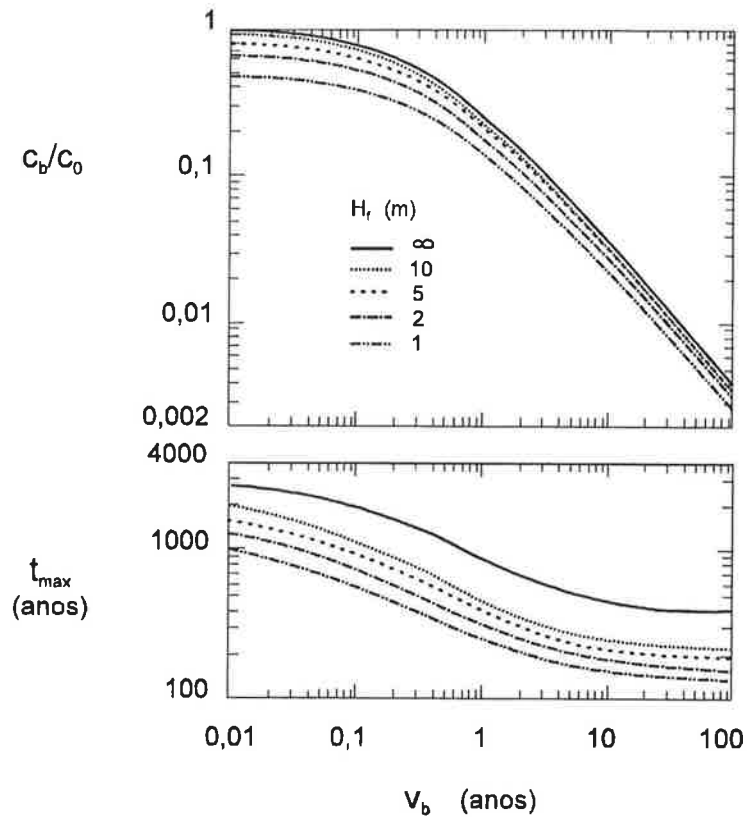
superficial constante não realista e muito a favor da segurança, equivalente a  $H_f$  tendendo a infinito. Outras hipóteses adotadas são: a concentração do soluto no aquífero,  $c_b$ , não varia com a posição, apenas com o tempo; e o transporte de soluto no estrato permeável é só advectivo, inteiramente devido à velocidade de base,  $v_b$ .

A Figura 3.11 mostra o efeito da velocidade de base  $v_b$  nas concentrações de soluto no topo e na base da camada de argila, respectivamente,  $c_t$  e  $c_b$ . Foram adotados valores de altura equivalente de percolado igual a 1 m, espessura da camada de argila igual a 2 m, e velocidade de advecção e adsorção nulas na camada de argila ( $v_a=0$  e  $\rho K_d=0$ ). Observa-se que para uma massa finita de contaminante descarregada sobre a superfície da camada de argila e para velocidade de base no aquífero diferente de zero, a concentração na superfície diminui continuamente em função do até zero, e a concentração na base cresce até determinado valor máximo ( $c_{bmax}$ ), decrescendo posteriormente até zero. O projeto de revestimentos impermeabilizantes deve se basear no valor de concentração máxima esperada de contaminante na água subterrânea ( $c_{bmax}$ ): o objetivo é garantir que ele não atinja valores limites estipulados por órgãos de proteção ambiental.



**Figura 3.11** - Concentrações no topo e na base da camada de argila em função do tempo, para algumas velocidades de base (Rowe & Booker, 1985a)

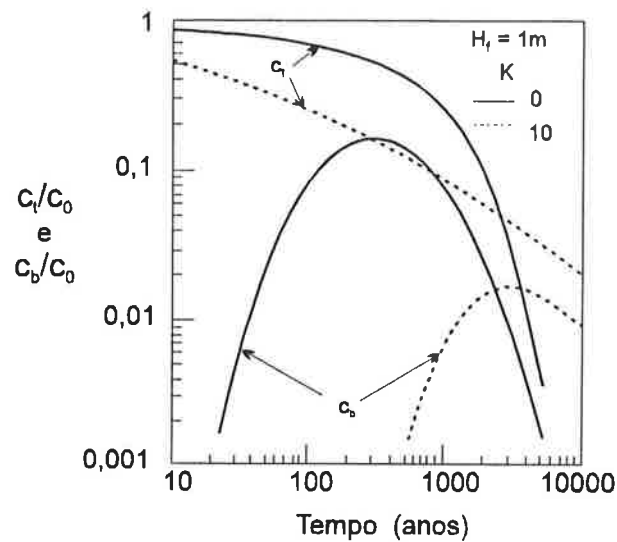
A concentração máxima de base e o tempo para atingi-la ( $t_{max}$ ) dependem da velocidade de base, conforme mostrado na Figura 3.12. Quanto maior a velocidade de base, maior a diluição do contaminante, ou seja, menor a concentração máxima de base e menor o tempo para atingi-la; para velocidades de base muito elevadas ( $v_b$  maior que 10 m/ano),  $c_{bmax}$  varia inversamente com  $v_b$ , e  $t_{max}$  independe de  $v_b$ .



**Figura 3.12** - Concentração máxima de base e tempo para atingi-la, em função da velocidade de base (Rowe & Booker, 1985a)

A Figura 3.13 mostra o efeito das reações geoquímicas. Como os valores típicos de  $\rho K_d$  se encontram entre 0 e 100, os autores adotaram o valor intermediário de 10. Observa-se que uma capacidade de adsorção mediana causa uma diminuição de uma ordem de magnitude em  $c_{b\max}$ , e um aumento de uma ordem de magnitude em  $t_{\max}$ . Comparando-se as Figuras 3.12 e 3.13, nota-se que a ocorrência de reações geoquímicas torna mais significativo o efeito da altura equivalente de percolado na concentração máxima de base: para  $H_f$  variando entre 1 m e infinito,  $c_{b\max}$  varia de um fator de 2,2 para  $\rho K_d=0$ , e de 22 para  $\rho K_d=10$ .

A espessura da camada tem grande influência em  $c_{b\max}$ . A Tabela 3.1 apresenta alguns valores relativos à somatória dos efeitos de espessura da camada, efeito geoquímico e velocidade de base do aquífero. Pode-se observar que um aumento na espessura da camada de 0,5 m para 5,0 m acarreta uma redução de 83% a 99% na concentração máxima de base. Somados o efeito geoquímico ( $\rho K_d=10$ ) e maior velocidade no aquífero ( $v_b=10$  m/ano),  $c_{b\max}$  passa a ser 0,1% do valor original.



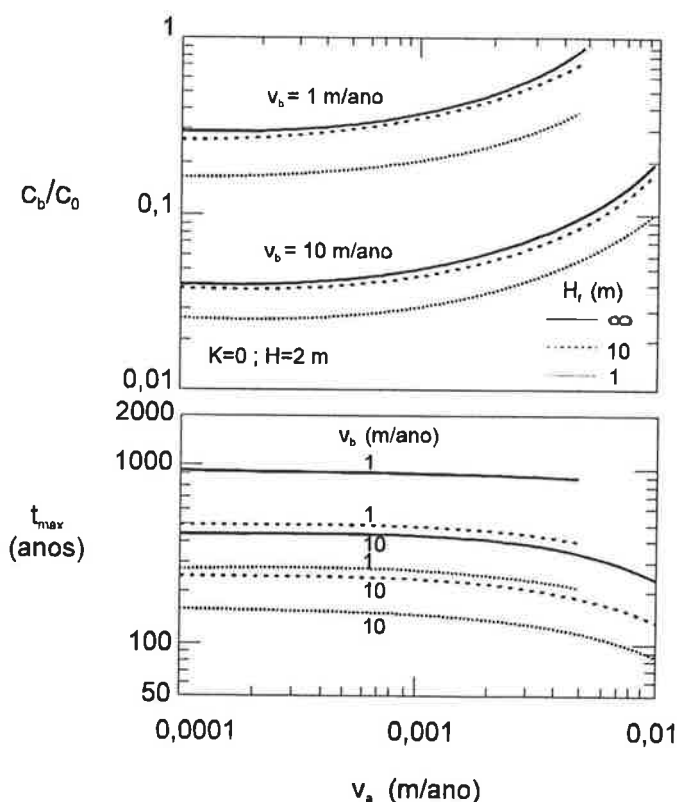
**Figura 3.13** - Efeito das reações geoquímicas (Rowe & Booker, 1985a)

**Tabela 3.1** - Efeito conjunto da espessura da camada, da adsorção e da velocidade de base do aquífero

Efeito geoquímico	Velocidade do aquífero	Espessura da camada	Concentração máxima na base $c_{b\max}/c_0$
$\rho K=0$	$v_b=1$ m/ano	H=0,5 m	0,4
		H=5,0 m	0,0045
	$v_b=10$ m/ano	H=0,5 m	0,1
		H=5,0 m	0,007
$\rho K=10$	$v_b=1$ m/ano	H=0,5 m	0,1
		H=5,0 m	0,004
	$v_b=10$ m/ano	H=0,5 m	0,03
		H=5,0 m	0,0005

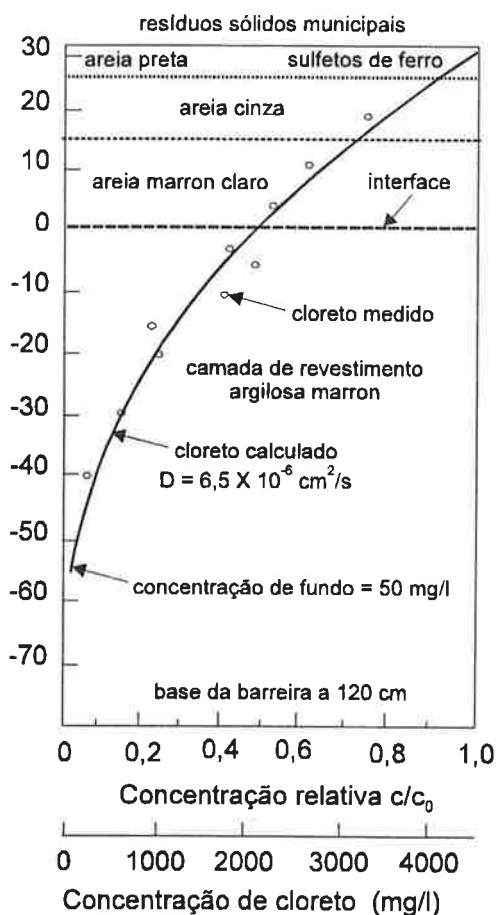
A velocidade de advecção é função da permeabilidade da camada de argila e da diferença entre as cargas hidráulicas totais do aterro e do aquífero; pode ser ascendente ou descendente, em função do sentido do gradiente de carga hidráulica. A Figura 3.14 mostra que, no problema proposto, o efeito da velocidade de advecção pode ser desprezado para valores menores que 0,0004 m/ano; para valores até 0,001 m/ano, a advecção aumenta  $c_{b\max}$  em até 33%, embora  $t_{\max}$  permaneça praticamente constante; valores da ordem de 0,01 m/ano tornam  $c_{b\max}$  5 vezes maior, enquanto  $t_{\max}$  é menos afetado, variando na ordem de 2.





**Figura 3.14** - Influência da velocidade de advecção (Rowe & Booker, 1985a)

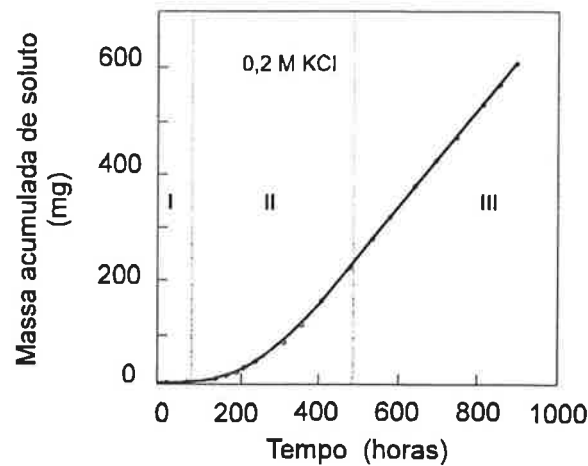
Segundo Rowe & Booker (1985a), portanto, a velocidade de advecção pode ser desprezada para coeficientes de permeabilidade e gradientes hidráulicos muito baixos. Porém, como alerta Daniel (1984), a permeabilidade de campo pode ser muito superior à prevista em laboratório. Como discutido em 2.3.3, a previsão e o controle do coeficiente de permeabilidade de campo são tarefas complexas e não totalmente consensuais no meio técnico; o ponto crítico está acima de tudo na qualidade da construção do revestimento impermeabilizante. Quigley (1994) mostra um caso real, no entanto, em que a previsão do transporte de poluentes com a simplificação de advecção nula foi totalmente confirmada por ensaios realizados posteriormente no local. A Figura 3.15 mostra como exemplo os valores medidos e calculados de concentração de cloreto em Keele Valley, onde as distribuições de concentrações teóricas e medidas apresentam excelente concordância.



**Figura 3.15** - Concentrações teóricas e medidas de cloreto em Keele Valley (Quigley, 1994)

O autor defende que a difusão é frequentemente o mecanismo mais importante de migração de poluentes em locais bem projetados, com baixa permeabilidade (menor ou igual a  $10^{-10}$  m/s) e fluxo advectivo desprezível.

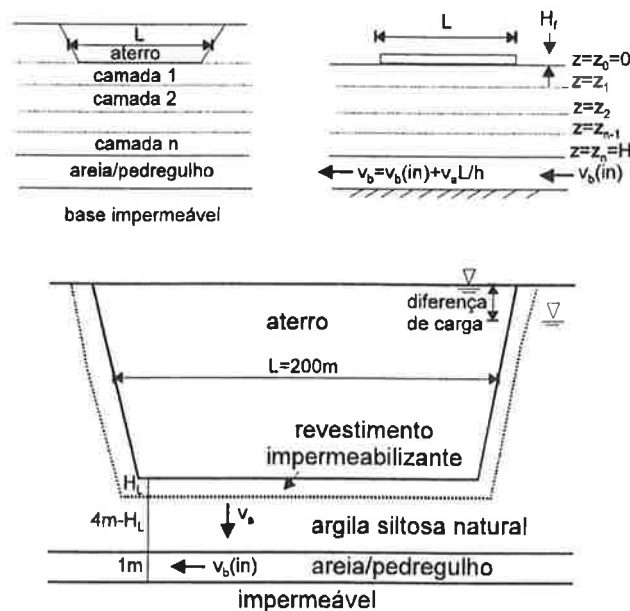
Embora os mecanismos de transporte ocorram simultaneamente. Jessberger & Onnich (1994) propõem uma maneira de separar as contribuições individuais da difusão e da adsorção, desde que não haja advecção. Os autores apresentam um modelo de transporte de poluentes composto de três fases distintas, conforme apresentado na Figura 3.16.



**Figura 3.16** - Fases de um ensaio de transporte de poluentes sem advecção (Jessberger & Onnich, 1994)

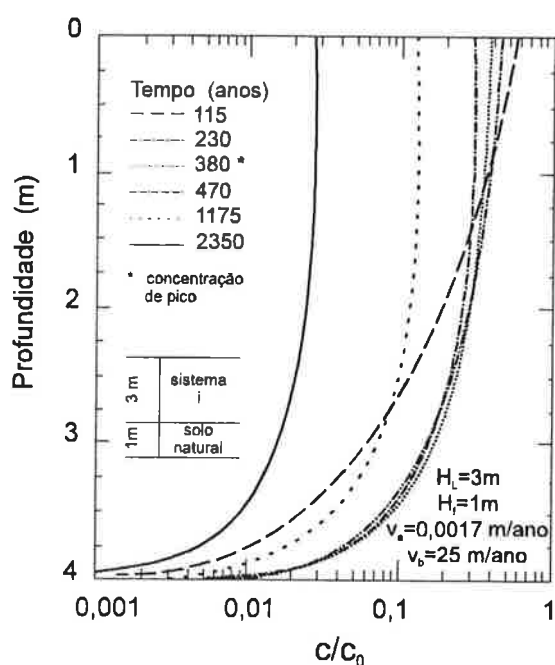
Na fase I não há emissão de poluente para fora do corpo-de-prova: os íons devem estar sendo retardados pela adsorção. Na fase II, há um regime transiente: a capacidade de adsorção do solo não foi exaurida, mas uma quantidade crescente de poluente é emitida para fora da amostra. Na fase III, de regime estacionário, a capacidade de adsorção do solo foi esgotada, e o poluente migra sem retardamento por difusão.

Rowe & Booker (1984) estenderam posteriormente o estudo paramétrico de transporte unidimensional de poluentes para solo não homogêneo, analisando uma camada de argila compactada sobre depósito siltoso natural, conforme apresentado na Figura 3.17.



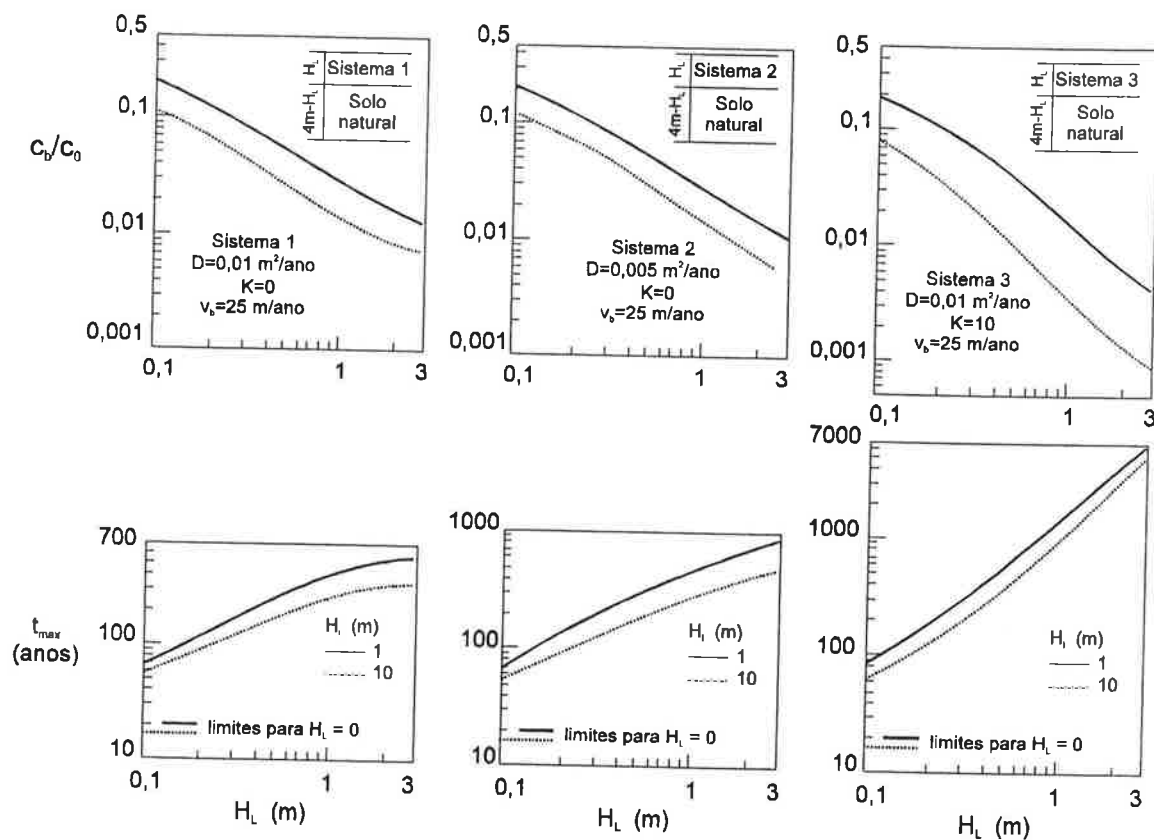
**Figura 3.17** - Modelo de transporte de poluentes em fluxo unidimensional em subsolo não homogêneo (Rowe & Booker, 1984)

O fluxo total depende da diferença da carga hidráulica total no topo e na base do sistema e das permeabilidades das várias camadas. A velocidade de advecção foi calculada para condições de fluxo unidimensional, considerando continuidade do fluxo, e que a soma das perdas de carga em cada camada é igual à diferença das cargas no topo e na base do sistema completo. A Figura 3.18 mostra os perfis de concentração ao longo do tempo para espessura da camada de revestimento igual a 3 m, espessura da camada de solo natural igual a 1 m, velocidade do aquífero igual a 25 m/ano, e altura equivalente de fluido igual a 1 m.



**Figura 3.18** - Perfis de concentração para um sistema de duas camadas (Rowe & Booker, 1984)

Dada a alta velocidade de advecção, o ponto de concentração máxima segue a frente de percolação à medida em que ela avança através do depósito; a difusão será ascendente em direção ao aterro em posições acima do ponto de máxima concentração. A concentração da base atinge valor máximo em  $t_{\max}$ , decrescendo posteriormente. A Figura 3.19 apresenta a variação na concentração máxima de base ( $c_{b\max}$ ) e no tempo para atingi-la ( $t_{\max}$ ) em função da espessura do revestimento impermeabilizante, para três sistemas de duas camadas.

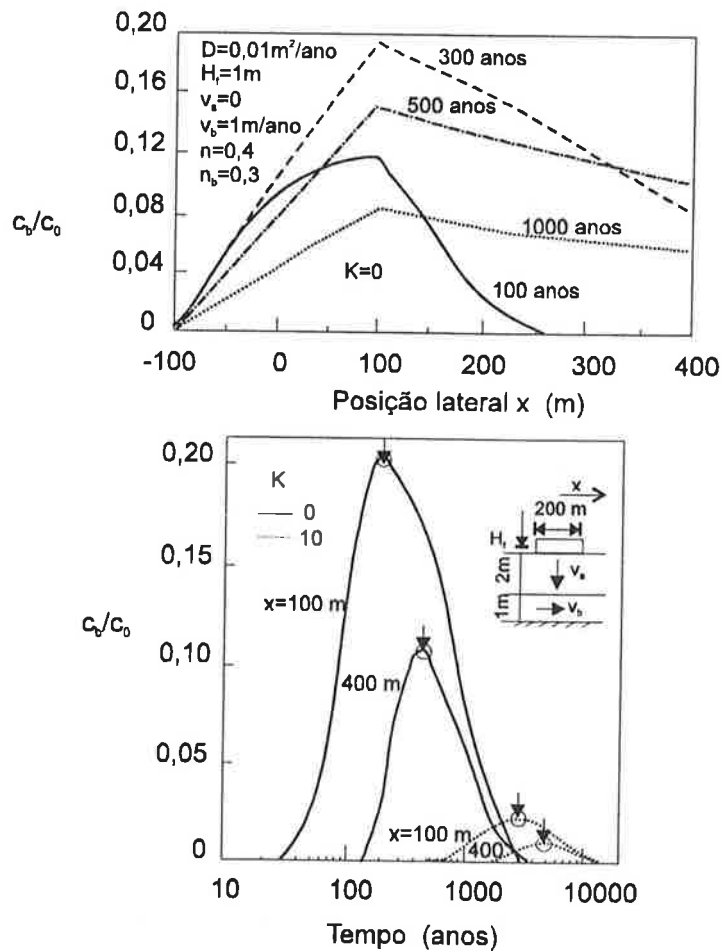


**Figura 3.19** - Concentração máxima de base e tempo para atingi-la, em função da espessura do revestimento (Rowe & Booker, 1984)

Os resultados mostram que a velocidade de advecção decresce à medida que a espessura do revestimento é aumentada, acarretando diminuição de  $c_{bmax}$  e aumento de  $t_{max}$ . Comparando-se os sistemas 1 e 2, observa-se que um aumento de duas vezes no coeficiente de dispersão hidrodinâmica não ocasiona mudanças significativas nos valores obtidos, mesmo para revestimentos espessos. Para velocidades de advecção maiores do que 0,003 m/ano, a advecção é o mecanismo predominante no transporte de poluentes, e o coeficiente de dispersão tem pouco efeito na concentração do contaminante. Para velocidades de advecção baixas, a difusão passa a ser o mecanismo dominante, e  $c_{bmax}$  é inversamente proporcional ao coeficiente de dispersão.

Comparando-se os sistemas 1 e 3, conclui-se que a utilização de uma argila de capacidade de adsorção moderada no revestimento garante concentrações máximas de base significativamente menores do que as resultantes do emprego de argilas sem capacidade de adsorção. A redução de  $c_{bmax}$  devida à adsorção é tanto mais importante quanto menor a altura equivalente de fluido  $H_L$ .

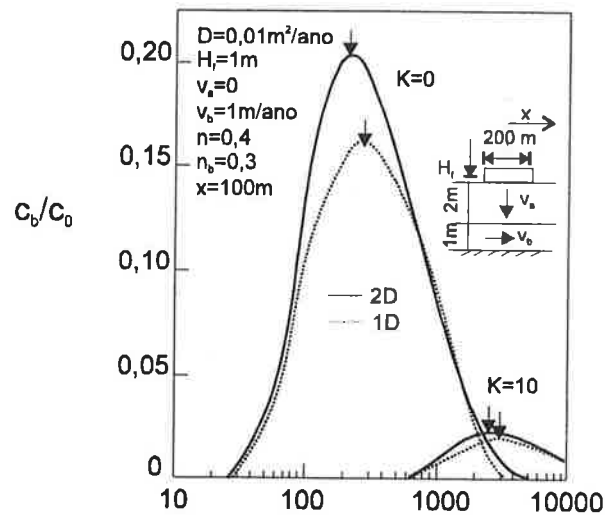
A hipótese de fluxo unidimensional é válida quando a largura do aterro é grande comparada à espessura da camada de argila, e o transporte é predominantemente vertical. Porém, se as dimensões em planta do aterro forem da mesma ordem de grandeza da espessura da camada de argila, pode ocorrer também transporte na direção horizontal. Rowe & Booker (1985b) analisaram fluxo bidimensional em subsolo homogêneo, utilizando o modelo apresentado na Figura 3.10, para verificar a validade da simplificação de unidimensionalidade. A concentração de contaminantes no aterro foi considerada espacialmente homogênea, variando apenas com o tempo, e a velocidade do aquífero foi adotada uniforme e horizontal. A Figura 3.20 mostra a variação da concentração na base em função da posição e do tempo, para largura do aterro igual a 200 m, altura equivalente de percolado igual a 1 m, espessura da camada de argila igual a 2 m, velocidade de advecção nula na camada de argila, velocidade de base igual a 1m/ano, coeficiente de dispersão hidrodinâmica da argila igual a 0,01 m<sup>2</sup>/ano, porosidade da camada de argila igual a 0,4 e porosidade da camada de areia igual a 0,3.



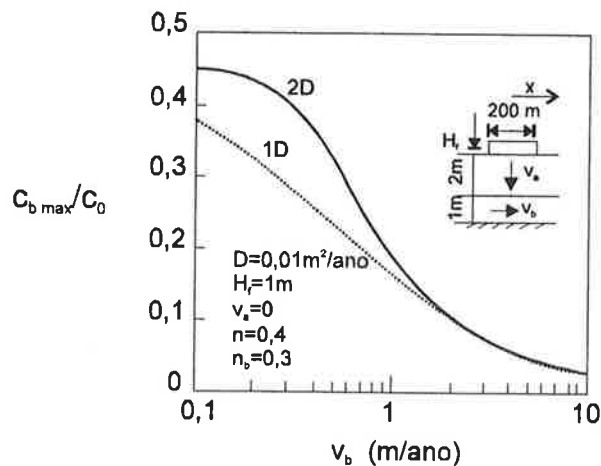
**Figura 3.20** - Variação da concentração na base em função da posição e do tempo (Rowe & Booker, 1985b)

A análise bidimensional permite estimar o transporte de contaminante na zona circundante ao aterro; verifica-se também que a concentração máxima em qualquer ponto fora dos limites do aterro nunca atinge o valor máximo da borda do aterro.

As Figuras 3.21 e 3.22 apresentam comparações entre as soluções pelas análises unidimensional e bidimensional em termos da variação da concentração de base em função do tempo e da velocidade de base, respectivamente.



**Figura 3.21** - Variação da concentração na base em função do tempo (Rowe & Booker, 1985b)



**Figura 3.22** - Variação da concentração máxima na base em função da velocidade de base (Rowe & Booker, 1985b)

Observa-se que a análise unidimensional fornece uma indicação razoável de  $c_{b,max}$  e  $t_{max}$ ; as discrepâncias são maiores para a condição de não adsorção, onde a análise unidimensional subestima  $c_{b,max}$  em 20% e superestima  $t_{max}$  em 25%. A Figura 3.21

confirma que a análise unidimensional subestima  $c_{bmax}$  consistentemente; o erro máximo, no entanto, é da ordem de 30%. Os autores concluem que a análise unidimensional fornece uma estimativa preliminar adequada do transporte de contaminantes quando a camada entre o aterro e o aquífero é pouco espessa.

### 3.4 Ensaios de Laboratório

Os parâmetros relevantes da equação (3.31) de transporte unidimensional de poluentes em solos, quais sejam, coeficiente de dispersão hidrodinâmica ou coeficiente de difusão e coeficiente de distribuição relativo à adsorção, podem ser determinados por meio de ensaios de laboratório. Alguns ensaios descritos na bibliografia especializada estão relacionados no Apêndice C. Dentre esses, foram escolhidos para o presente trabalho o ensaio de coluna e o ensaio de difusão de Barone et al. (1989), por já estarem consagrados por anos de experiência, e pela aparente facilidade em construí-los com base em artigos técnicos. O ensaio de adsorção em lote (EPA, 1992) foi realizado em caráter complementar, por ser muito divulgado internacionalmente, embora não totalmente adequado para pesquisa de adsorção em revestimentos impermeabilizantes argilosos.

Em pesquisas de transporte de poluentes em solos, além de ensaios para determinação de parâmetros, são normalmente realizados ensaios de permeabilidade e de compatibilidade.

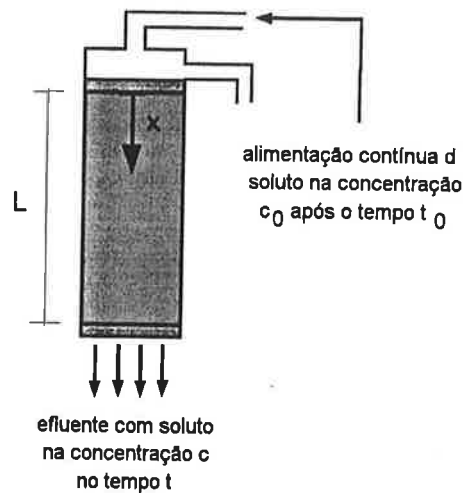
Cabe observar que os equipamentos de laboratório para ensaios com poluentes devem ser constituídos de materiais que adsorvam quantidades desprezíveis de soluto e que sejam quimicamente inertes (Crittenden et al., 1986; EPA, 1992; Barone et al., 1989; Stockmeyer, 1993; Barbosa, 1994). A EPA (1992) lista alguns materiais normalmente disponíveis para recipientes em ordem decrescente de inércia com respeito à adsorção de solutos hidrofóbicos: Corex, Pyrex, outros vidros, aço inoxidável, Teflon e plástico.

É importante lembrar que na análise de percolados compostos por vários solutos, os parâmetros determinados para cada soluto testado isoladamente podem não representar adequadamente o efeito combinado dos contaminantes (Barone et al., 1989).



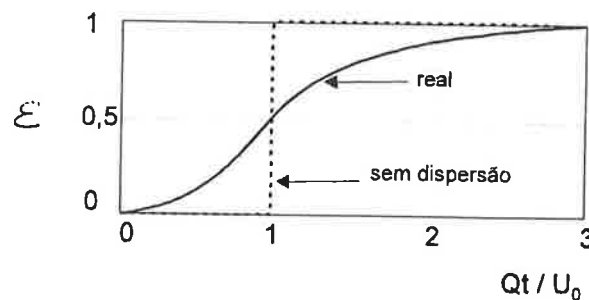
### 3.4.1 Ensaio de coluna ou de dispersão

Uma coluna cilíndrica é preenchida com solo e saturada com água. Estabelece-se um regime de fluxo permanente de água através da coluna. Em um certo instante  $t=0$ , um soluto não reativo com concentração  $c_0$  é introduzido na extremidade de montante da coluna. A solução começa a desalojar a coluna de água original. Mede-se a concentração de saída  $c=c(t)$  no final da coluna em diversos intervalos de tempo. Um esquema ilustrativo da montagem do ensaio de coluna está apresentado na Figura 3.23.



**Figura 3.23** - Ensaio de coluna (modificado de Freeze & Cherry, 1979)

A representação gráfica da concentração de saída  $c$  ou da relação  $c/c_0$  em função do tempo  $t$  ou do volume de efluente  $U$  é chamada de curva de saturação do poluente ("breakthrough curve"). Dois modos de representar a curva de saturação estão apresentados nas Figuras 3.24 e 3.25. A concentração inicial do soluto na água é considerada igual a  $c_i$  na Figura 3.24, e nula na Figura 3.25.



**Figura 3.24** - Curva de saturação do poluente em função do volume de efluente (Bear, 1979)

$$\varepsilon(U) = \frac{c(t) - c_i}{c_0 - c_i} \dots \dots \dots (3.32)$$

$c_i$  ... concentração original do soluto na água

$c_0$  ... concentração do soluto na solução de alimentação

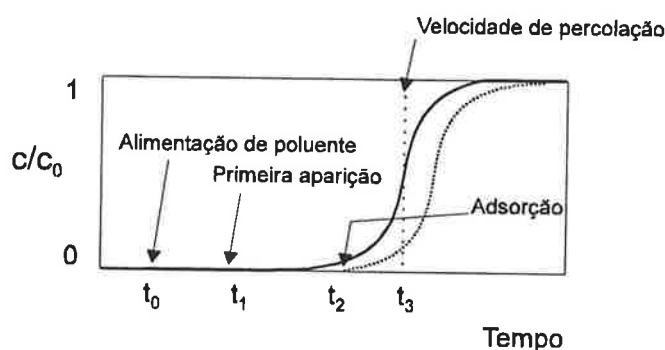
$c(t)$  ... concentração do soluto no efluente no tempo  $t$ , após o escoamento do volume  $U$

$Q$  ... vazão constante

$U_0$  ... volume de vazios da coluna

$U$  ... volume de efluente

$t$  ... tempo



**Figura 3.25** - Curva de saturação do poluente em função do tempo (Freeze & Cherry, 1979)

Se o transporte fosse apenas advectivo, a frente de soluto passaria pela coluna no tempo  $t_3$  relativo à velocidade  $u$ , e a curva de saturação seria uma função degrau. A dispersão hidrodinâmica faz com que soluto apareça na saída em um tempo  $t_1$  menor que  $t_2$ . Por outro lado, havendo adsorção do soluto pelo solo, a curva será retardada e o soluto atingirá a base da coluna no tempo  $t_2$ .

O ensaio de coluna é tradicionalmente utilizado para a determinação da capacidade de adsorção do carvão ativado, dentro do processo de purificação da água de abastecimento por adsorção de contaminantes indesejados em adsorventes sólidos. Na Geotecnia Ambiental, associado a outros ensaios, permite estimar a capacidade de adsorção e coeficiente de dispersão hidrodinâmica longitudinal do solo.

O procedimento e a interpretação do ensaio são mais simples quando o solo é granular. Pode-se desprezar o fator de retardamento relativo à adsorção; além disso, há maior facilidade em atingir um grau de saturação elevado; Scaperdas (1994) recomenda

saturação de no mínimo 90% para que a hipótese de solo saturado seja utilizada sem erro considerável.

Outra simplificação usual é empregar solução de cloreto de sódio; o sal, além de não reativo, apresenta relação bem definida entre concentração e condutividade elétrica. Pode-se determinar a concentração de soluto ao longo da coluna, por meio de transdutores posicionados dentro do solo e previamente calibrados para fornecer a concentração do fluido intersticial pela medida da resistividade. Para calcular  $D_{hl}$ , utiliza-se a curva  $c/c_0$  em função do tempo do transdutor implantado no meio da amostra.

As condições de contorno do ensaio são:

$$c(z,0) = 0 \text{ para } z \geq 0$$

$$c(0,t) = c_0 \text{ para } t \geq 0$$

$$c(\infty,t) = 0 \text{ para } t \geq 0$$

A solução da equação de advecção-dispersão para as condições de contorno acima é:

$$\frac{c}{c_0} = \frac{1}{2} \left[ \operatorname{erfc} \left( \frac{z-ut}{2\sqrt{D_{hl}t}} \right) + \exp \left( \frac{uz}{D_{hl}} \right) \operatorname{erfc} \left( \frac{z+ut}{2\sqrt{D_{hl}t}} \right) \right] \dots\dots\dots (3.33)$$

erfc ... função de erro complementar.

Quando o comprimento da coluna é suficientemente grande, o segundo termo da equação (3.33) é praticamente desprezível em comparação com o primeiro. Além disso, aproximando-se o espalhamento de poluente por uma distribuição normal com média  $ut$  e desvio padrão  $(2D_{hl}t)^{1/2}$ , obtém-se:

$$D_{hl} = \frac{1}{8} \left[ \frac{z-ut_{0,16}}{\sqrt{t_{0,16}}} - \frac{z-ut_{0,84}}{\sqrt{t_{0,84}}} \right]^2 \dots\dots\dots (3.34)$$

$z$  ... profundidade na coluna

$t_{0,16}$  ... instante no qual a concentração de traçador na posição  $z$  é igual a 16% de  $c_0$

$t_{0,84}$  ... instante no qual a concentração de traçador na posição  $z$  é igual a 84% de  $c_0$

A velocidade de fluxo  $u$  pode ser calculada para o ponto de concentração igual a  $0,5c_0$ :

$$u = \frac{z}{t_{0,5}} \dots\dots\dots (3.35)$$

$t_{0,5}$  ... tempo de advecção

O tempo de advecção é o tempo necessário para que o valor da concentração do traçador na profundidade  $z$  atinja 50% da concentração da solução introduzida na alimentação.

Deve-se levar em consideração o efeito causado no padrão de fluxo pela variação de densidade devido à introdução do soluto na água; para baixas concentrações, no entanto, esse efeito pode ser desprezado.

Neste trabalho, o ensaio de coluna foi realizado no equipamento do ensaio de permeabilidade, ou seja, em câmara triaxial, com as adaptações necessárias. A montagem e o procedimento do ensaio estão apresentados no capítulo 5.

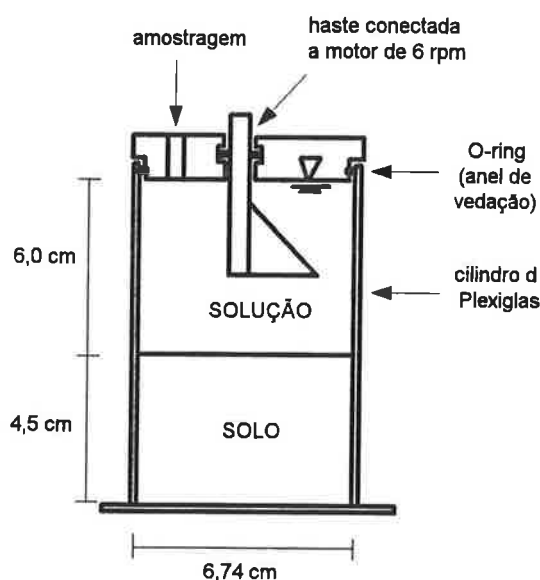
### 3.4.2 Ensaio de difusão

Este tipo de ensaio de difusão foi apresentado por Barone et al. (1989). A aparelhagem do ensaio consiste basicamente de uma célula de acrílico (Barbosa, 1994) ou Plexiglas (Barone, 1989), com diâmetro interno de 6,74 cm e altura de 11 cm; uma base ou placa circular impermeável; e tampa superior com orifício de 0,5 cm de diâmetro para drenagem e coleta de amostra. Um esquema ilustrativo está representado na Figura 3.26.

No caso de utilização de amostras indeformadas, o corpo-de-prova deve ser moldado com dimensões próximas das desejadas e pressionado para dentro do cilindro por meio de um equipamento de compressão, por exemplo, uma prensa de ensaio de compressão triaxial (Barone et al., 1989) ou um equipamento de compressão hidráulica (Barbosa, 1994), para evitar distorção. Uma vez posicionada a amostra de solo, fixa-se a base sob a célula e sela-se o contato com silicone. A parte superior do cilindro é enchida lentamente com a solução de ensaio, de modo a formar uma camada de 6 cm de altura sobre o solo. Fecha-se a célula com a tampa superior; o contato entre ambas deve ser vedado para garantir estanqueidade. O orifício é fechado com uma pequena rolha de borracha, a qual só é removida para coletar amostras de fluido do reservatório durante o ensaio. A solução é agitada continuamente para manter uma concentração uniforme

através do reservatório, por meio de uma pá agitadora de Teflon conectada a um motor de 6 rpm. O ensaio deve ser realizado a temperatura controlada.

Durante o período de ensaio, coletam-se amostras de solução a intervalos regulares de tempo para monitoramento da concentração da solução. No trabalho de Barone et al. (1989), as amostras de 0,1 ml eram retiradas a cada 2 dias por meio de uma pipeta; Barbosa (1994) coletava amostras de 4 ml a cada 24 horas com uma seringa.

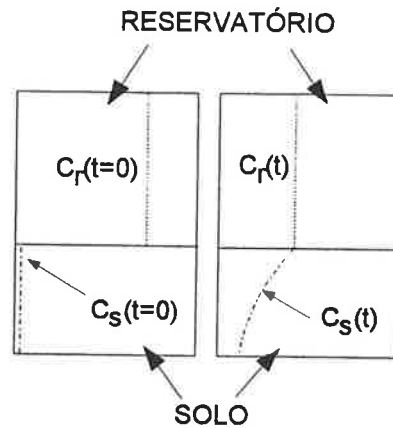


**Figura 3.26** - Ensaio de difusão de Barone et al. (1989)

Ao final do ensaio (15 dias, Barone et al., 1989; 6 a 9 dias, Barbosa, 1994), a amostra de solo é seccionada em discos de 1 cm de espessura para determinação da distribuição vertical das concentrações por meio de análise química da solução intersticial. O fluido intersticial é extraído de cada fatia por meio de aparelho pneumático à pressão de 25 MPa por aproximadamente 3 horas, à temperatura de  $(22 \pm 1)^{\circ}\text{C}$ ; supõe-se que sob essa pressão não haja remoção de água da camada dupla. Quando a quantidade de solo remanescente permite, faz-se ainda a análise dos cátions adsorvidos em cada profundidade.

Para o cálculo do coeficiente de difusão, são utilizadas as curvas de concentração do fluido no reservatório em função do tempo, e concentração do fluido intersticial do solo em função da profundidade de solo. Na Figura 3.27 estão representadas as curvas de concentração do fluido no reservatório e do fluido intersticial do solo em função da profundidade nos instantes inicial e final do ensaio.

Um equipamento similar foi montado no Laboratório de Mecânica dos Solos da EPUSP com algumas adaptações. A montagem e o procedimento do ensaio estão apresentados no capítulo 5.



**Figura 3.27** - Situações inicial e final das concentrações no ensaio de difusão

### 3.4.3 Ensaio de compatibilidade

Os ensaios de compatibilidade visam a verificar o efeito da percolação de poluentes nas propriedades e características geotécnicas do solo. O termo também pode ser empregado em um sentido mais restrito, referindo-se mais especificamente a ensaios de permeabilidade realizados com esse objetivo (Barbosa, 1994).

São realizados ensaios de granulometria, limites de Atterberg, permeabilidade, resistência ao cisalhamento (normalmente, resistência à compressão simples) e, eventualmente, pressão de expansão, antes e depois da percolação da solução.

Recomenda-se a execução desses ensaios como procedimento mínimo no estudo de transporte de poluentes em solos, visto que a percolação de uma solução pelo solo pode alterar suas características geotécnicas, conforme discutido em 3.2.5.2.

Barbosa (1994) designa com o termo compatibilidade os efeitos da interação entre solo e fluido percolante sobre a condutividade hidráulica ao longo do tempo. O equipamento e a rotina do ensaio de compatibilidade não foram ainda padronizados; como trata-se basicamente de um ensaio de permeabilidade, três tipos de montagem têm sido utilizados: o permeâmetro de paredes rígidas, o permeâmetro de paredes flexíveis e a célula edométrica, conforme apresentado em 2.2.1. Segundo Barbosa (1994), o término do ensaio de compatibilidade é definido em princípio pelo equilíbrio físico-químico entre o solo e o fluido, mas o ensaio pode também ser interrompido pela constatação de

situações de desequilíbrio irreversíveis, tais como ruptura do corpo-de-prova ou ausência total de fluxo.

#### **3.4.4 Ensaio de adsorção em lote**

O ensaio de adsorção em lote ou de equilíbrio estático não é recomendado para a determinação das características de adsorção de revestimentos impermeabilizantes, por fornecer valores máximos de capacidade de adsorção relativos ao tempo de equilíbrio. Entende-se que no campo, com a concorrência dos mecanismos de advecção e dispersão hidrodinâmica, essa capacidade máxima não seja atingida. Foi realizado apenas em caráter complementar, por ser um ensaio amplamente utilizado em nível mundial.

Já foi normalizado pela ASTM, American Society for Testing Materials, e vem sendo discutido e aprimorado pela EPA, United States Environmental Protection Agency (EPA, 1992). A simplicidade do ensaio explica em parte sua popularidade; no entanto, o procedimento experimental pode variar consideravelmente em termos de condições experimentais e objetivos de pesquisa, levando algumas vezes à obtenção de diferentes resultados em estudos que envolvem os mesmos solos, solutos e concentrações.

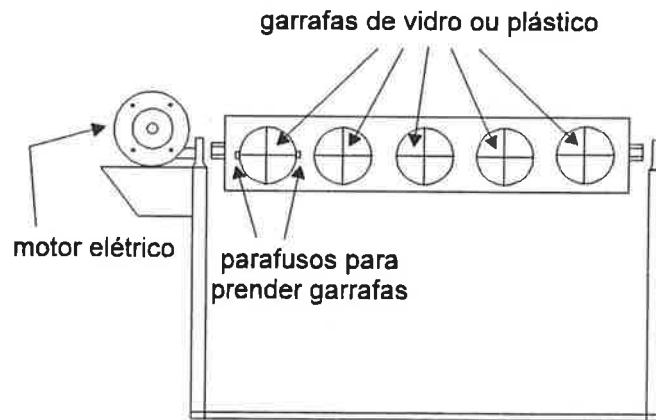
Uma solução aquosa contendo soluto com composição e concentração conhecidas é misturada a uma massa de adsorvente por um período de tempo determinado. A seguir, a solução é separada do adsorvente e analisada quimicamente para determinação da mudança na concentração de soluto. A quantidade de soluto adsorvida pelo adsorvente é, por hipótese, a diferença entre a concentração inicial de soluto, antes do contato com o adsorvente, e a concentração final, após o tempo de mistura.

Muitos parâmetros experimentais podem afetar a adsorção de um dado constituinte químico pelo solo. Para solutos inorgânicos, os parâmetros são, entre outros: tempo de contato ou de equilíbrio, temperatura, método de mistura, razão solo/solução, teor de umidade do adsorvente, pH da solução, hidrólise, e presença de outros produtos químicos dissolvidos na solução. Para solutos orgânicos, além dos parâmetros já mencionados, acrescentam-se: carbono orgânico dissolvido, volatilidade do adsorvato, fotodegradação, biodegradação e estabilidade do composto.

O ensaio em lote permite a estimativa da adsorção de um produto químico em solução por um adsorvente em condições de equilíbrio; e a geração de isotermas de adsorção, as quais indicam como a adsorção varia com a concentração de soluto na solução.

Duas técnicas podem ser utilizadas: na primeira, volumes iguais de uma mesma solução são aplicados a diferentes massas de adsorvente; na segunda, volumes iguais de soluções com diferentes concentrações são misturados a amostras de adsorvente de mesma massa.

A aparelhagem consta de frascos de reação, equipamento para agitação e equipamento para separação das fases. Um esquema simplificado da montagem do ensaio em lote está apresentado na Figura 3.28.



**Figura 3.28** - Ensaio de adsorção em lote (EPA, 1992)

Em um frasco, denominado "branco", só é colocada a amostra de solução, sem adsorvente. No final do ensaio, a diferença entre a concentração inicial da solução e a concentração final no frasco "branco" indica se houve adsorção ou desadsorção em outras superfícies que não a do adsorvente, e fornece informações sobre a instabilidade do soluto. A EPA recomenda a utilização de três frascos "brancos".

A adsorção em cada frasco é calculada por:

$$A(\%) = \frac{c_0 - c}{c_0} 100 \dots\dots\dots (3.36)$$

A ... coeficiente de adsorção

$c_0$  ... concentração inicial da solução

$c$  ... concentração final da solução corrigida em função do frasco "branco"

Os ensaios são levados até o tempo de equilíbrio, definido como o intervalo mínimo de tempo necessário para garantir que a variação na concentração seja menor ou igual a 5%. O tempo de equilíbrio é determinado experimentalmente.



### 3.5 Comentários

Atualmente o projeto de aterros de resíduos, particularmente dos revestimentos impermeabilizantes, já conta com modelos matemáticos de transporte de poluentes por solo e ensaios desenvolvidos para determinação dos parâmetros relevantes, o que possibilita levar em consideração os principais mecanismos envolvidos com relativa acuidade.

A partir de hipóteses bastante aceitáveis para aterros de resíduos, quais sejam, velocidade de fluxo do aquífero subterrâneo não nula, e aplicação instantânea de carga máxima e concentração máxima de chumbo sobre o revestimento impermeabilizante, Rowe & Booker (1985a) mostram que a concentração de poluentes na base do mesmo apresenta um pico ao longo do tempo. Essa concentração máxima deve ser utilizada como parâmetro de projeto relativo às exigências ambientais.

Uma importante aplicação da adsorção de poluentes em solos é a utilização de argilas compactadas em revestimentos impermeabilizantes de aterros de resíduos para controlar a contaminação do subsolo por chorumes. Rowe & Booker (1985a) mostraram que a adsorção não só retarda como também diminui o valor máximo de concentração de poluentes na base do revestimento impermeabilizante.

A adsorção de poluentes em solos é um processo físico-químico complexo que depende de muitas variáveis. O comportamento de um determinado solo frente a uma solução é dificilmente previsível sem uma ampla base de dados relativos a solos e soluções similares.

A representação matemática da adsorção por isoterma linear é desejável por sua simplicidade e muito aplicada na prática. Convém, no entanto, verificar se as concentrações de campo encontram-se dentro da faixa de validade do parâmetro  $K_d$  adotado.

A adsorção é considerada reversível e rápida para facilitar o tratamento matemático. Evidências experimentais têm indicado que o fenômeno deve ser melhor compreendido e, eventualmente, modelado com mais rigor.

A verificação da compatibilidade de solos a poluentes é de suma importância. A exposição prolongada do solo a um percolado pode causar modificações significativas na

permeabilidade, na deformabilidade e na resistência. O tipo e magnitude das mudanças devem ser investigadas experimentalmente, tal é a complexidade dos fenômenos envolvidos. Alguns mecanismos principais, no entanto, podem ser inferidos, dado o crescente número de resultados de pesquisas disponíveis na bibliografia especializada.

A difusão é um mecanismo tanto mais relevante no transporte de poluentes em solos quanto menor for a velocidade de fluxo. Sua importância é destacada no caso dos revestimentos impermeabilizantes de aterros de resíduos, usualmente sujeitos a baixos gradientes e projetados para apresentarem baixa permeabilidade. No entanto, convém lembrar que a compactação do solo pode gerar estrutura com canais preferenciais de fluxo; e que alguns solos, como as argilas lateríticas, podem manter estrutura porosa mesmo quando compactadas.

A análise unidimensional do transporte de poluentes por solos fornece uma indicação razoável de máxima concentração de poluentes na base do revestimento impermeabilizante e do tempo necessário para atingi-la. Quanto menor a capacidade de adsorção do solo, no entanto, maior a diferença obtida entre os resultados das análises unidimensional e bidimensional. De qualquer maneira, a análise unidimensional é útil como estimativa preliminar.

É digna de nota a escassez de dados relativos aos parâmetros da equação unidimensional de transporte de poluentes na bibliografia especializada. Percebe-se um maior desenvolvimento de modelagem matemática do que de obtenção de parâmetros de solos.

#### 4. ESTUDO DE CASO: A DISPOSIÇÃO DOS SEDIMENTOS DRAGADOS DO LEITO DO RIO TIETÊ EM ANTIGO PORTO DE AREIA EM CUMBICA, GARULHOS

##### 4.1 Introdução

O Rio Tietê nasce a 95 km da Cidade de São Paulo, no município de Salesópolis, e desemboca no Rio Paraná. É o maior rio do Estado de São Paulo, com 1090 km de extensão. Segundo a CETESB (1991), apresenta 30 km de águas ótimas, 660 km de águas boas, 95 km de águas impróprias e 119 km de águas totalmente impróprias. A situação é crítica na Região Metropolitana de São Paulo (RMSP), onde o rio Tietê e seus principais afluentes, os rios Pinheiros e Tamanduateí, recebem os dejetos de 16 milhões de habitantes e 39000 indústrias existentes na região, apresentando elevadas DBOs e concentrações de metais pesados como zinco, cobre e cromo. Não existem informações precisas sobre a quantidade de poluentes domésticos e industriais lançados, mas as estimativas indicam que 2/3 desses esgotos seriam domésticos e 1/3 gerados pelas indústrias, sendo que apenas 15% dos esgotos domésticos são tratados (CETESB, 1991). A Figura 4.1 mostra a localização do Rio Tietê e seus afluentes na RMSP.

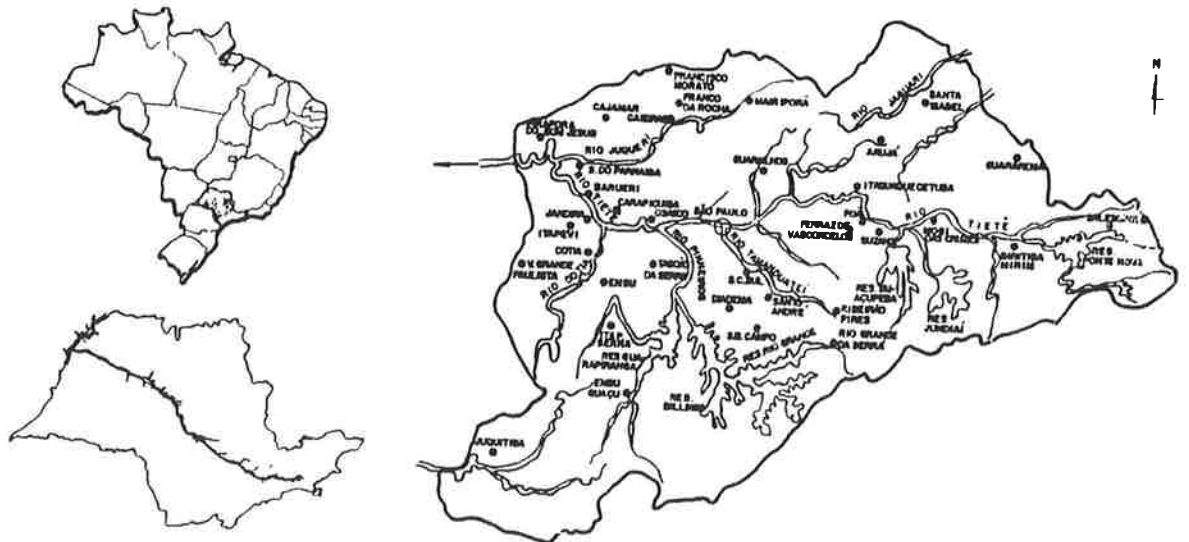


Figura 4.1 - Localização do Rio Tietê na Região Metropolitana de São Paulo

O assoreamento do Rio Tietê na RMSP é causado principalmente pela erosão de solos pouco coesivos expostos às intempéries por movimentos de terra associados à construção de grandes loteamentos, muitos dos quais clandestinos, em toda a periferia da cidade. Ocorre em proporções vastas a ponto de influir de modo desastroso na vida sócio-econômica da cidade, na forma de enchentes que inviabilizam o tráfego em importantes vias, destroem moradias e danificam edificações localizadas nas zonas marginais, além de representarem perigo à saúde pública devido à poluição das águas.

Conseqüentemente, o Governo do Estado de São Paulo, através do Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE), tem desenvolvido um trabalho permanente de desassoreamento do leito do rio. O programa exige a remoção de cerca de dois milhões de metros cúbicos de sedimentos por ano, evidenciando o problema de onde depositá-los e como reutilizá-los. A sistemática tem sido a de depositar os sedimentos em forma de aterro em antigos portos de areia e jazidas de argila; ao mesmo tempo, procura-se encontrar formas de reciclá-los. Investigações têm sido realizadas para averiguar a viabilidade técnica e econômica de exploração real desses sólidos como fonte de areia para pavimentação, construção de edifícios, lastro de galerias e outros, mas as imensas quantidades produzidas anualmente remetem ao problema de disposição. O reaterro de áreas intensamente degradadas parece promissor no sentido de recuperá-las para aproveitamento imobiliário e criação de parques e áreas de lazer. No entanto, é imprescindível estudar o tratamento da superfície do terreno para evitar a contaminação do lençol freático.

No Brasil não existem ainda normas que limitem as concentrações de poluentes nos sedimentos aquáticos. O Centro Tecnológico de Hidráulica (CTH, 1994) vem realizando uma pesquisa para caracterização físico-química e bacteriológica dos sedimentos nos cursos d'água da bacia do Alto Tietê, na RMSP, para avaliar o potencial de contaminação dos sedimentos e dar subsídios a posteriores estudos de remoção, transporte e disposição final do material de assoreamento da calha do rio.

#### **4.2 O Sistema de Disposição dos Sedimentos do Rio Tietê**

Os trabalhos de desassoreamento estão divididos entre duas gerências, uma compreendendo o trecho de Cumbica à Rodovia Presidente Dutra (Lote 2), e a outra a partir daí até a Barragem Edgar de Souza (Lote 1). Os sedimentos são retirados do

fundo do rio por meio de escavadeiras hidráulicas apoiadas em barcaças ancoradas no leito; as margens do rio não são mais utilizadas devido ao intenso tráfego nas avenidas Marginais. Barcaças móveis estacionam ao lado da escavadeira para receberem o material escavado; são providas de grade (malha com diversas aberturas, de 2 a 15 cm) de cobertura para um primeiro peneiramento, no qual são retidos, por exemplo, troncos, pneus e carcaças de automóveis. É utilizado jateamento com a própria água do rio para facilitar a passagem do material arenoso pela grade. A Figura 4.2 mostra o processo de lançamento do material escavado em uma barcaça móvel.



**Figura 4.2** - Lançamento do material escavado em uma barcaça móvel

A seguir as barcaças atracam no pier, onde é feita a remoção e limpeza das grades por “drag-lines”. Os sedimentos na barcaça apresentam-se misturados com muita água, com aparência de lama escura, como pode ser visto na Figura 4.3, e odor extremamente desagradável. A partir desse ponto as duas gerências adotam procedimentos diferentes.



**Figura 4.3 - Vista do sedimentos na barcaça após a passagem pela grade**

No Lote 1, após a retirada da grade de cobertura da barcaça, os sedimentos são bombeados diretamente para os pulmões através de tubulação de recalque a partir do fundo da barcaça. Os pulmões são caixas de 2 m de profundidade e fundo em declive, por onde o material lançado em uma extremidade escoar de modo a que mais de 90% dos sedimentos se depositem no fundo, e apenas água e partículas mais finas saiam pela outra extremidade. A fotografia de um dos pulmões está apresentada na Figura 4.4.

Os sedimentos passam cerca de 2 semanas no pulmão; drenam e secam rapidamente, e grande parte da matéria orgânica se decompõe. O material ganha assim aparência de areia clara e relativamente limpa, sem cheiro. Os sedimentos são então colocados em vagões por “drag-lines” e transportados por via ferroviária até a estação de Barueri, onde são transferidos para caminhões para transporte até a área de disposição final. No bota-fora definitivo, são novamente peneirados: os caminhões descarregam em uma esteira com malha, e só o material que passa é utilizado no reaterro; o material restante é disposto no Aterro Sanitário Bandeirantes. A Figura 4.5 mostra a esteira com malha e a execução de trabalhos de aterramento na área de disposição final.





**Figura 4.4 - Detalhe de um pulmão**



**Figura 4.5 - Área de disposição final do Lote 1**

No Lote 2, após a retirada da grade, a barça se dirige à eclusa da Penha, onde há uma draga estacionada. O fundo da barça se abre e os sedimentos são descarregados sob a draga, que os recalca até o local onde se encontra o “trommel”. O “trommel” é um tambor rotatório que faz a separação final do lixo. A Figura 4.6 mostra uma vista do local onde está instalado o “trommel” para separação final do lixo.



**Figura 4.6 - Vista do local de instalação do “trommel”**

Os sedimentos, com a retirada do lixo de menores dimensões e a rápida deterioração da matéria orgânica, vão ganhando a aparência de areia clara e relativamente limpa, sem cheiro. Esse material arenoso, acumulado ao lado do “trommel”, é dragado para caixas de bota-fora localizadas no Parque Ecológico. O Parque Ecológico tem 11 bota-foras temporários; quando uma caixa atinge determinado volume de sedimentos, inicia-se a limpeza, ou seja, os sedimentos são transportados por caminhões a uma área final de disposição. Uma vista geral do material na caixa do bota-fora 7 do Parque Ecológico está apresentada na Figura 4.7.

O tempo nas caixas de bota-fora temporário e nos pulmões é suficiente para decompor grande parte da matéria orgânica presente nos sedimentos; os dois peneiramentos (grade da barcaça e a seguir, trommel ou esteira com tela) retiram grande quantidade do lixo depositado no leito do rio junto as partículas de solo. Apesar dos sedimentos ficarem ao final com a aparência de uma areia clara e relativamente limpa, metais pesados ainda se encontram nos poros, com potencial de contaminação do subsolo. Ensaio realizados pelo CTH (1992) têm mostrado que algumas amostras seriam classificadas como resíduos perigosos pela ABNT (1987).





**Figura 4.7 - Vista do material na caixa do bota-fora 7**

Atualmente a pressão política dos moradores e dos movimentos ecológicos tem barrado a disposição dos sedimentos nos bota-foras definitivos. Entretanto, nem sempre as decisões de embargo ou liberação de áreas para disposição se baseiam em estudo técnico, possivelmente porque o conhecimento científico sobre o assunto é recente e encontra-se em pleno desenvolvimento.

#### **4.3 Caracterização Físico-Química dos Sedimentos do Rio Tietê**

O desassoreamento do Rio Tietê na RMSP, por compreender operações que influem em muitos aspectos da vida da cidade, adquiriu contornos de alta complexidade, e tem originado estudos envolvendo direta ou indiretamente diversas instituições.

Em 1990, a CETESB (Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental) iniciou efetivamente o Programa de Despoluição da Bacia do Alto Tietê e Reservatório Billings na RMSP, obtendo em março de 1991 um diagnóstico parcial da situação dos efluentes líquidos industriais na RMSP, com recadastramento das fontes de poluição, dados de vazões medidas e análises químicas, e cargas orgânica e inorgânica calculadas a partir das medições (CETESB, 1991).

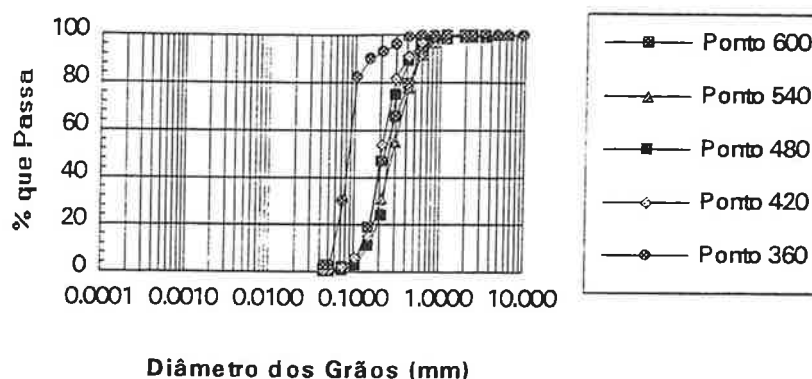
Por outro lado, as entidades responsáveis pela manutenção das calhas do Rio Pinheiros e do Rio Tietê, respectivamente, a ELETROPAULO e o DAEE, vêm se deparando com o problema de longos percursos de transporte para lançamento do material de desassoreamento e indagações referentes à possibilidade de contaminação das áreas de disposição.

Conseqüentemente, a ELETROPAULO encomendou ao IPT e ao CTH um estudo sedimentológico dos rios Tietê e Pinheiros na RMSP, finalizado em 1992 (CTH, 1992a). Posteriormente, a CETESB solicitou ao DAEE e CTH estudo para caracterização físico-química dos sedimentos do Rio Tietê na região do Parque Ecológico do Rio Tietê, com a finalidade de verificar a viabilidade de seu aproveitamento como fonte de areia (CTH, 1992b). O Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da EPUSP participou desse projeto por solicitação do CTH, e desde então tem desenvolvido pesquisas para caracterização físico-química e bacteriológica dos sedimentos nos cursos d'água na Bacia do Alto Tietê na RMSP.

No âmbito desse projeto, foram coletadas amostras nos meses de fevereiro e agosto de 1992, relativas a um período de chuvas e um de estiagem, uma vez que o potencial de poluição depende do estado de diluição dos poluentes. As amostras foram coletadas em três seções do Rio Tietê, situadas nas pontes Aricanduva, Casa Verde e Rodovia dos Bandeirantes; considerou-se que abrangiam o trecho mais crítico do rio sob os aspectos de ocupação urbano-industrial, de contribuição dos principais afluentes, e de carga difusa. Finalmente, repetiu-se a caracterização física, química e biológica dos sedimentos em 1994, em trabalho conjunto do DAEE, do CTH e da EPUSP, desta vez estendendo-se a pesquisa a outros trechos do Rio Tietê dentro da RMSP (CTH, 1994).

As análises granulométricas de grande número de amostras coletadas em diversos pontos do leito do rio e nos bota-foras do Parque Ecológico apresentaram curvas bem semelhantes, as quais indicam que os sedimentos são compostos basicamente de areia fina uniforme. Na Figura 4.8 estão apresentadas as curvas granulométricas de algumas amostras como exemplo; os demais resultados estão apresentados no Apêndice D.

### Curvas Granulométricas do Material do Leito do Rio



**Figura 4.8** - Curvas granulométricas do material do leito do rio

Nos ensaios bioquímicos foram analisadas as seguintes classes de poluentes: metais, aromáticos mononucleares, (benzeno, tolueno e xileno), toxafeno, PCBs, compostos orgânicos voláteis e aromáticos polinucleares; as demais não puderam ser estudadas por dificuldade ou impossibilidade de realização dos ensaios pertinentes pelos laboratórios brasileiros (CTH, 1994).

Foram realizados os ensaios de lixiviação e solubilização segundo os procedimentos preconizados pela ABNT descritos, respectivamente, na ABNT NBR-10005/87 e ABNT NBR-10006/87, com adaptações desenvolvidas pela EPUSP(Morita, 1995<sup>2</sup>).

As Tabelas 4.1, 4.2, 4.3, 4.4 e 4.5 apresentam resultados relativos a amostras provenientes dos locais de coleta e dos bota-foras; estão relacionadas apenas as concentrações determinadas para os metais, uma vez que as dos outros poluentes eram muito baixas. As concentrações de outros poluentes estão apresentadas no Apêndice E.

No Estado de São Paulo, os sedimentos retirados do leito dos rios têm sido tratados como resíduos sólidos. Os valores de concentrações de metais devem ser, portanto, comparados com os limites máximos admissíveis preconizados pela ABNT NBR-10004/87, alguns dos quais estão apresentados na Tabela 4.6. Em muitos países, no entanto, há recomendações específicas para sedimentos aquáticos.

<sup>2</sup> MORITA, D. (1995). Comunicação pessoal.

**Tabela 4.1** - Análises químicas relativas a metais em amostras do leito do rio. Época das chuvas (fevereiro de 1994).  
Peso de poluente por massa bruta de sedimento (mg/kg)

Metal	Ponte da Casa Verde	Ponte Rodovia Bandeirantes	Ponte Aricanduva
Berílio	< 10	<10	< 10
Chumbo	45	60	45
Cobre	60	< 45	50
Cromo total	60	45	< 45
Mercúrio	< 45	< 45	< 45
Níquel	90	45	< 45
Prata	< 45	< 45	< 45
Sódio	2400	3300	2000

**Tabela 4.2** - Análises químicas relativas a metais das amostras da Penha (abril e junho de 1994)

Metal	Extrato de lixiviação (mg/l)	Extrato de solubilização (mg/l)	Massa bruta (mg/kg)
Alumínio	0,19 nd	0,23 nd	19100±900 4150
Arsênio	nd	nd	< 17
Bário	0,19	0,01	389 ± 25
Cádmio	0,002 nd	0,0006 nd	< 4,3
Chumbo	0,003	0,002	< 10
Cobre	< 0,01	< 0,005	33 ± 6
Cromo total	< 0,01	< 0,01	43 ± 5
Ferro	0,29 nd	0,21 nd	17000±500 7835
Manganês	1,61 0,95	1,43 0,12	146
Mercúrio	nd nd	nd nd	< 0,86 < 0,86
Prata	nd	nd	< 4,32
Selênio	< 0,008	< 0,008	< 40,0
Sódio		4,4	
Zinco	0,54	0,10 0,01	68,9

**Tabela 4.3 - Análises químicas relativas a metais das amostras de Barueri (abril e junho de 1994)**

Metal	Extrato de lixiviação (mg/l)	Extrato de solubilização (mg/l)	Massa bruta (mg/kg)
Alumínio	0,37 nd	0,27 1,23	22100 4222
Arsênio	nd	nd	< 17,0
Bário	0,10	0,04	350 ± 8
Cádmio	0,007 nd	0,006 0,02	< 4,65
Chumbo	0,006	0,007	11 ± 3
Cobre	0,03	< 0,005	45 ± 7
Cromo total	< 0,01	< 0,01	62 ± 6
Ferro	0,06 nd	7,38 nd	18800±900 8361
Manganês	1,50 0,85	4,54 2,73	272 ± 21 1,02
Mercurio	0,004 nd	0,002 nd	< 0,85 < 0,93
Prata	nd	nd	< 4,25
Selênio	< 0,008	< 0,008	< 40,0
Sódio		5,4	
Zinco	1,74	8 ± 1 0,23	313 ± 15 112

**Tabela 4.4 - Análises químicas relativas a metais da amostra do bota-fora 11 do Parque Ecológico (fevereiro de 1994)**

Metais	Extrato de lixiviação (mg/l)	Extrato de solubilização (mg/l)	Massa bruta (mg/kg)
Alumínio		0,26	
Antimônio			< 5,00
Arsênio	nd	nd	< 7,00
Bário	0,13	0,14	< 100
Berílio			< 2,5
Cádmio	nd	nd	< 5,00
Chumbo	nd	nd	< 100
Cobalto			< 150
Cobre		nd	235
Cromo total	nd	nd	< 50,0
Ferro		0,78	
Manganês		0,54	
Mercúrio	nd	nd	< 1,00
Molibdênio			< 2,5
Níquel			< 10,0
Prata	nd	nd	< 5,00
Selênio	< 0,008	< 0,008	< 20,0
Sódio		11,7	
Vanádio			< 7,5
Zinco		0,26	145

**Tabela 4.5 - Resultados das análises químicas relativas a metais da amostra do bota-fora 1 do Parque Ecológico (abril de 1994)**

Metal	Extrato de lixiviação (mg/l)	Extrato de solubilização (mg/l)	Massa bruta (mg/kg)
Alumínio		0,23	
Arsênio	nd	nd	< 34
Bário	0,28	nd	< 78,7
Berílio			< 7,87
Cádmio	nd	nd	< 3,94
Chumbo	nd	nd	< 78,7
Cobalto			< 118
Cobre		nd	< 7,87
Cromo total	0,20	nd	134
Estanho			< 3148
Ferro		nd	
Manganês		0,84	
Mercúrio	nd	nd	< 0,79
Molibdênio			< 159
Prata	nd	nd	< 3,94
Selênio	< 0,008	< 0,008	< 40
Sódio		8,00	
Vanádio			< 536
Zinco		0,13	94,4

**Tabela 4.6 - Limites máximos admissíveis de metais (ABNT NBR-10004/87)**

Metais	Extrato de lixiviação (mg/l) (*)	Extrato de solubilização (mg/l) (**)	Massa bruta (mg/kg) (***)
Alumínio		0,2	
Arsênio	5,0	0,05	1000
Bário	100	1,0	
Cádmio	0,5	0,005	
Chumbo	5,0	0,05	100 * 1000 ** 500 a 1000 ***
Cobre		1,0	
Cromo total	5,0	0,05	100 1000 ***
Ferro		0,3	
Manganês		0,1	
Mercurio	0,1	0,001	100 10 *
Níquel			200 ***
Prata	5,0	0,05	
Selênio	1,0	0,01	100
Sódio		200,0	
Vanádio			1000
Zinco		5,0	

(\*) compostos orgânicos

(\*\*) compostos minerais

(\*\*\*) limites propostos pela legislação americana para disposição de lodo de estações de tratamento de esgotos relativa a agricultura

As análises químicas indicam que os sedimentos apresentam os metais alumínio, cádmio, ferro, manganês, mercúrio e zinco em concentrações maiores que os limites admissíveis no extrato de solubilização. Esses resultados estão sendo verificados por novos ensaios, ainda em andamento.



#### 4.4 Apresentação do Local

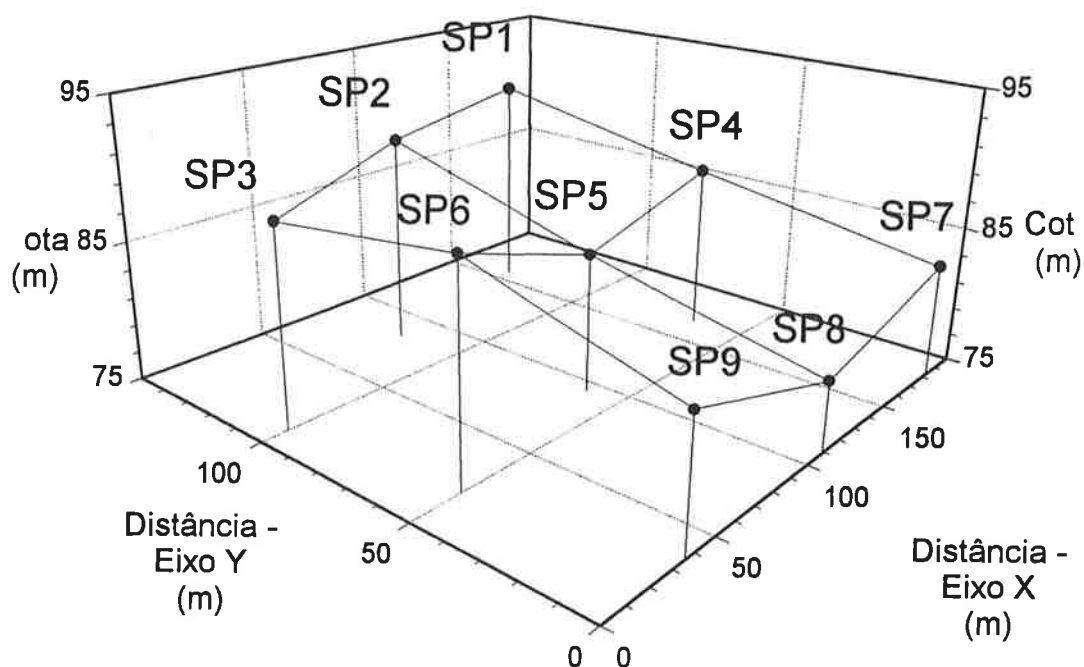
Uma das alternativas para a disposição dos sedimentos escavados no Lote 2 é um antigo porto de areia localizado em Guarulhos, Cumbica. O terreno compreende uma grande depressão abandonada e bastante degradada, cujo volume permitiria a utilização da área por alguns anos. A Figura 4.9 apresenta uma vista geral do terreno.



**Figura 4.9 - Vista geral do terreno**

O proprietário está de acordo com a utilização do local como bota-fora definitivo dos sedimentos do Rio Tietê, mas pressões por parte de entidades ecológicas levaram à suspensão temporária das atividades de aterramento, por ordem da CETESB.

Não há levantamento topográfico do terreno; no entanto, por meio das cotas relativas de sondagens realizadas na área, pode-se inferir a topografia, conforme apresentado na Figura 4.10.



**Figura 4.10** - Esquema ilustrativo da topografia do terreno

#### 4.5 Encaminhamento da Pesquisa

Um dos objetivos iniciais deste trabalho era realizar um estudo técnico da viabilidade de aproveitamento do terreno como local de disposição dos sedimentos dragados do leito do Rio Tietê, em relação à preservação do subsolo e do lençol subterrâneo. O estudo permitiria a aplicação dos conhecimentos técnicos e científicos pertinentes a um caso real, dentro do escopo de pesquisa de doutoramento, não estando vinculado a nenhuma das partes envolvidas no problema.

O DAEE forneceu à autora informações sobre o problema, e organizou uma visita a todo o sistema de dragagem e disposição dos sedimentos. Com auxílio financeiro da FAPESP, foi realizada uma campanha de sondagens no local, com base nas quais foi elaborado o esquema ilustrativo da topografia do terreno exposto na Figura 4.10. Os perfis de sondagem obtidos encontram-se no Anexo A.

Observe-se o nível d'água praticamente superficial, indicando a necessidade de utilização de revestimento impermeabilizante sobre a superfície do terreno. Verifica-se também a presença de espessa camada compressível; um projeto completo para o aterramento deveria contemplar a modelagem acoplada do adensamento e do transporte de poluentes.

Essa camada, por outro lado, pode já estar bastante poluída; seria relevante determinar o nível atual de contaminação do subsolo e do lençol freático.

Como o revestimento impermeabilizante seria a única barreira entre os sedimentos e o lençol subterrâneo, o estudo do transporte de poluentes deve ter com alvo principal a camada de vedação.

As argilas lateríticas apresentam-se como a alternativa mais natural para a construção de uma camada de solo compactado de baixa permeabilidade, tanto por sua disponibilidade em todo o Brasil, particularmente no Estado de São Paulo, como por suas propriedades geotécnicas adequadas para a aplicação em barragens de terra, as quais fazem supor promissora sua utilização como revestimento impermeabilizante inferior de aterros de resíduos. Cruz (1996) cita importantes barragens brasileiras construídas com argilas lateríticas, por exemplo, Itaparica, Três Irmãos, Juquiá, Poços de Caldas e Itaipu.

Por outro lado, mudanças na política de gerenciamento dos sedimentos do Rio Tietê nos dois últimos anos levaram a um desinteresse dos órgãos públicos envolvidos em relação à área do porto de areia de Cumbica. Em parte por esse motivo, em parte pela constatação da insuficiência de conhecimento no meio técnico sobre o comportamento de solos tropicais em aplicações ambientais, a pesquisa foi direcionada para o estudo do transporte de poluentes através de uma camada compactada de solo laterítico. Esse tipo de revestimento seria uma alternativa interessante para o porto de areia de Cumbica, portanto, optou-se por trabalhar com um percolado sintético composto dos seis metais em excesso detectados nos ensaios de lixiviação realizados com os sedimentos do Rio Tietê (ver 4.3).

Denominam-se lateríticos os solos que sofreram durante sua formação o processo pedológico intenso denominado laterização, cujas características são: a lixiviação dos cátions alcalinos e alcalino-terrosos, o empobrecimento da sílica, a permanência dos minerais estáveis, a existência de argilo-minerais em graus avançados de transformação, o aumento do teor de óxidos de ferro e alumínio hidratados, a adesão dos mesmos à superfície das partículas de argila, e a agregação destas (Boscov, 1990). Portanto, a fração argila dos solos lateríticos é constituída essencialmente de argilo-minerais do grupo das caulinitas e de hidróxidos e óxidos de ferro e/ou alumínio. A combinação desses componentes é responsável pela formação de agregações estáveis em presença de água, graças ao recobrimento dos argilo-minerais pelos hidróxidos e óxidos hidratados que, além de reduzirem a capacidade de adsorção de água pelos argilo-minerais, atuam como agentes cimentantes naturais entre partículas argilosas (Bernucci, 1995).

Os solos lateríticos estão presentes em quase todo o território do Brasil, em camadas superficiais do horizonte pedológico, com espessuras de ocorrência que variam desde a ordem de dezenas de centímetros até cerca de 10 metros. No Estado de São Paulo há ocorrências abundantes de solos lateríticos, principalmente nas áreas de feição tectônica designada por Bacia do Paraná (Bernucci, 1995).

A classificação de solos tropicais MCT separa os solos de comportamento laterítico (L) daqueles não lateríticos (N), e subdivide-os em arenosos (LA), areno-argilosos (LA') e argilosos (LG'). Cruz (1996) divide os solos lateríticos e saprolíticos em 4 grupos; sendo o Grupo I formado pelos solos argilosos lateríticos. Os solos argilosos lateríticos “correspondem à primeira camada do perfil de intemperismo, são porosos, homogêneos, possuem baixa densidade natural, alta porosidade, baixo grau de saturação e umidade natural próxima da ótima do ensaio de Proctor; sua trabalhabilidade pode ser considerada boa, para umidades até 1,2  $h_{ot}$ ” (Cruz, 1996).

O material escolhido para a pesquisa foi uma argila laterítica representativa de muitos solos superficiais do Estado de São Paulo, e do qual havia grande quantidade no LMS-EPUSP.

Supondo que os solos lateríticos sejam estáveis física e quimicamente, decidiu-se realizar ensaios de difusão, dispersão e adsorção com o solo compactado no ponto ótimo da Energia Normal de compactação, para determinar os parâmetros relevantes da equação de transporte unidimensional de poluentes em solos (equação 3.31).

O trabalho inicial consistiu na capacitação do Laboratório de Mecânica dos Solos da Escola Politécnica da USP (LMS-EPUSP) para os ensaios geoambientais, com a montagem de equipamentos, desenvolvimento de procedimentos de ensaios e aquisição de “software” para interpretação dos resultados. Para isso, contou-se com o apoio financeiro da FAPESP e do CNPq. A implantação de equipamentos e procedimentos de ensaios baseou-se em artigos publicados em revistas especializadas.

Uma característica geotécnica dos solos lateríticos é a forma da curva de compactação, a qual apresenta geralmente pico bem definido no peso específico aparente seco máximo e grande inclinação no ramo seco, mesmo nos tipos mais argilosos (Bernucci, 1995). Um erro em campo na umidade de compactação em relação à ótima acarreta uma queda de peso específico aparente seco importante; Bernucci (1995) ressalta que essa queda tem consequências diretas na resistência e na deformabilidade; provavelmente, também deve-

se refletir na permeabilidade. Considerando ainda a influência das demais condições de compactação, conforme revisto em 2.1, decidiu-se estudar também a variabilidade do coeficiente de permeabilidade do solo em função do grau de compactação e do desvio de umidade.

Acredita-se na relevância do caminho adotado para a pesquisa, devido principalmente à grande disponibilidade de solos lateríticos no país, e à falta de dados a respeito de seu comportamento como material de construção de revestimentos impermeabilizantes de aterros de resíduos perigosos.

## 5. INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL

### 5.1 Procedimento Geral

A proposta do presente trabalho é estudar o comportamento quanto ao transporte de poluentes de uma argila laterítica da Cidade de São Paulo, selecionada por ser representativa de um grupo de solos largamente empregados na construção de barragens e obras viárias no Estado de São Paulo. A finalidade é verificar o potencial de utilização desses solos em revestimentos impermeabilizantes de aterros de resíduos; portanto, os parâmetros relevantes foram determinados para algumas condições de compactação compatíveis com critérios usuais de projeto e com valores comuns de dispersão no campo.

A investigação experimental compreendeu a determinação de parâmetros relativos à permeabilidade, difusão, adsorção e dispersão hidrodinâmica do solo compactado frente a soluções compostas de alumínio, cádmio, ferro, mercúrio, manganês e zinco. Esses metais foram detectados em excesso nos sedimentos do Rio Tietê quando submetidos aos ensaios de lixiviação e solubilização preconizados pela ABNT, conforme apresentado em 4.3.

Inicialmente determinou-se o coeficiente de permeabilidade à água de corpos-de-prova moldados com desvios de umidade de -2%, 0%, 1% e 2%, e com graus de compactação de 95%, 97,5%, 100%, 101,5% e 103%.

Alguns corpos-de-prova foram submetidos a ensaios de coluna ou de dispersão em seqüência ao ensaio de permeabilidade, substituindo-se em determinado momento a água por uma solução de metais na alimentação.

Ensaio de difusão foram realizados para estimar o coeficiente de difusão dos metais no solo compactado. Foram testados corpos-de-prova moldados com graus de compactação variando entre 95% e 103%, e desvios de umidade entre -2% e 2%, submetidos a diversas soluções, visando a avaliar a influência do desvio de umidade, do grau de compactação e da composição da solução no coeficiente de difusão.

Foram determinados os limites de consistência do solo natural e do solo exposto a soluções concentradas de cada um dos seis metais.

Realizaram-se ensaios de adsorção de mercúrio e cádmio no solo estudado, e também em uma bentonita industrializada, solo com alta capacidade de adsorção, para aferição do procedimento empregado.

Os ensaios geotécnicos, quais sejam, limites de consistência, granulometria, densidade dos grãos, compactação, permeabilidade e transporte de poluentes - adsorção, difusão e dispersão - foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (LMS-EPUSP).

Os ensaios para classificar o solo segundo a Classificação MCT foram feitos no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação do Departamento de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da USP.

As concentrações das soluções sintetizadas e de todas as amostras coletadas nos ensaios de difusão, adsorção e dispersão foram determinadas por espectrometria de emissão atômica no Laboratório de Espectrometria de Emissão Atômica do Instituto de Química da USP. Uma breve descrição desse ensaio encontra-se no Apêndice F.

O comportamento complexo do solo em contato com as soluções de metais ensejou a realização de ensaios de fluorescência de raios-X, de difratometria de raios-X e de microscopia eletrônica de varredura, em amostras de solo natural e em amostras de solo exposto aos poluentes, para melhor compreensão dos fenômenos ocorridos. Esses ensaios foram efetuados no Laboratório de Caracterização Tecnológica do Departamento de Engenharia de Minas da Escola Politécnica da USP.

## **5.2 Materiais Utilizados**

### **5.2.1 Solo**

Foi utilizada uma argila laterítica proveniente do bairro do Sumaré da cidade de São Paulo.

As amostras para ensaios de caracterização e compactação foram preparadas segundo o procedimento recomendado pela ABNT NBR-6457/84, com secagem prévia.

Os ensaios de análise granulométrica, limites de consistência, densidade dos grãos e compactação foram realizados segundo os métodos indicados nas normas, respectivamente, ABNT NBR-7181/84, ABNT NBR-6459/84, ABNT NBR-7180/84, ABNT NBR-6508/84 e ABNT NBR-7182/84.

Os resultados dos ensaios de caracterização e classificação estão expostos na Tabela 5.1. Nas Figuras 5.1 e 5.2 estão apresentadas, respectivamente, a curva granulométrica do material e a curva de compactação na Energia Normal.

**Tabela 5.1 - Ensaio de caracterização e classificação do solo**

Limites de consistência:	
- Limite de liquidez (LL)	51 %
- Limite de plasticidade (LP)	34 %
- Índice de plasticidade (IP)	17 %
Peso específico dos grãos ( $\delta$ )	26,9 kN/m <sup>3</sup>
Atividade segundo Skempton	0,3
Mineralogia (minerais primários)	quartzo, nacrta, caulinita, gibbsita, hematita
Ensaio de compactação:	
- Peso específico aparente seco máximo ( $\gamma_{smax}$ )	14,65 kN/m <sup>3</sup>
- Teor de umidade ótimo ( $h_{ot}$ )	26,5 %
Parâmetros para classificação MCT:	
- $c^*$	2,6
- $d^*$	93,75
- $e^*$	0,60
- $P_i$	0%



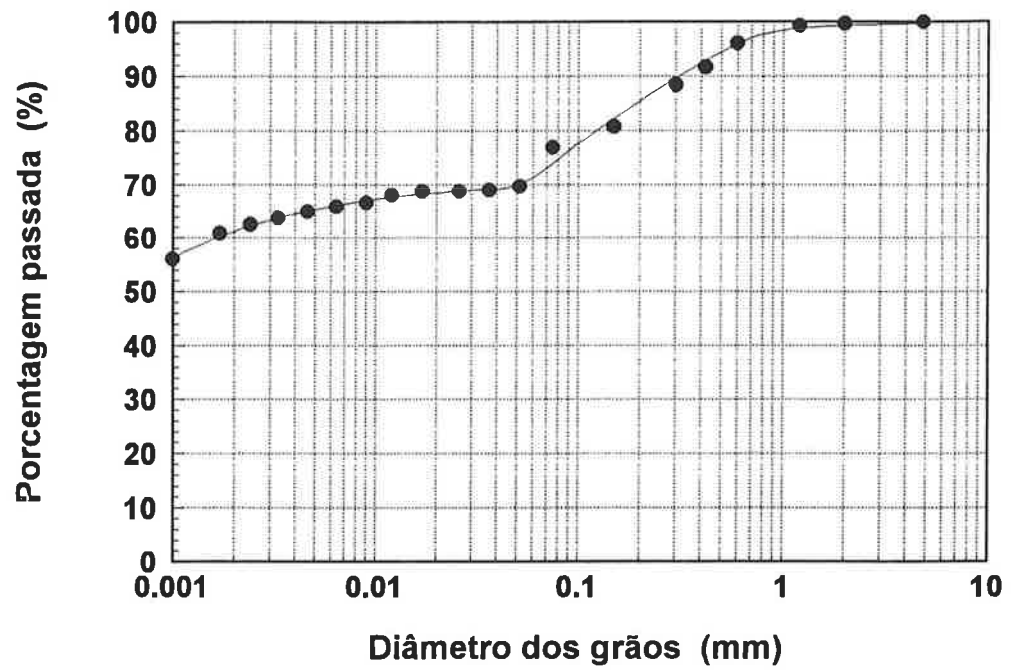


Figura 5.1 - Curva granulométrica do solo

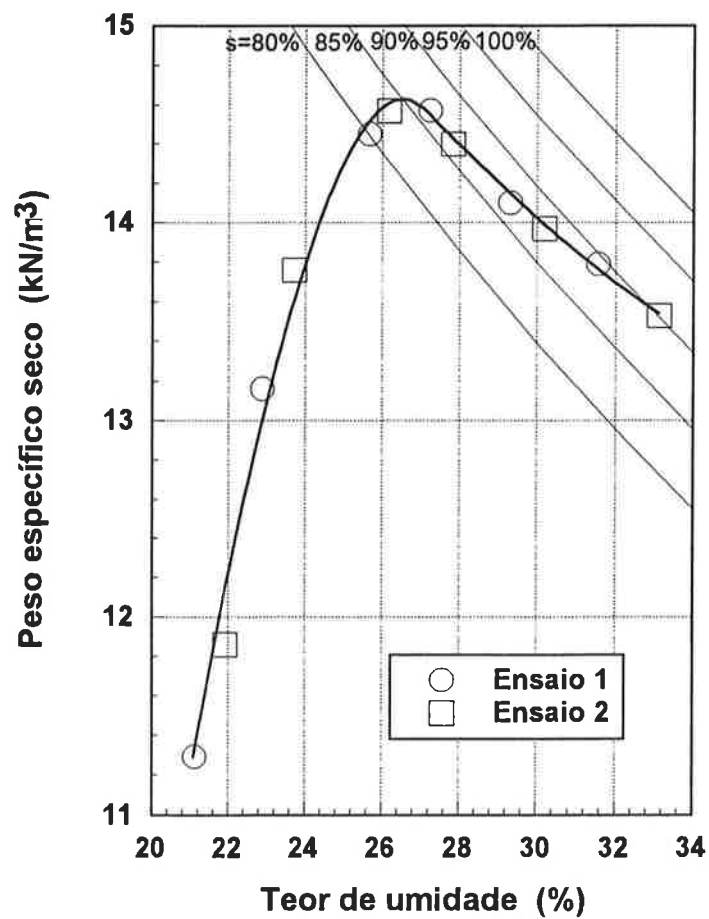


Figura 5.2 - Curva de compactação do solo na Energia Normal

O solo é classificado como um silte muito compressível (MH) pela Classificação Unificada (USCS). Pela Classificação HRB, trata-se de um solo A7 com índice de grupo igual a 11. Segundo a Classificação MCT, o solo é LG', solo argiloso com comportamento laterítico. As argilas lateríticas freqüentemente são classificadas como siltes pela Classificação Unificada, devido ao fato de que nos solos lateríticos os argilominerais, predominantemente do grupo das caulinitas, encontram-se cimentados por óxidos de ferro e alumínio, o que diminui sua atividade.

Os valores do peso específico aparente seco máximo e do teor de umidade ótimo na Energia Normal encontram-se dentro das faixas de variação encontradas por Bernucci (1995) para solos LG' do Estado de São Paulo, respectivamente, entre 14,5 e 18,0 kN/m<sup>3</sup> com média 16,3±1,1 kN/m<sup>3</sup>, e entre 15 e 32% com média 24±4%.

### 5.2.2 Soluções

Como o presente trabalho trata do projeto de um aterro a ser construído, não foi possível usar na investigação experimental um percolado real, o que seria o procedimento mais recomendável, conforme discutido em 2.1.6; foi necessário fabricar um chorume sintético com composição considerada provável de ocorrer no campo.

Considerou-se que os ensaios de lixiviação e solubilização, cuja finalidade imediata é avaliar a tendência de um resíduo a contaminar o meio ambiente, poderiam também fornecer uma estimativa da composição do chorume. Como lembra Hirata (1995), a lixiviação do resíduo no campo depende tanto das propriedades intrínsecas do material quanto das condições ambientais a que ele estará exposto. As condições intrínsecas ao material podem ser satisfatoriamente representadas pelos corpos-de-prova, porém as condições ambientais dificilmente são simuladas adequadamente em laboratório. Atentando para essas restrições, adotaram-se os resultados desses ensaios como indicativos da composição do percolado.

O percolado de estudo compreendeu, portanto, soluções sintetizadas compostas dos seis metais detectados em excesso nos ensaios de lixiviação dos sedimentos (alumínio, cádmio, ferro, manganês, mercúrio e zinco) dissolvidos em água destilada, a partir de soluções de estoque de 1000 ppm em ácido clorídrico ou em ácido nítrico.

Foram definidas quatro diferentes composições, baseadas nas concentrações obtidas no extrato de solubilização, nas concentrações máximas admissíveis preconizadas pela

ABNT NBR-10004/87, apresentadas em 4.3, e em concentrações iguais ao dobro e à metade dos valores limites. As composições das quatro soluções estão apresentadas na Tabela 5.2.

**Tabela 5.2 - Composição das primeiras soluções pesquisadas**

Metal	Valores máximos no extrato de solubilização (mg/l)	Limites admissíveis (NBR-10007) (mg/l)	Valores iguais ao dobro dos limites admissíveis (mg/l)	Valores iguais à metade dos limites admissíveis (mg/l)
Alumínio	0,27	0,2	0,4	0,1
Cádmio	0,02	0,005	0,01	0,0025
Ferro	7,38	0,3	0,6	0,15
Manganês	4,54	0,1	0,2	0,05
Mercúrio	0,002	0,001	0,002	0,0005
Zinco	8	5	10	2,5

As soluções acima, em termos de ensaios químicos, podem ser consideradas diluídas. As concentrações dos metais nas amostras coletadas ao longo dos ensaios de difusão e dispersão são ainda menores do que as das soluções aplicadas, as quais representam os limites máximos para cada ensaio, conforme explicado em 3.4.2.

Os ensaios iniciais mostraram que a associação de pequeno volume das amostras individuais de solução (de apenas 2 ml nos ensaios de difusão e dispersão) com baixa concentração dificultava as medições pelo espectrômetro.

Foram preparadas então novas soluções com concentrações mais elevadas. Para assegurar a validade dos parâmetros determinados, aplicaram-se diversas soluções com diferentes proporções entre as concentrações dos seis metais em corpos-de-prova semelhantes.

As composições e os valores pH de todas as soluções pesquisadas estão apresentadas na Tabela 5.3. Observa-se que todas as soluções têm pH igual a 1 ou a 2; como medida de comparação, o valor do pH de bebidas refrigerantes é igual a 2. A Tabela 5.4 mostra como foi empregada cada solução.

**Tabela 5.3 - Composição e pH das soluções utilizadas**

Solução	Alumínio	Cádmio	Ferro	Manganês	Mercúrio	Zinco	pH
S1	0,9	0,003	0,4	0,01		7	1
S2	0,2		0,1			3	2
S3	11	0,5	3	6	(15)	11	1
S4	2	0,3	0,2	0,6	(2)	1,2	1
S5	1,1	0,8	1,5	3		0,4	1
S6	0,7	0,5	1,9	3		0,3	2
S7		0,5			0,03	0,1	2
S8		1,2			0,02	0,2	2
S9		2,3			0,02	0,1	2
S10		2,4		12	0,03	10	1
S11		0,3			0,9	0,03	2
S12		0,3		0,01	0,8	0,02	2
S13		1,2	0,06	0,02	4	0,1	2
S14		1,2	0,05	0,01	3	0,1	2
S15		0,6	0,05		(10)	0,1	2
S16		1,2	0,03		(20)	0,1	2
S17		1,1	0,2	12	(20)	10	1
S18	22	0,006	93	0,04	2	0,2	1
S19	52	1,7	0,2	0,3	9	4	1
S20		1,0	0,1	0,02	91	0,1	1

As lacunas correspondem a concentrações menores do que o limite inferior do programa de calibração do espectrômetro. As concentrações que excederam o limite superior da curva de calibração estão apresentadas entre parênteses; os valores são incertos, pois foram estimados por extrapolação.

**Tabela 5.4 - Utilização das soluções**

Solução	Data de preparação	Tipo de Ensaio	Corpo-de-prova
S1	26/3/96	Difusão	CP1, CP3
S2	26/3/96	Difusão	CP2, CP4
S3	30/4/96	Difusão	CP5, CP7
S4	30/4/96	Difusão	CP6, CP8
S5	14/6/96	Difusão	CP9, CP10, CP11, CP12
S6	4/7/96	Difusão	CP13, CP14, CP15, CP16
		Dispersão	CP10, CP11, CP12
S7	6/10/96	Difusão	CP17
S8	6/10/96	Difusão	CP18
S9	6/10/96	Difusão	CP19
S10	6/10/96	Difusão	CP20
S11	30/10/96	Difusão	CP21, CP22, CP23, CP24
S12	4/11/96	Dispersão	CP15
S13	11/11/96	Difusão	CP25, CP26, CP27, CP28
S14	14/11/96	Dispersão	CP19
S15	25/11/96	Difusão	CP29
S16	25/11/96	Difusão	CP30
S17	25/11/96	Difusão	CP31
S18	25/11/96	Difusão	CP32
S19	26/11/96	Dispersão	CP18
S20	9/12/96	Dispersão	C24

### 5.2.3 Água

Em todos os ensaios foi utilizada água destilada em aparelho destilador do LMS-EPUSP. As concentrações dos seis metais estudados encontradas na água destilada estão apresentadas na Tabela 5.5.

**Tabela 5.5 - Concentração dos seis metais na água destilada do LMS-EPUSP, em mg/l**

Amostra	Alumínio	Cádmio	Ferro	Manganês	Mercúrio	Zinco
1	<0,0045	0,0036	<0,0214	<0,0033	0,0067	0,2902
2	<0,0045	0,0036	<0,0214	<0,0033	0,0124	0,2050

### 5.3 Método Experimental

#### 5.3.1 Preparação das amostras de solo

As amostras, deformadas, foram secas ao ar no laboratório até a umidade higroscópica e passadas na peneira número 10 (malha de 2 mm). O material retido na peneira foi destorroado no almofariz com mão de gral revestida de borracha e novamente peneirado. A parcela retida após o destorroamento, praticamente nula, foi descartada. O material foi então homogeneizado e armazenado em um recipiente plástico.

As amostras vieram em dois sacos coletados no mesmo local. Os ensaios de caracterização mostraram que as duas partes eram muito similares, de modo que foram misturadas, e considerou-se o solo como o produto resultante. Os resultados dos ensaios de caracterização das duas amostras encontram-se no Anexo B.

#### 5.3.2 Limites de consistência do solo com adição de metais

Foram realizados ensaios de limites de liquidez e plasticidade com amostras de solo expostas a cada um dos seis metais separadamente. A quantidade de metal adicionada ao solo foi calculada utilizando-se como referência o valor limite de poluente por massa bruta seca de solo para diversos metais segundo a ABNT NBR-10007/87, qual seja, 1000 mg/kg.

Fixava-se uma quantidade de solo seco suficiente para os dois ensaios e misturava-se uma quantidade compatível de solução do metal a 1000 ppm; por exemplo, a 200 g de solo seco correspondiam 200 mg de soluto, equivalentes a 200 ml de solução.

A mistura era homogeneizada por espatulação e curada por 24 horas. A partir daí, procedia-se ao ensaio normalmente, segundo os métodos ABNT NBR-6459/84 e ABNT NBR-7180/84.

O volume de solução aplicado tornava o solo mais úmido do que o ideal para iniciar os ensaios de LL e LP, fazendo-se necessário espatular a pasta sobre placa de vidro para diminuir a umidade. Elevações posteriores de umidade foram obtidas por acréscimo de água destilada.

### **5.3.3 Moldagem e compactação dos corpos-de-prova**

Os corpos-de-prova para os ensaios de permeabilidade e difusão foram compactados estaticamente em cinco camadas de igual espessura.

Utilizaram-se duas prensas e equipamentos auxiliares distintos para os dois ensaios, pois os corpos-de-prova têm dimensões diferentes. Os corpos-de-prova para os ensaios de permeabilidade foram compactados em moldes Harvard miniatura, em uma prensa específica para compactação estática de corpos-de-prova com essas dimensões, emprestada do Laboratório de Mecânica dos Solos do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT). Para a compactação dos corpos-de-prova dos ensaios de difusão, foram utilizados como moldes os próprios cilindros de ensaio, reforçados com anéis de PVC e braçadeiras; empregou-se uma prensa CBR de capacidade máxima de 5000 Kg, adaptada com um pistão construído com dimensões adequadas aos moldes.

A compactação estática, comparada aos outros métodos de compactação de laboratório, é mais rápida e mais fácil, e depende menos do operador, além de garantir melhor reprodutibilidade dos corpos-de-prova. A estrutura do solo compactado no campo seria melhor reproduzida em laboratório pelo pisoteamento, porém em ensaios preliminares constatou-se grande dificuldade em atingir com precisão as condições de compactação desejadas. Ao interpretar os resultados, deve-se lembrar que o pisoteamento gera uma estrutura mais dispersa no ramo úmido do que a compactação estática (ver 2.1.4).

O grau de compactação e o desvio de umidade dos corpos-de-prova foram sempre referidos ao peso específico aparente seco máximo e o teor de umidade ótimo determinados em ensaio com Energia Normal (Proctor Normal).

### 5.3.4 Ensaio de permeabilidade

Após a compactação, o corpo-de-prova era extraído do molde e pesado em balança eletrônica com sensibilidade de 0,01 g. A altura e o diâmetro eram medidos por meio de um paquímetro de 0,05 mm de sensibilidade.

Os ensaios de permeabilidade foram realizados em câmara triaxial com carga constante, em ambiente de temperatura controlada. A máxima variação observada de temperatura durante um ensaio foi de 6°C, ocorrida quando o equipamento de controle de temperatura esteve temporariamente fora de operação.

A montagem do ensaio era igual à de um ensaio de compressão triaxial, incluindo o estágio de aplicação da pressão confinante. Entre o topo do corpo-de-prova e o cabeçote, e entre a base do corpo-de-prova e o pedestal, foram colocadas pedras porosas e papéis-filtro. O corpo-de-prova foi recoberto por duas membranas de látex. Para adaptar a câmara triaxial ao ensaio de permeabilidade, as seguintes conexões por meio de tubos de ligação foram efetuadas: conectaram-se a válvula da base do corpo-de-prova a uma bomba hidráulica, o cabeçote à válvula da câmara, e esta a uma proveta graduada. Um esquema ilustrativo do ensaio de permeabilidade está apresentado na Figura 5.3.

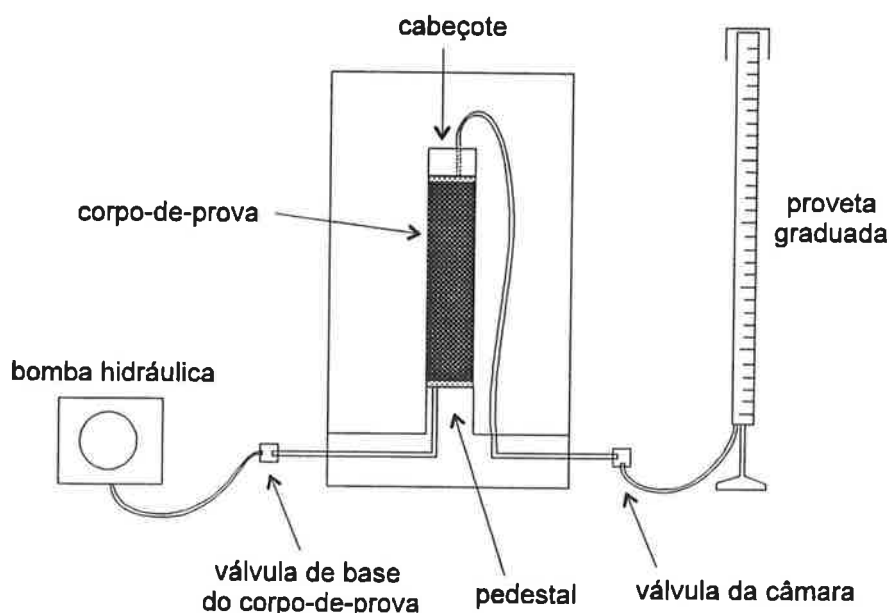


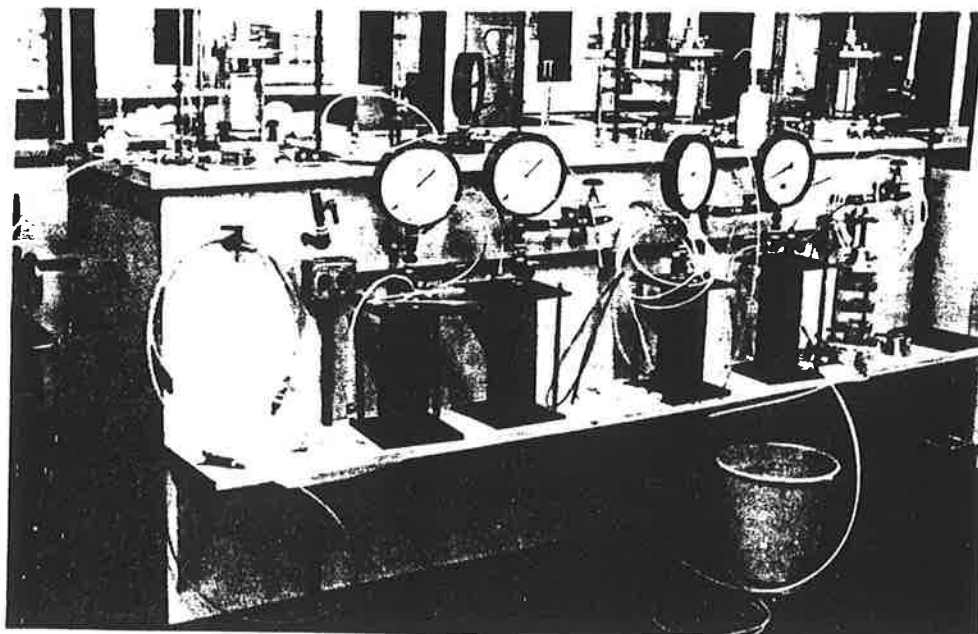
Figura 5.3 - Esquema ilustrativo de um ensaio de permeabilidade



O fluxo era portanto ascendente: a bomba hidráulica aplicava água sob pressão na base do corpo-de-prova, e a drenagem era feita pelo topo. O volume de água percolada era medido na proveta, coberta no topo para evitar evaporação. O fluxo ascendente supostamente melhora a saturação por facilitar a saída de bolhas de ar; segundo Van Ree et al (1992), o sentido do fluxo pode influir até na ordem de grandeza do coeficiente de permeabilidade determinado.

Circulava-se água por todas as tubulações durante a montagem do ensaio, objetivando-se saturá-las; mesmo assim, nas primeiras horas de fluxo ainda podiam ocasionalmente ser vistas bolhas de ar nos tubos. Deixava-se percolar água pelo corpo-de-prova até que as bolhas aprisionadas durante a montagem do ensaio fossem eliminadas, e só então era considerado iniciado o ensaio. Um dos cabeçotes utilizados permitia circulação de água, melhorando muito a retirada de bolhas de ar.

Foram feitas conexões entre três câmaras triaxiais para permitir a realização de três ensaios simultaneamente com duas bombas hidráulicas, uma para aplicar pressão confinante e outra para o gradiente hidráulico. Uma fotografia da montagem desenvolvida está apresentada na Figura 5.4.



**Figura 5.4** - Montagem para três ensaios simultâneos de permeabilidade

No início do ensaio aplicava-se uma pressão confinante de 50 kPa com drenagem, para adensar o corpo-de-prova. A pressão confinante era então elevada para 100 kPa, e

aplicava-se pressão de 50 kPa na base do corpo-de-prova, para gerar o gradiente hidráulico. A partir daí, a pressão confinante e a pressão na base iam sendo gradualmente elevados, simultaneamente, mantendo-se sempre uma diferença de 50 kPa entre os dois valores. Os maiores valores de pressão aplicados para confinamento e para geração de gradiente hidráulico foram, respectivamente, 250 kPa e 200 kPa, utilizados em corpos-de-prova de baixa permeabilidade, para limitar o tempo de ensaio.

Os ensaios de permeabilidade foram realizados em corpos-de-prova compactados com grau de compactação entre 95% e 103%, e desvios de umidade entre -2% e 2%, em relação ao ponto ótimo da Energia Normal.

Um ensaio mais completo foi executado para verificar a influência da pressão confinante e do gradiente hidráulico na determinação do coeficiente de permeabilidade. O corpo-de-prova foi inicialmente adensado a 50 kPa; a seguir, aplicou-se um gradiente hidráulico de 27, correspondente ao menor valor de pressão que pode ser ajustado na bomba hidráulica. Após um tempo de percolação, retirou-se o gradiente, e o corpo-de-prova foi adensado a 100 kPa. Sob essa pressão confinante, aplicaram-se sucessivamente gradientes hidráulicos de 27 e de 50. Repetiu-se o procedimento para adensamento a 150 kPa, com gradientes hidráulicos de 50 e de 100; e para adensamento a 200 kPa, com gradiente hidráulico de 100.

Foram realizados também dois ensaios de permeabilidade com contrapressão, em corpos-de-prova compactados com desvio de umidade de -1,5%, e graus de compactação de 95% e 101%. Inicialmente saturava-se o corpo-de-prova por contrapressão. A seguir, procedia-se ao ensaio de permeabilidade, mantendo-se a contrapressão na saída de drenagem. No final do ensaio de permeabilidade, o corpo-de-prova era rompido por compressão triaxial. Os ensaios foram feitos independentemente, pois três bombas hidráulicas eram necessárias para cada ensaio: uma para a pressão confinante, uma para a contrapressão e outra ligada à base do corpo-de-prova para gerar o gradiente hidráulico. Fotografias da montagem dos ensaios de permeabilidade com contrapressão estão apresentadas no Anexo C.

### **5.3.5 Ensaio de difusão**

O procedimento básico do ensaio de difusão está descrito em 3.4.2; porém, algumas adaptações foram feitas no LMS-EPUSP.

A concepção do ensaio baseou-se no artigo de Barone et al. (1989). O equipamento de ensaio, compreendendo aparelho de homogeneização, células e equipamento extrator de água do solo, foi projetado e construído no LMS-EPUSP, com verba da taxa de bancada do CNPq. O “software” para analisar os resultados do ensaio foi adquirido com verba de auxílio à pesquisa da FAPESP.

A célula é um cilindro de acrílico de 6,4 cm de diâmetro e 10,9 cm de altura, com base e topo parafusáveis e guarnecidos de anéis de vedação (O-rings), de modo que o conjunto fechado seja totalmente estanque. O topo é atravessado por uma haste, em cuja extremidade inferior há uma palheta triangular. No topo há também um pequeno orifício para coleta de amostras, com tampa de borracha.

Como decidiu-se pesquisar um solo compactado, os moldes de acrílico foram reforçados com anéis de PVC e braçadeiras, para permitir a compactação no próprio molde, com vistas a evitar o amolgamento do solo. Após a compactação, o corpo-de-prova era pesado em balança eletrônica de sensibilidade de 0,01 g, e sua altura era medida por meio de um paquímetro de 0,05 mm de sensibilidade.

O corpo-de-prova era então colocado para saturar por capilaridade sobre uma pedra porosa. A Figura 5.5 mostra corpos-de-prova no processo de saturação por capilaridade.



**Figura 5.5** - Corpos-de-prova em processo de saturação por capilaridade

Nos primeiros ensaios, o peso do molde era controlado em intervalos de tempo regulares, para determinar o momento em que havia sido atingida a constância de peso, e portanto, do grau de saturação. Alguns corpos-de-prova ainda foram inundados a seguir, por intervalos de tempo diferentes, para estimar se haveria ainda algum ganho no grau de saturação, e qual o tempo necessário em caso positivo.

Com base nos resultados obtidos, concluiu-se que 48 horas de processo de saturação por capilaridade são suficientes para chegar à situação de constância do grau de saturação. Atingiram-se sempre graus de saturação superiores a 90%, o que garante que todos os vazios estejam preenchidos com água, e que o ar se apresente sob a forma de bolhas oclusas, sem constituir fase contínua. Assim, torna-se razoável a utilização da equação (3.31) para transporte unidimensional de poluentes, desenvolvida para solos saturados.

O peso e a altura do corpo-de-prova eram novamente medidos. Não foi constatada expansão do corpo-de-prova devido à absorção de água por capilaridade.

A seguir, a base era parafusada à célula. A Figura 5.6 apresenta uma fotografia da célula com a base já parafusada. A parte superior da célula sobre o corpo-de-prova, que convencionou-se denominar reservatório, era então preenchida com a solução até o topo, equivalendo a um volume de aproximadamente 200 ml. Parafusava-se o topo, e o conjunto era levado ao aparelho de homogeneização.

O aparelho de homogeneização é composto por um suporte metálico, um motor elétrico de baixa rotação, um sistema de polias ligadas por uma correia de borracha ao motor, e quatro hastes metálicas associadas às polias. Em cada haste metálica há um encaixe para a haste acrílica do topo da célula. O motor, pelo sistema de polias e hastes, imprime uma rotação de aproximadamente 10 rpm à palheta. O motor tem 100 W de potência, apesar da baixa rotação, para poder funcionar por até 15 dias ininterruptamente. O aparelho permite a realização de quatro ensaios simultaneamente. A fotografia da Figura 5.7 permite uma visualização do aparelho de homogeneização. A Figura 5.8 mostra um detalhe da célula com o corpo-de-prova, já posicionada no aparelho de homogeneização.

A cada 24 horas, uma amostra de 5ml era coletada pelo orifício da tampa com uma seringa hipodérmica descartável. As amostras eram armazenadas em recipientes de polietileno vedados, e resfriadas até o dia da determinação da concentração pelo ensaio de espectrometria de emissão atômica.

Ao final do ensaio, o peso e a altura do corpo-de-prova eram novamente determinados. O corpo-de-prova era então extraído do molde e dividido em cinco partes (“fatias”). Após diversas tentativas de encontrar a melhor maneira de dividir o corpo-de-prova, optou-se por desbastar cuidadosamente cada fatia. Cada camada desbastada era então embrulhada com filme plástico, pesada e guardada no dessecador para não perder umidade, até o momento de ser extraída a água intersticial.

O equipamento extrator de água do corpo-de-prova compõe-se de um cilindro de aço de 10,0 cm de altura, 7,3 cm de diâmetro externo e 4,4 cm de diâmetro interno; de um pistão de aço de 4,3 cm de diâmetro; de uma base com ranhuras e orifício de drenagem; de um tubo de polietileno; e de um disco de neoprene para vedação. A base é revestida com dois discos de papel-filtro e parafusada ao cilindro. O solo é colocado dentro do cilindro e coberto pelo disco de neoprene. Posiciona-se o pistão dentro do cilindro sobre o disco de neoprene, e submete-se o solo a uma tensão de 25 MPa. As dimensões dos componentes foram adotadas de modo a permitir a utilização de uma prensa do laboratório. O disco de neoprene veda totalmente a saída de água pelo cilindro. O fluido espremido do solo drena pelas ranhuras e pelo orifício da base, percolando pelo tubo de polietileno. A extremidade do tubo fica posicionada dentro de um recipiente de polietileno, envolto por um filme para evitar evaporação. Uma fotografia do equipamento extrator está apresentada na Figura 5.9.

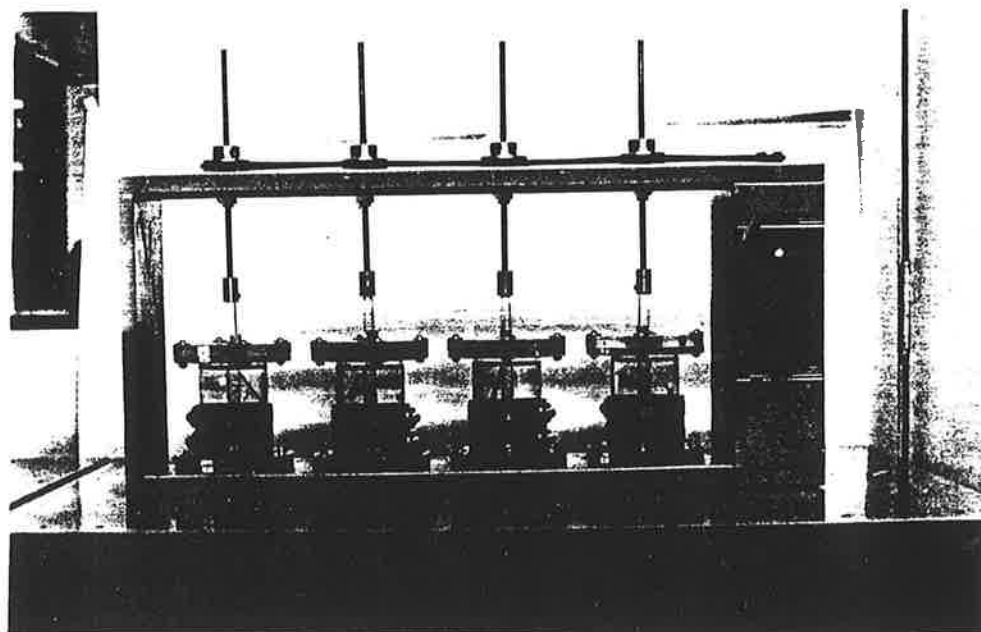
Foram realizados ensaios de difusão em corpos-de-prova moldados com graus de compactação variando entre 95% e 103%, e desvios de umidade entre -2% e 2%, submetidos a diversas soluções, cujas composições e utilização estão apresentadas em 5.2.2.

Para cada corpo-de-prova ensaiado e para cada soluto monitorado na solução, são obtidas duas curvas, quais sejam, concentração do soluto no fluido do reservatório em função do tempo, e concentração do soluto na água intersticial do corpo-de-prova em função da profundidade.

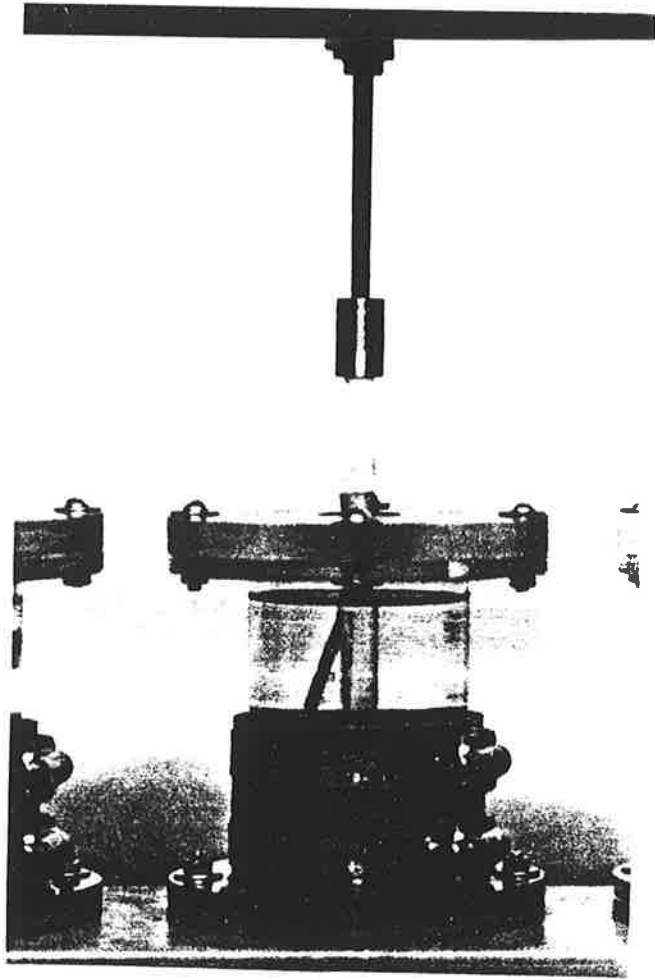
O procedimento experimental foi sendo desenvolvido ao longo da investigação experimental. Como a programação dos ensaios foi sendo direcionada pelas dificuldades decorrentes do desenvolvimento do equipamento e do procedimento, decidiu-se apresentá-la conjuntamente com os resultados, em 5.4.4.



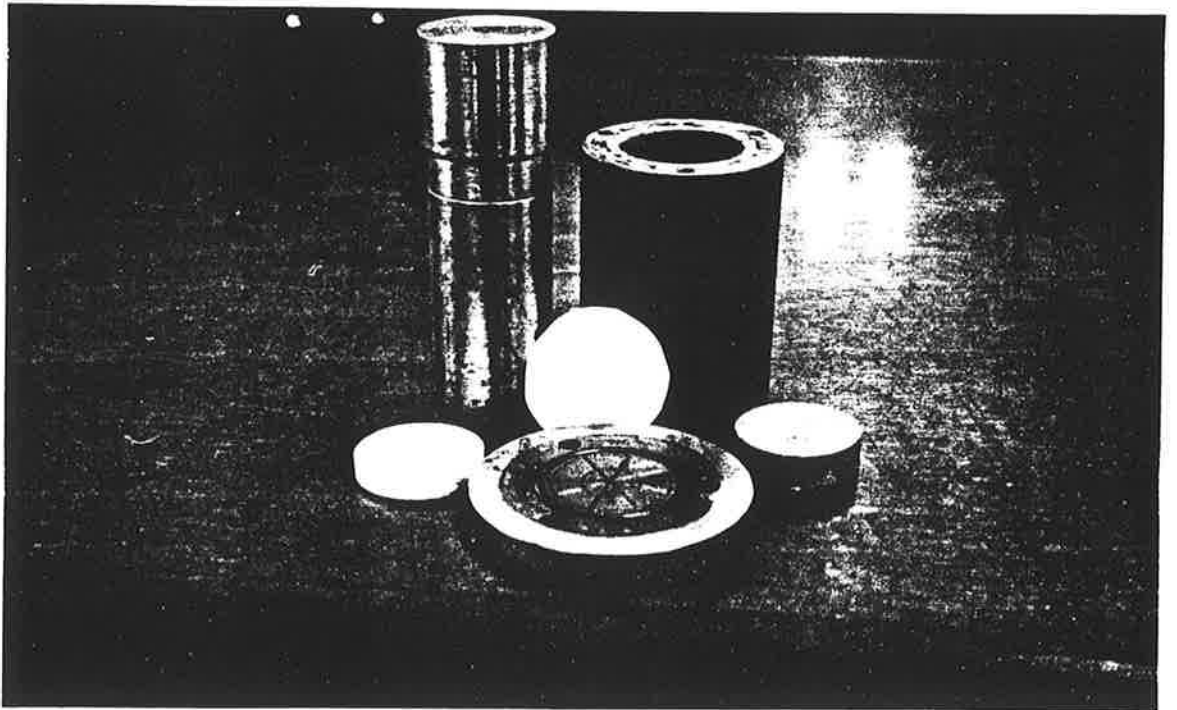
**Figura 5.6 - Célula do ensaio de difusão**



**Figura 5.7 - Aparelho de homogeneização**



**Figura 5.8** - Detalhe da célula com corpo-de-prova no aparelho de homogeneização



**Figura 5.9** - Aparelho extrator de água do solo

### 5.3.6 Ensaios de adsorção em lote (“Batch” tests)

O ensaio de adsorção em lote visa a estimar a intensidade de adsorção de um soluto em uma solução por um adsorvente na situação de equilíbrio de reação. Permite também a geração de isotermas de adsorção, que indicam como a adsorção varia com a concentração de soluto na solução.

A adsorção também pode ser estimada por meio do ensaio de coluna ou de dispersão, ou do ensaio de difusão. Mesmo assim, considerou-se interessante a realização dos ensaios de adsorção neste trabalho, como uma fonte adicional de informações, por permitir a comparação de dados provenientes de diferentes técnicas de ensaio, dentro do propósito de contribuir para a estruturação dos conhecimentos necessários ao projeto de sistemas de contenção de resíduos.

Foram realizados, separadamente, ensaios de adsorção de cádmio e mercúrio, os únicos dos seis metais estudados que não faziam parte da composição do solo.

O procedimento experimental dos ensaios de adsorção baseou-se nas recomendações da EPA (1992). Das duas alternativas propostas, adotou-se a de misturar um lote de amostras de igual volume de uma solução com diferentes quantidades de adsorvente. A mudança na concentração de soluto após contato com o adsorvente fornece a base para a construção das isotermas de adsorção.

O equipamento necessário compreende:

- um tambor giratório a 29 rpm ou outro equipamento de agitação;
- um equipamento para separação da fase sólida da suspensão sólido-líquido, como uma membrana de filtragem com capacidade de reter partículas com diâmetro maior ou igual a  $0,45\ \mu\text{m}$ , ou uma centrífuga capaz de separar partículas de diâmetro maior ou igual a  $0,1\ \mu\text{m}$ ;
- recipientes estanques de material não adsorvente e inerte quimicamente, para finalidades diversas, tais como armazenamento, filtragem, preparação de soluções, e outras;
- recipientes estanques de material não adsorvente e inerte quimicamente, de 200 ml, para conter as misturas solo/solução;



- para sistemas solução-adsorvente voláteis, os frascos devem ser também estanques ao ar; para sistemas solução-adsorvente anaeróbicos, os frascos estanques ao ar devem ser preenchidos com gás inerte sem oxigênio, para evitar ou retardar a oxidação.

A preparação das amostras de solo é igual à dos ensaios geotécnicos usuais, descrita em 5.3.1. Nos ensaios de adsorção, é especialmente importante secar o solo ao ar e à sombra, para minimizar mudanças na concentração de cátions trocáveis, na estabilidade da matéria orgânica e no pH.

Determina-se a umidade higroscópica do solo, com a qual calculam-se as massas de solo seco ao ar equivalentes às massas de solo seco em estufa, necessárias à preparação das misturas solo/solução.

Determina-se a concentração da solução-fonte antes do contato com recipientes de reação, adsorvente, material de separação de fases e outras superfícies, denominada concentração inicial  $c_0$ .

A EPA recomenda a preparação de algumas misturas com razão solo/solução variando entre 1:4 e 1:500. A razão solo/solução é definida como a massa equivalente de adsorvente seco em estufa a 105°C em gramas, por volume em mililitros de solução.

Foram adotadas as seguintes características para os ensaios: razões solo/solução de 1:4, 1:10, 1:20, 1:50, 1:100, 1:200 e 1:500; volume de solução igual a 200 ml; e concentração inicial da solução igual a 10 ppm.

As amostras de solo seco ao ar foram pesadas em balança eletrônica de 0,0001 g de sensibilidade. A seguir, cada uma foi misturada com 200 ml de solução no recipiente correspondente etiquetado. As misturas deveriam então ser agitadas por 24 horas a temperatura constante no tambor giratório.

Como os ensaios de lote não estavam dentro do escopo inicial do trabalho, não foram adquiridos equipamentos específicos; procurou-se, em uma primeira fase, realizar o ensaio segundo as possibilidades atuais do LMS-EPUSP, para definir encaminhamentos para uma próxima futura capacitação. Na falta de tambor giratório, experimentou-se realizar a agitação com o aparelho dispersor utilizado nos ensaios geotécnicos de sedimentação e de peso específico dos grãos. O dispersor, no entanto, não pode funcionar ininterruptamente por muito tempo; a pá giratória apresentou significativo

desgaste após duas horas de utilização; além disso, o aparelho é constituído de material não inerte.

Optou-se, então, por agitação manual enérgica. Obviamente, esse método não é tão eficiente quanto a agitação contínua em tambor giratório, principalmente para razões solo/solução elevadas. Os resultados, portanto, são apenas qualitativos, permitindo mesmo assim uma melhor compreensão do fenómeno.

Após 24 horas de agitação, deve-se proceder à separação das fases por filtração ou centrifugação, e analisar as concentrações das soluções finais.

A separação de fases foi realizada por meio de filtração com dois papéis-filtro padrão normal de laboratório, com capacidade de retenção de partículas de diâmetro maior ou igual a  $7\mu\text{m}$ , superpostos. Para adotar um procedimento definitivo, é procedente comparar estatisticamente os valores de concentração obtidos da filtração por papel-filtro padrão e pela membrana de  $0,45\mu\text{m}$  recomendada pela EPA.

As amostras de solução foram resfriadas até o momento da determinação das concentrações por espectrometria de emissão atômica.

Para avaliar se o material dos recipientes não influi nos resultados, recomenda-se a utilização de pelo menos um, e de preferência três, frascos “brancos”, isto é, onde é colocada apenas a solução de estoque, sem adição de solo. A EPA considera o método compatível para uma diferença menor do que 3% entre a concentração inicial da solução e a concentração final de um frasco “branco”, calculada segundo a equação (5.1); em caso contrário, alerta para que os dados de adsorção sejam avaliados cuidadosamente.

$$D(\%) = \frac{(c_0 - c_b)}{c_0} \times 100 \dots\dots\dots (5.1)$$

D ... diferença

$c_0$  ... concentração inicial da solução

$c_b$  ... concentração final da solução no frasco “branco”

A adsorção para cada razão solo/solução é calculada por (3.36):

$$A(\%) = \frac{(c_0 - c)}{c_0} \times 100 \quad \dots\dots\dots (3.36)$$

A ... adsorção

$c_0$  ... concentração inicial da solução

c ... concentração de equilíbrio para uma dada razão solo/solução

Um valor negativo de adsorção pode implicar que o adsorvente tenha constituintes adsorvidos previamente que estejam desadsorvendo; que esteja ocorrendo dissolução do adsorvente; ou ainda, um problema de contaminação.

Em diversas pesquisas sobre a influência do tempo de ensaio na determinação da adsorção, o intervalo de 24 horas mostrou-se suficiente para que seja atingido o equilíbrio da reação (EPA, 1992). Mesmo assim, a EPA recomenda que o ensaio seja repetido para 4 intervalos de agitação, quais sejam, 1, 24, 48 e 72 horas, para a mesma razão solo/solução, escolhida entre as que atendem o requisito de adsorção entre 10% e 30%. O tempo de equilíbrio é definido com o mínimo tempo necessário para estabelecer uma taxa de mudança de concentração igual ou menor que 5% por intervalo de 24 horas. Neste trabalho desconsiderou-se esse quesito, dados os baixos valores de adsorção obtidos.

A EPA desaconselha a utilização de razões solo/solução que resultem em adsorção menor do que 10% na construção de isotermas. Como os valores de adsorção de cádmio e mercúrio na argila laterítica mostraram-se muito baixos, realizaram-se ensaios adicionais de adsorção dos dois metais, separadamente, com uma bentonita industrializada amplamente utilizada no LMS-EPUSP, para aferição da técnica de ensaio.

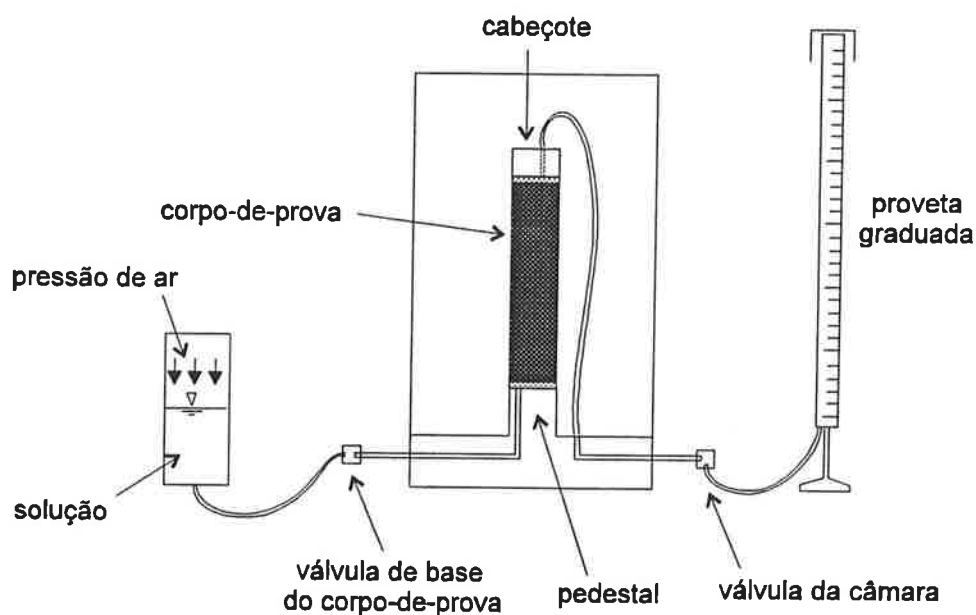
Foram adotadas as seguintes características para os ensaios com a bentonita: razões solo/solução de 1:10, 1:20, 1:50, 1:100, 1:200, 1:400 e 1:800; volume de solução igual a 200 ml; e concentração inicial da solução igual a 10 ppm.

### **5.3.7 Ensaios de dispersão ou de coluna**

Os ensaios de dispersão ou de coluna foram realizados em seqüência a alguns ensaios de permeabilidade, utilizando-se a mesma montagem com pequenas adaptações.

O procedimento inicial de ensaio, portanto, era igual ao do ensaio de permeabilidade, já descrito em 5.3.4. Em um dado momento, no qual já haviam sido atingidas a constância

e a estabilidade da vazão, substituíam-se a água de alimentação por uma solução. Desativava-se a bomba hidráulica, e a válvula de base do corpo-de-prova era conectada a uma câmara contendo a solução, sobre cuja superfície aplicava-se uma determinada pressão de ar, correspondente ao gradiente desejado. Um esquema ilustrativo da montagem do ensaio de dispersão está apresentado na Figura 5.10.



**Figura 5.10** - Esquema ilustrativo da montagem do ensaio de dispersão

Como as soluções pesquisadas eram compostas por uma mistura de metais, descartou-se a possibilidade de determinar concentrações por meio da resistividade elétrica. A medida indireta da concentração por meio de eletrodos posicionados dentro do corpo-de-prova, técnica bastante utilizada nos ensaios de dispersão com cloreto de sódio, permite o monitoramento da concentração em função do tempo e da posição.

Decidiu-se levantar a curva de saturação apenas com amostras de efluente recolhidas no ponto de saída. Conectou-se à válvula da câmara uma mangueira de borracha com propriedade auto-cicatrizante, permitindo que as amostras de 5 ml fossem retiradas por meio de uma seringa hipodérmica. As concentrações foram determinadas por espectrometria de emissão atômica.

A saturação final dos corpos-de-prova ao final dos ensaios de permeabilidade era sempre maior do que 90%, valor mínimo recomendado por Scarpedas (1994) para ensaios de dispersão, provavelmente para garantir que todos os vazios estejam cheios de água e que não haja fase contínua de ar no solo.

A equação (3.34) para o cálculo do coeficiente de dispersão hidrodinâmica aplica-se melhor a dados de variação de concentração em função do tempo obtidos em várias posições no corpo-de-prova; pode também ser utilizada para o caso de retirada de amostras apenas na saída da coluna, porém algumas considerações devem ser feitas sobre os resultados (Shackelford, 1994).

Foram realizados 6 ensaios de dispersão, cujas principais características estão apresentadas na Tabela 5.6.

### **5.3.8 Ensaios mineralógicos**

Foram realizados ensaios de difratometria de raios-X, de fluorescência de raios-X e de microscopia eletrônica de varredura, em amostras de solo natural e de solo exposto a alguma das soluções pesquisadas.

Para os ensaios de fluorescência de raios-X, foram utilizadas uma amostra de solo natural e as duas camadas superiores dos corpos-de-prova CP 20 e CP 21, submetidos previamente a ensaios de difusão. No final do ensaio de difusão, os corpos-de-prova são divididos em 5 camadas de igual espessura, de onde é extraída a água intersticial. Foram selecionadas a fatia de topo e a imediatamente subjacente, para garantir amostras expostas o mais intensamente possível à solução em questão.

CP 20 e CP 21 haviam sido ensaiados à difusão com as soluções, respectivamente, S10 e S11, cujas composições estão apresentadas em 5.2.2.

A difratometria de raios-X e a microscopia eletrônica de varredura foram realizadas em uma amostra de solo natural, e em amostras provenientes das camadas de topo dos corpos-de-prova CP 8 e CP 24, ensaiados previamente à difusão.

CP 8 e CP 24 haviam sido ensaiados à difusão com as soluções, respectivamente, S4 e S11, cujas composições estão apresentadas em 5.2.2.

Tabela 5.6 - Características principais dos ensaios de dispersão realizados

Corpo-de-prova	Características de moldagem	Solução	k (m/s)	Velocidade de fluxo (m/s)	Pressão confinante (kPa)	Gradiente	Tempo médio (*) (minutos)
11	GC=94,5% $\Delta h=0,2\%$	S6: 0,7 ppm Al 0,5 ppm Cd 1,9 ppm Fe 3 ppm Mn 0,3 ppm Zn	$4,5 \times 10^{-7}$	$5 \times 10^{-7}$	150	10	150
12	GC=95,0% $\Delta h=1,8\%$	S6: 0,7 ppm Al 0,5 ppm Cd 1,9 ppm Fe 3 ppm Mn 0,3 ppm Zn	$1,1 \times 10^{-7}$	$8 \times 10^{-6}$	150	30	190
15	GC=99,3% $\Delta h=0,0\%$	S12: 0,3 ppm Cd 0,01 ppm Mn 0,8 ppm Hg 0,02 ppm Zn	$1,0 \times 10^{-8}$	$3 \times 10^{-6}$	150	100	500
18	GC=94,5% $\Delta h=-0,1\%$	S19: 52 ppm Al 1,7 ppm Cd 0,2 ppm Fe 0,3 ppm Mn 9 ppm Hg 4 ppm Zn	$5,0 \times 10^{-7}$	$6 \times 10^{-5}$	100	50	25
19	GC=94,7% $\Delta h=2,1\%$	S14: 1,2 ppm Cd 0,05 ppm Fe 0,01 ppm Mn 3 ppm Hg 0,1 ppm Zn	$1,0 \times 10^{-7}$	$2 \times 10^{-5}$	150	100	70
24	GC=95,9% $\Delta h=-1,8\%$	S20: 1 ppm Cd 0,1 ppm Fe 0,02 ppm Mn 91 ppm Hg 0,1 ppm Zn	$5,0 \times 10^{-7}$	$6 \times 10^{-5}$	100	50	25

(\*) O tempo de advecção é calculado dividindo-se a altura do corpo-de-prova pela velocidade de fluxo; equivale ao tempo no qual a frente de poluentes chegaria à outra extremidade do corpo-de-prova se não houvesse dispersão e adsorção.

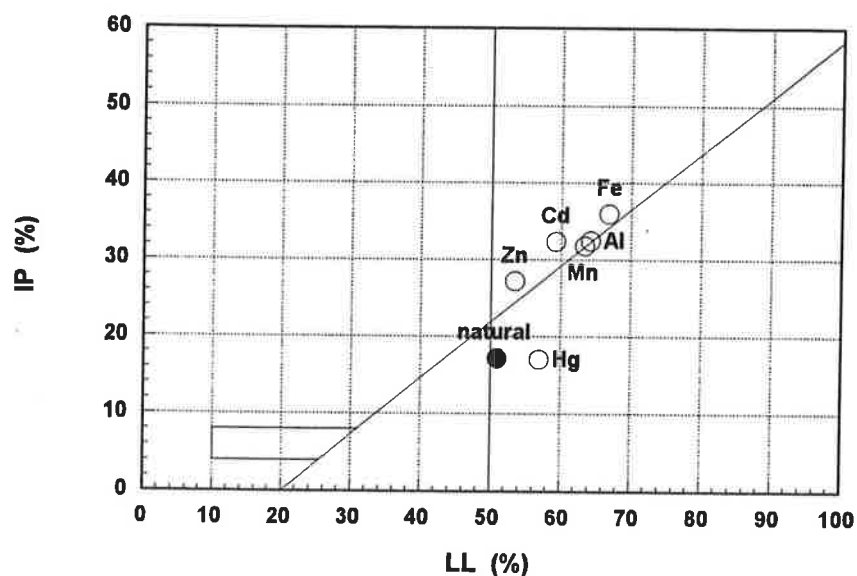
## 5.4 Resultados

### 5.4.1 Limites de consistência com adição de metais

Os resultados dos ensaios de limites de consistência do solo estudado com adição de metais encontram-se na Tabela 5.7. Na Figura 5.11, estão apresentados os mesmos resultados posicionados na Carta de Plasticidade de Casagrande.

**Tabela 5.7 - Limites de consistência da argila com adição de metais**

	natural	Al	Cd	Fe	Hg	Mn	Zn
LL (%)	50,9	64,3	59,3	66,9	57,0	63,4	53,4
LP (%)	33,8	31,9	27,0	31,0	40,0	31,7	26,3
IP (%)	17,1	32,4	32,3	35,9	17,0	31,7	27,1



**Figura 5.11 - Limites de consistência da argila com adição de metais**

A adição dos metais acarreta aumento do LL e ligeira diminuição do LP em todos os casos estudados, com exceção do mercúrio, para o qual houve aumento do LP. Com exceção do mercúrio, o IP aumentou consideravelmente para todos os metais, principalmente devido ao aumento de LL. O solo tende a passar de MH a CH, mantendo a proximidade com a Linha A. No caso do mercúrio, o IP manteve-se constante, porque as elevações no LL e no LP foram iguais; o ponto distanciou-se da curva A.

Uma possível explicação para as elevações do LL e do IP seria a dispersão do solo induzida pela adição de cátions metálicos polivalentes. Para poder comprovar essa hipótese, procurou-se verificar se o solo é naturalmente flocculado. Pinto (1962) sugere estimar a flocculação dos solos realizando-se ensaio de sedimentação sem defloculante.

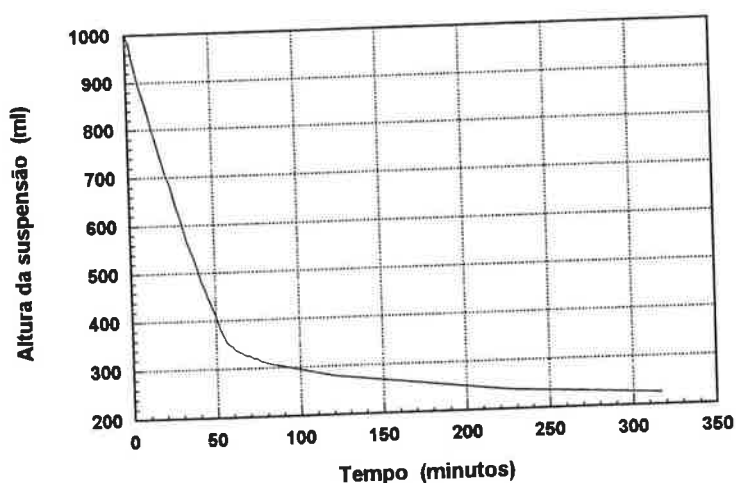
Ao se dispersar uma amostra de solo flocculado em uma proveta como a utilizada nos ensaios de granulometria, o solo sedimenta-se, determinando uma superfície plana que o separa da água quase límpida acima, como pode ser visto na Figura 5.12, e na seqüência de fotografias apresentadas no Anexo D.



**Figura 5.12** - Sedimentação de um solo flocculado disperso em água



A velocidade com que a superfície de separação desce é praticamente constante durante determinado intervalo de tempo, a partir do qual diminui sensivelmente devido às variações de densidade e de viscosidade da suspensão, causadas pelas partículas concentradas no fundo da proveta. A Figura 5.13 ilustra esta variação da velocidade de sedimentação com o tempo, sendo a velocidade instantânea de sedimentação a tangente à curva apresentada.



**Figura 5.13** - Velocidade de sedimentação do solo em ensaio sem defloculante

A velocidade de sedimentação é função do tamanho e forma dos flocos, da concentração da suspensão, da massa específica dos flocos, da densidade e da viscosidade do fluido, da temperatura e da forma da proveta. A Lei de Stokes relaciona a velocidade de queda livre de uma partícula esférica em um fluido com o diâmetro da mesma, e é expressa pela equação (5.2):

$$v_{\text{lim}} = \frac{\delta - \gamma_a}{18\mu} D^2 \dots\dots\dots (5.2)$$

$v_{\text{lim}}$  ... velocidade de queda limite (cm/s)

$\delta$  ... peso específico dos grãos (gf/cm<sup>3</sup>)

$\gamma_a$  ... peso específico da água (gf/cm<sup>3</sup>), igual a 0,998 gf/cm<sup>3</sup> a 20°C

$\mu$  ... viscosidade absoluta da água (gf.s/cm<sup>2</sup>), igual a 1,03X10<sup>-7</sup> gf.s/cm<sup>2</sup> a 20°C

$D$  ... diâmetro (cm)

Foram dispersados 50 g de solo seco ao ar em uma proveta com 1000 ml de água destilada, conforme recomendações da ABNT NBR-7181/84 que visam a garantir o mínimo de interferência entre partículas em queda. Consideram-se uniformes a forma e

tamanho dos flocos, calculando-se assim um diâmetro equivalente ao de uma esfera com a mesma densidade e mesma velocidade de queda. A 100 ml de descida da interface corresponde uma queda de 3,53 cm. O peso específico dos grãos é igual a  $2,69 \text{ gf/cm}^3$ .

Obtém-se assim como estimativa um diâmetro equivalente dos flocos igual a 0,01 mm. Na verdade, a densidade dos flocos é bem menor que a dos grãos, devido à água, e eventualmente, ao ar aprisionados. Pode-se afirmar, portanto, que os flocos têm no mínimo 0,01 mm de diâmetro equivalente. Lembrando que a fração argila do solo (partículas com diâmetro equivalente menor ou igual a 0,002 mm) é igual a 62% em massa, o solo apresenta-se inequivocamente floculado. Isso parece corroborar a hipótese de que as modificações nos limites decorrentes da adição de metais tenham sido causadas pela dispersão da argila.

#### **5.4.2 Ensaio de permeabilidade**

##### **5.4.2.1 Permeabilidade dos corpos-de-prova**

Os dados de moldagem dos corpos-de-prova dos ensaios de permeabilidade encontram-se no Anexo E. As curvas de coeficiente de permeabilidade em função do tempo e do volume percolado acumulados resultantes dos ensaios estão apresentadas, respectivamente, nos Anexos F e G. Os valores do grau de compactação, do desvio de umidade e do coeficiente de permeabilidade representativo de cada corpo-de-prova estão indicados na Tabela 5.8.

Os coeficientes de permeabilidade dos corpos-de-prova ensaiados variaram de  $4,5 \times 10^{-10} \text{ m/s}$  a  $5,0 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ , correspondentes aos corpos-de-prova com, respectivamente,  $GC=101,6\%$  e  $\Delta h=-1,8\%$  e  $GC=94,5\%$  e  $\Delta h=0,2\%$ . Portanto, para as condições de compactação estudadas, o coeficiente de permeabilidade do solo variou em 1000 vezes.

Observa-se que um valor de coeficiente de permeabilidade menor ou igual a  $10^{-9} \text{ m/s}$ , exigido por diversas normas ambientais, pode ser atingido para certas condições de compactação, quais sejam, para graus de compactação superiores a 100% com qualquer desvio de umidade, e para graus de compactação superiores a 97,5% com desvios de umidade positivos.

Tabela 5.8 - Coeficiente de permeabilidade dos corpos-de-prova

GC (%)	$\Delta h$ (%)	k (m/s)	Corpo-de-prova
94.3	1.9	3.0E-08	4
94.5	-0.1	4.5E-07	18
94.5	0.2	5.0E-07	11
94.5	2.4	7.0E-09	14
94.7	-1.6	3.0E-07	25
94.7	-1.6	5.5E-08	25-CP
94.7	2.1	1.0E-07	19
95.0	1.8	1.1E-07	12
95.1	1.3	3.0E-07	17
95.2	0.0	1.0E-07	7
95.4	-2.5	4.5E-08	16
95.9	-1.8	3.0E-07	24
96.8	0.0	1.0E-08	8
97.1	-0.1	2.8E-07	20
97.3	-0.6	7.0E-08	2
98.2	1.2	2.2E-09	5
98.6	0.0	2.8E-08	9
99.1	1.2	1.0E-09	6
99.3	0.0	9.0E-09	15
99.4	-1.9	5.0E-08	21
99.5	0.0	2.5E-09	23
99.7	0.5	6.0E-09	10
99.9	1.2	2.8E-09	3
100.3	-0.1	1.8E-09	27
101.1	-1.3	4.5E-09	26
101.1	-1.3	4.5E-08	26-CP
101.5	0.0	2.5E-09	22
101.6	-1.8	4.5E-10	13
103.3	-1.2	8.0E-10	1

O solo atende aos limites recomendados por Benson et al. (1994) para garantir coeficiente de permeabilidade menor ou igual a  $10^{-9}$  m/s, quais sejam, LL maior ou igual a 20%, IP maior ou igual a 7%, e atividade maior ou igual a 0,3. No entanto, variando-se as condições de compactação, a permeabilidade pode aumentar de 2 a 3 ordens de grandeza, sem que os limites de consistência tenham mudado de valor. Conforme discutido em 2.1.4, a estrutura do solo formada durante a compactação é um fator mais importante na permeabilidade do solo do que os limites de consistência, particularmente no caso dos solos tropicais, em que as características geotécnicas não correlacionam bem com LL e IP. Os autores tampouco consideraram a variação da permeabilidade em

função do teor de umidade de compactação e do peso específico aparente seco, que se expressa diferentemente para cada solo.

O tempo de ensaio e o volume percolado acumulado expresso em volume de vazios do corpo-de-prova não foram iguais em todos os ensaios. Os valores adotados para cada ensaio dependeram da própria permeabilidade do corpo-de-prova, a qual condicionava o intervalo de tempo necessário para se obterem variações de volume mensuráveis na proveta; e da programação de ensaios, uma vez que eram ensaiados três corpos-de-prova simultaneamente.

Analisando posteriormente os procedimentos adotados para cada ensaio, evidencia-se uma divisão dos corpos-de-prova em três grupos:

- . corpos-de-prova com os coeficientes de permeabilidade mais baixos, da ordem de  $10^{-9}$  e  $10^{-10}$  m/s (CPs 1, 3, 5, 6, 13, 22, 23 e 27). O volume percolado variou entre 0,5 e 1,4 volume de vazios, sendo geralmente menor do que 1.

- . corpos-de-prova com os coeficientes de permeabilidade mais altos, da ordem de  $10^{-7}$  e  $10^{-6}$  m/s (CPs 2, 7, 11, 12, 17, 18, 19, 20 e 24). Em um tempo de ensaio semelhante aos dos demais ensaios, possibilitaram a percolação de maior volume de água, geralmente superior a 20 volumes de vazios.

- . corpos-de-prova com coeficiente de permeabilidade intermediário, da ordem de  $10^{-8}$  m/s (CPs 4, 8, 9, 10, 14, 15, 16, 21, 25 e 26). Houve percolação de cerca de 10 volumes de vazios.

A observação das figuras dos Anexos F e G mostra que algumas curvas são bem definidas, enquanto outras apresentam flutuações em torno de uma tendência nítida. Essas variações localizadas do coeficiente de permeabilidade são compreensíveis nos corpos-de-prova menos permeáveis, devido aos erros de leitura induzidos pelo pequeno volume percolado; no entanto, ocorreram também em corpos-de-prova mais permeáveis. A irregularidade de fluxo pode ser causada por variações instantâneas da temperatura e de pressão da bomba hidráulica, ou pela presença de bolhas de ar.

Em grande parte das curvas houve um aumento inicial do coeficiente de permeabilidade até um determinado valor, e relativa constância posteriormente; esse comportamento provavelmente reflete o aumento do grau de saturação do corpo-de-prova até um valor

de equilíbrio, que é menor do que 100%, porém maior do que o grau de saturação de moldagem.

A Figura 5.14 mostra os graus de saturação inicial e final dos corpos-de-prova. Cabe observar que o grau de saturação final dos corpos-de-prova foi sempre superior a 90%. Nove corpos-de-prova apresentaram grau de saturação final entre 90% e 95%; 15 entre 95% e 100%; e três não foram determinados. Para graus de saturação superiores a 90%, não há uma fase de ar contínua no solo; o ar encontra-se sob a forma de bolhas oclusas, e todos os vazios estão preenchidos com água.

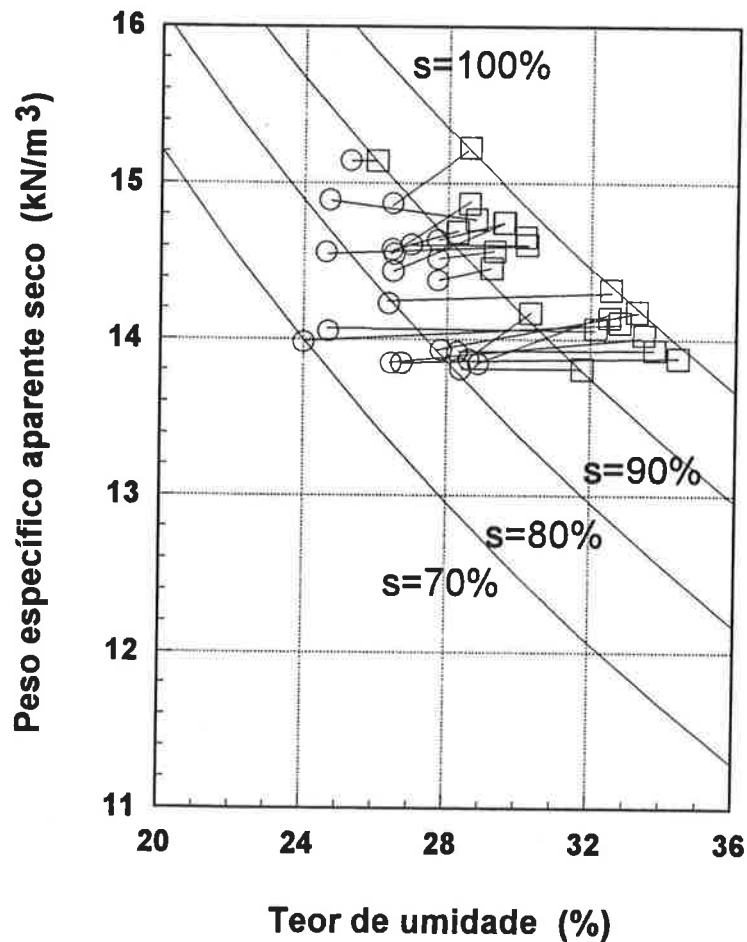


Figura 5.14 - Graus de saturação inicial e final dos corpos-de-prova

Observando as curvas em função do volume percolado, verifica-se que, em grande parte dos ensaios, após a passagem de 2 volumes de vazios atinge-se a situação de constância da vazão e de estabilização do ensaio, com diminuição da amplitude da flutuação. Esse comportamento pode ser observado nos CPs 4, 7, 8, 9, 12, 15, 16, 19, 21, 25 e 26. Para os corpos-de-prova mais permeáveis, essa condição é atingida após a percolação de 10 volumes de vazios, como indicam as curvas dos CPs 2, 11, 17, 18, 20 e 24.

### 5.4.2.2 Permeabilidade em função do grau de compactação e do desvio de umidade

Na Figura 5.15 estão apresentados os resultados de todos os ensaios, para permitir uma visão conjunta da variação da permeabilidade em função do grau de compactação e do desvio de umidade. Três corpos-de-prova - CPs 7, 16 e 20 - foram descartados das análises a seguir, devido à incongruência com os demais resultados.

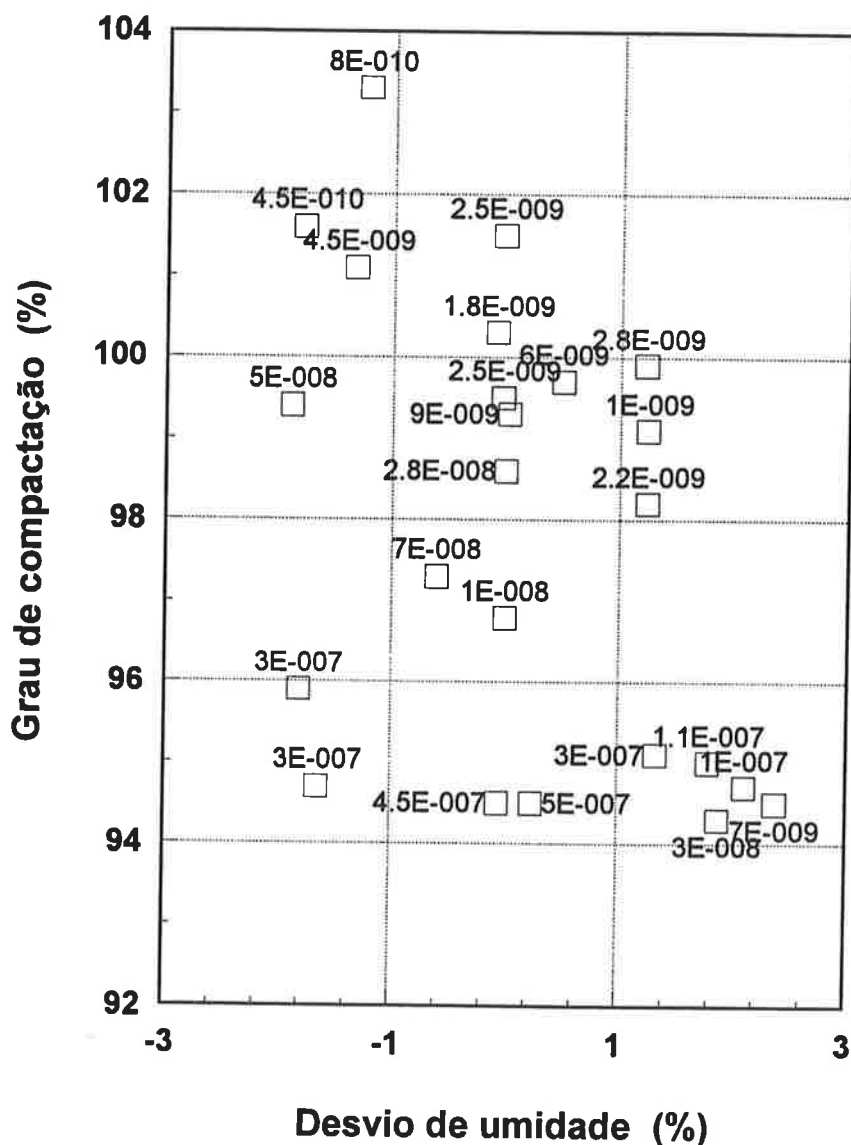


Figura 5.15 - Coeficiente de permeabilidade em função do grau de compactação e do desvio de umidade

As Figuras 5.16 a 5.19 mostram a variação do coeficiente de permeabilidade em função do grau de compactação para os desvios de umidade de -2%, 0%, 1% e 2%.

O coeficiente de permeabilidade diminuiu com o aumento do grau de compactação para os desvios de umidades de -2%, 0% e 1%. A tendência oposta observada para o desvio de umidade de 2% é duvidosa, pois os quatro pontos experimentais têm graus de compactação muito próximos.

Os resultados de Mitchell et al. (1965) apresentados na Figura 2.3 apontam diminuição do coeficiente de permeabilidade em função do grau de compactação para qualquer desvio de umidade; para um teor de umidade constante, a permeabilidade decresce mais drasticamente para valores de peso específico seco maiores do que o ótimo. Uma tendência similar pode ser observada na Figura 5.16, relativa ao desvio de umidade  $\Delta h = -2\%$ .

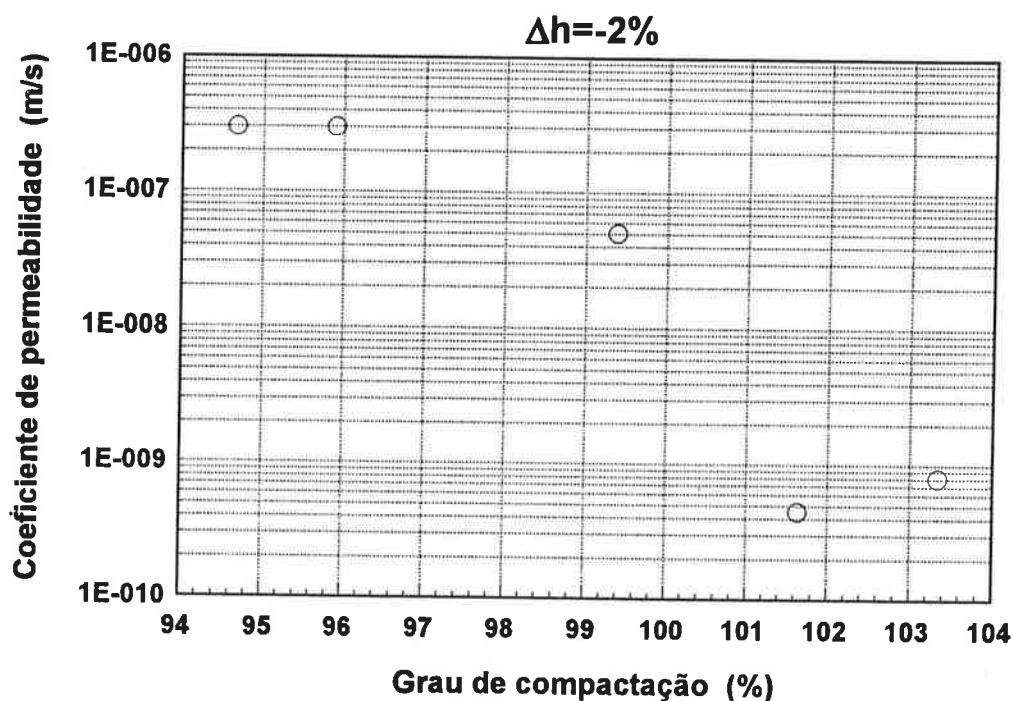


Figura 5.16 - Coeficiente de permeabilidade em função do grau de compactação para desvio de umidade  $\Delta h = -2\%$

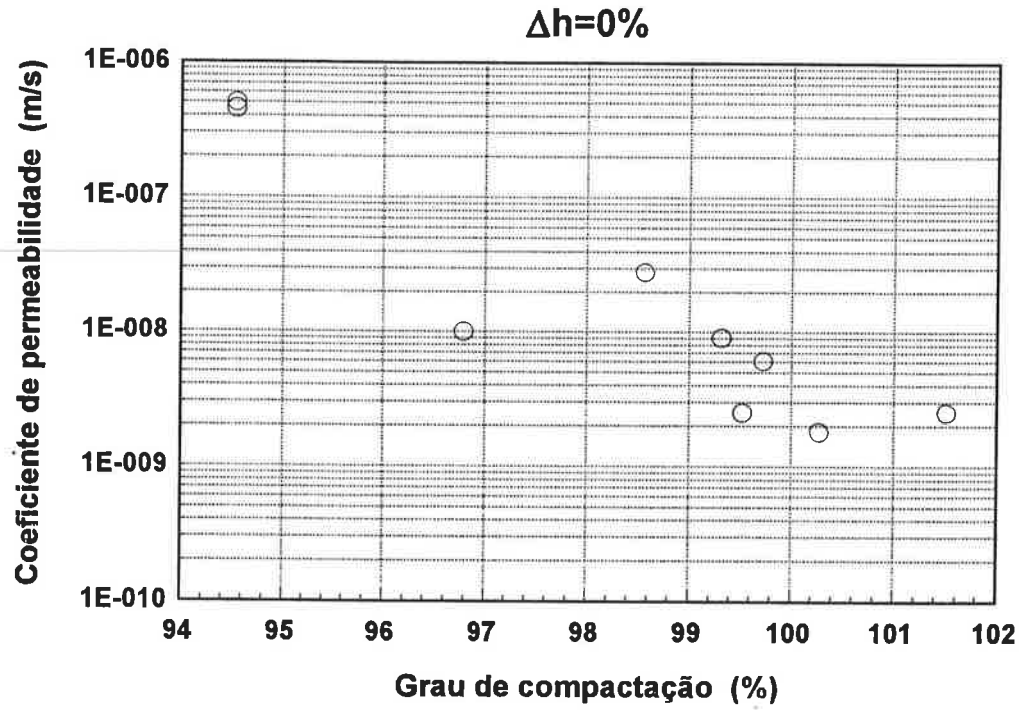


Figura 5.17 - Coeficiente de permeabilidade em função do grau de compactação para desvio de umidade  $\Delta h=0\%$

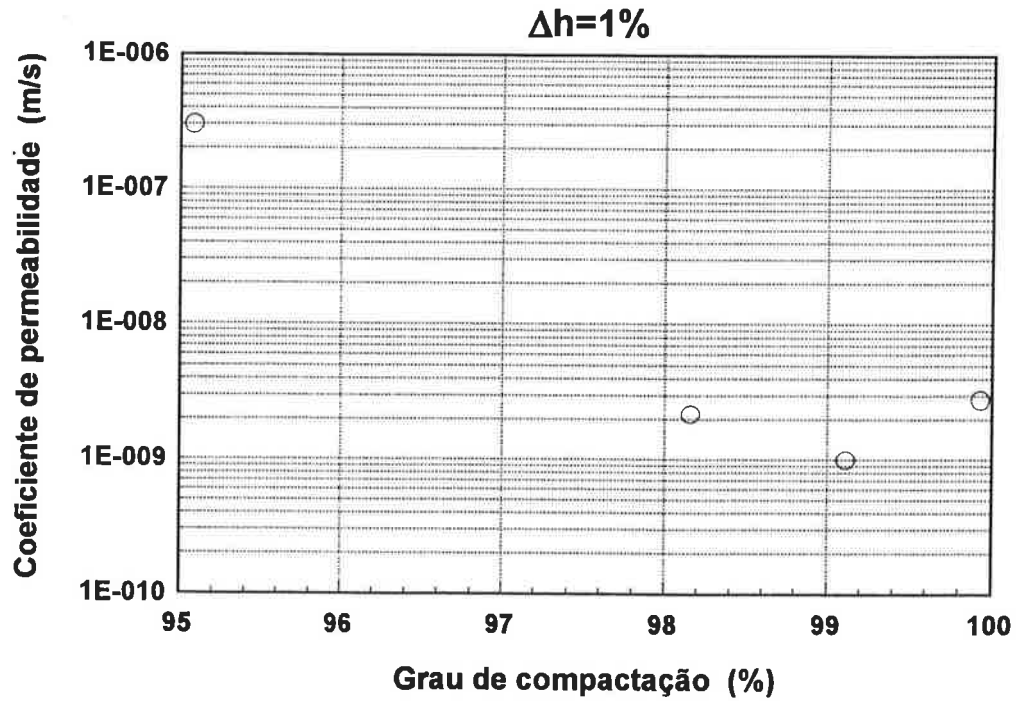
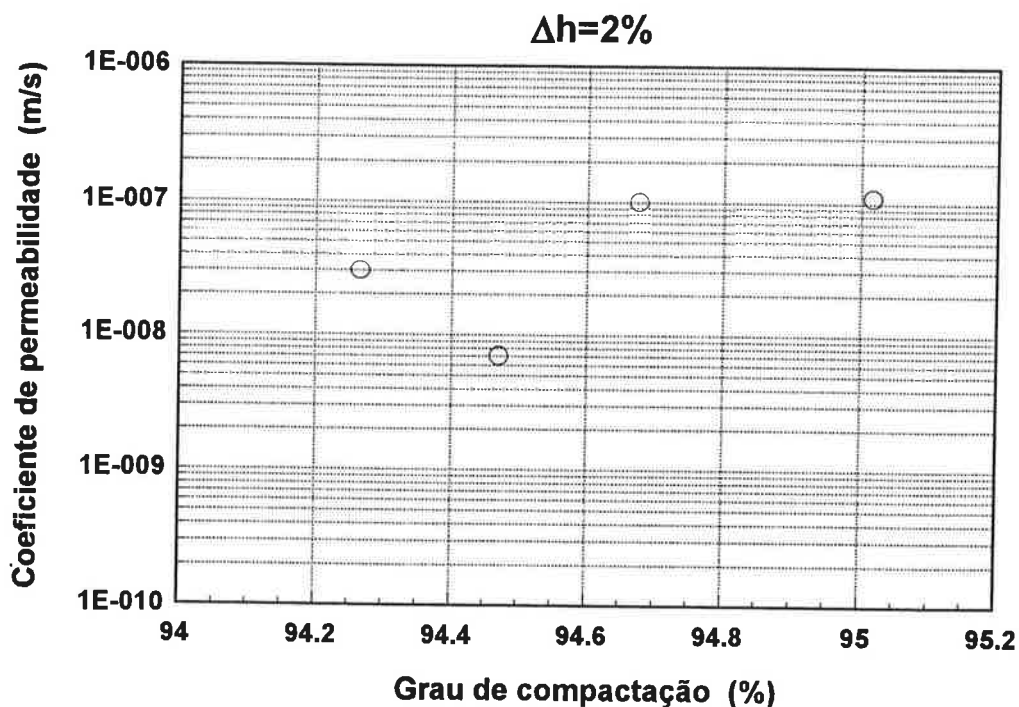


Figura 5.18 - Coeficiente de permeabilidade em função do grau de compactação para desvio de umidade  $\Delta h=1\%$





**Figura 5.19** - Coeficiente de permeabilidade em função do grau de compactação para desvio de umidade  $\Delta h=2\%$

Para o desvio de umidade  $\Delta h=0\%$ , o coeficiente de permeabilidade diminuiu de  $5 \times 10^{-7}$  m/s para  $2 \times 10^{-9}$  m/s quando o grau de compactação aumentou de 94,5% para 101,5%. Para o desvio de umidade  $\Delta h=1\%$ , houve decréscimo de  $3 \times 10^{-7}$  m/s a  $3 \times 10^{-9}$  m/s quando o grau de compactação aumentou de 95% a 100%. Finalmente, para  $\Delta h=-2\%$ , houve redução na permeabilidade de  $2 \times 10^{-7}$  m/s a  $5 \times 10^{-10}$  m/s para grau de compactação aumentando de 94,5% e 101,5%. Os resultados para os três desvios de umidade parecem compatíveis. Para  $\Delta h=2\%$ , houve variação de 1 ordem de grandeza no coeficiente de permeabilidade para variação de 0,8% no grau de compactação, mas devido à semelhança entre os pesos específicos secos, não se pode descartar a hipótese dessa variação estar dentro da faixa de erros experimentais.

As Figuras 5.20 a 5.23 apresentam a variação do coeficiente de permeabilidade em função do desvio de umidade para graus de compactação de 95%, 97,5%, 100% e 101,5%.

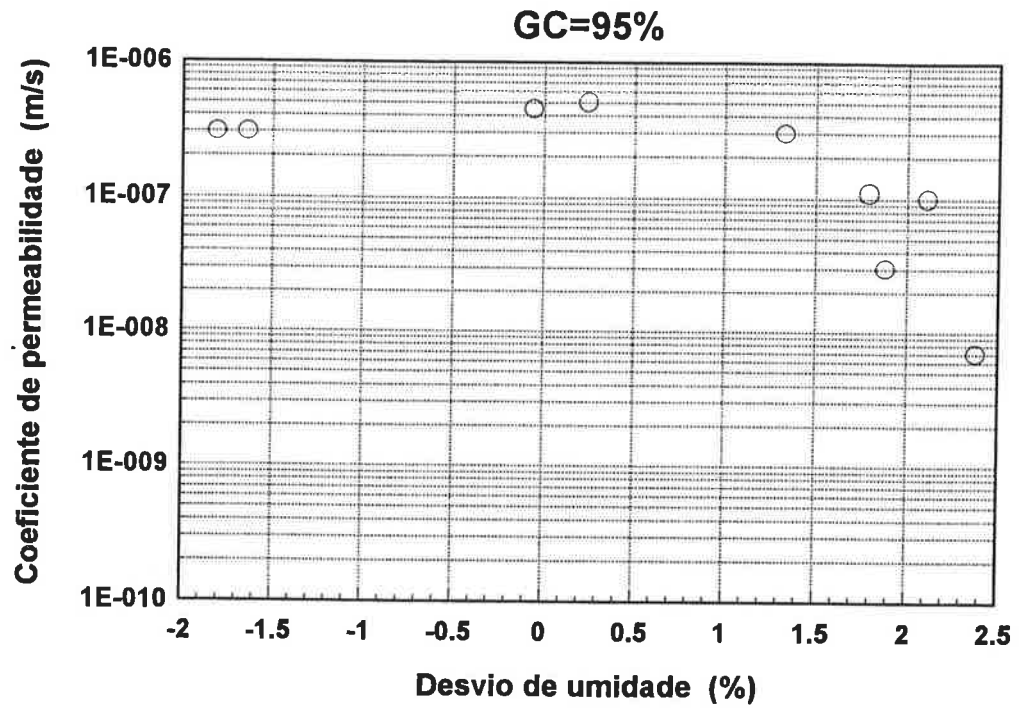


Figura 5.20 - Coeficiente de permeabilidade em função do desvio de umidade para grau de compactação GC=95%

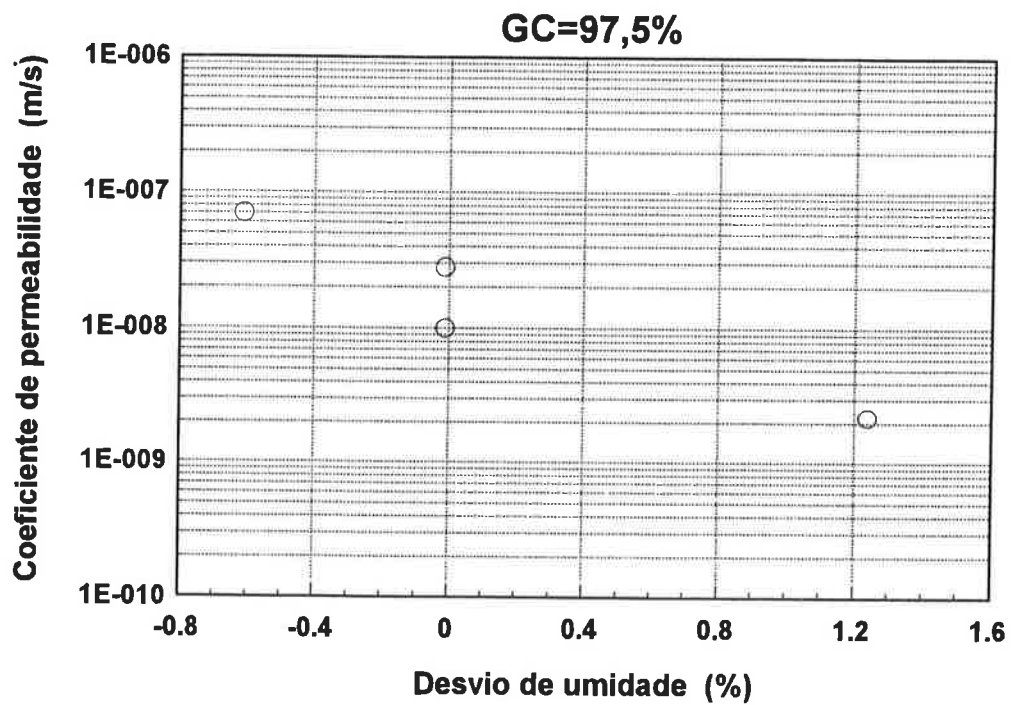


Figura 5.21 - Coeficiente de permeabilidade em função do desvio de umidade para grau de compactação GC=97,5%

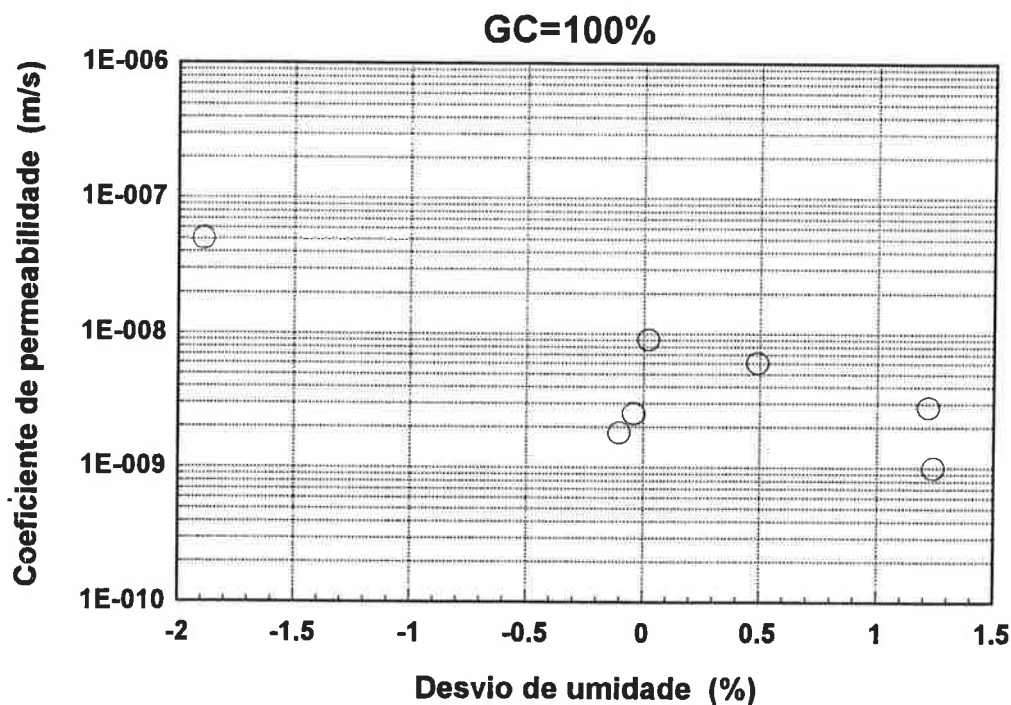


Figura 5.22 - Coeficiente de permeabilidade em função do desvio de umidade para grau de compactação GC=100%

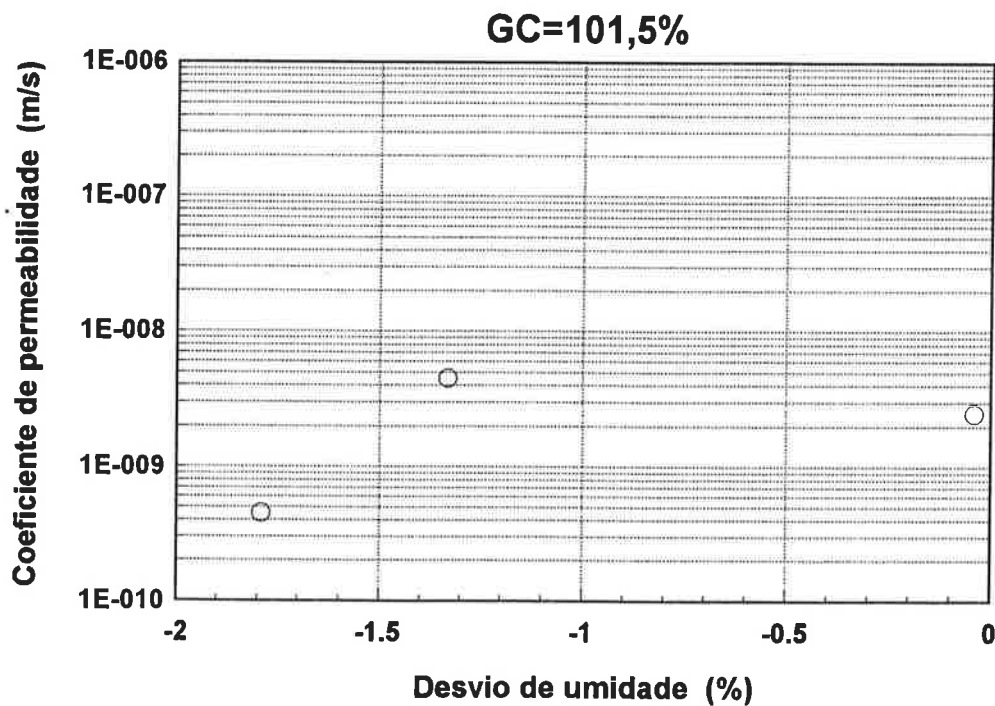


Figura 5.23 - Coeficiente de permeabilidade em função do desvio de umidade para grau de compactação GC=101,5%

O coeficiente de permeabilidade diminuiu com o aumento do desvio de umidade, conforme já observado por Mitchell et al. (1965). No entanto, as tendências de comportamento apresentadas nas Figuras 5.21 e 5.22 diferem muito do formato das curvas da Figura 2.2; apenas a curva de grau de compactação igual a 95% apresenta certa constância até a umidade ótima e queda brusca de permeabilidade para desvios de umidade positivos crescentes.

Para GC=100%, o coeficiente de permeabilidade diminuiu de  $5 \times 10^{-8}$  m/s a  $1 \times 10^{-9}$  m/s quando o desvio de umidade aumentou de -2% para 1,3%. Para GC=97,5%, o coeficiente de permeabilidade diminuiu de  $7 \times 10^{-8}$  m/s a  $2 \times 10^{-9}$  m/s quando o desvio de umidade aumentou de -0,6% a 1,2%.

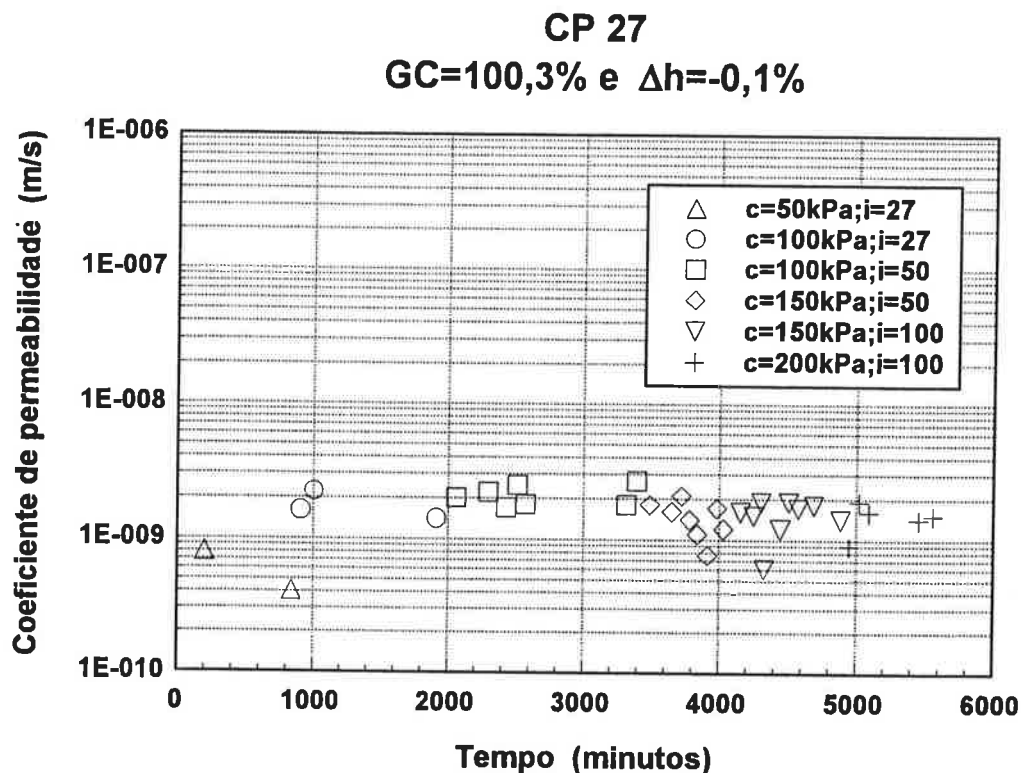
Para GC=95%, o coeficiente de permeabilidade aumentou de  $3 \times 10^{-7}$  a  $5 \times 10^{-7}$  m/s quando o desvio de umidade aumentou de -2% a 0%, e depois decresceu sensivelmente até  $7 \times 10^{-9}$  m/s quando o teor de umidade foi para 2,4%.

Para GC=101,5%, para desvios de umidade entre -1,8% e 0%, o coeficiente de permeabilidade variou entre  $4,5 \times 10^{-10}$  m/s e  $4,5 \times 10^{-9}$  m/s. Como só há três pontos, nada pode ser afirmado categoricamente. Cabe observar que o coeficiente de permeabilidade menor do ponto de  $\Delta h = -1,8\%$  pode estar relacionado ao fato de que os graus de saturação inicial e final deste corpo-de-prova são menores dos que os dois outros.

#### **5.4.2.3 Influência da pressão confinante e do gradiente hidráulico na determinação do coeficiente de permeabilidade**

A Figura 5.24 apresenta a curva do coeficiente de permeabilidade em função do tempo do corpo-de-prova CP 27, submetido sucessivamente às tensões confinantes de 50 kPa, 100 kPa, 150 kPa e 200 kPa. Observa-se que o valor da pressão confinante não tem grande influência sobre o coeficiente de permeabilidade determinado para o solo estudado e para a faixa de pressões confinantes utilizadas; ocorre uma leve diminuição da permeabilidade apenas quando a pressão confinante aumenta de 150 kPa a 200 kPa.

Esse resultado pode ser explicado pelo fato de que praticamente não ocorre adensamento do solo quando submetido a esses valores de confinamento. A compactação induz um sobre-adensamento no solo, portanto é possível que as pressões confinantes aplicadas estejam abaixo desse valor de pré-adensamento. O sobre-adensamento induzido pela compactação pode ser observado nos resultados dos ensaios de compressão triaxial, apresentados em 5.4.8.



**Figura 5.24** - Influência da pressão confinante e do gradiente hidráulico na permeabilidade do corpo-de-prova

Meriggi & Zaggolin (1994) também observaram variações pouco significativas no coeficiente de permeabilidade, de 2 a 3 vezes, quando a pressão confinante aumentou de 100 a 300 kPa. Boynton & Daniel (1985), por outro lado, reportaram variações de uma ordem de grandeza para pressões confinantes aumentando de 10 kPa a 100 kPa. Entretanto, ensaiaram corpos-de-prova trincados por secagem; o aumento da confinante fechava as trincas e diminuía a permeabilidade sensivelmente. No presente trabalho, os corpos-de-prova eram ensaiados imediatamente após a moldagem.

O ensaio com o CP 27, assim como todos os demais, demonstram uma influência pouco significativa do gradiente hidráulico no coeficiente de permeabilidade determinado, para valores de gradiente entre 50 e 150, e em alguns casos, entre 30 e 150. Meriggi & Zaggolin (1994) também obtiveram valores de coeficiente de permeabilidade praticamente independentes do gradiente hidráulico aplicado, para gradientes variando entre 10 e 40, conforme apresentado na Figura 2.14. Embora aparentemente haja uma tendência da permeabilidade aumentar para gradientes hidráulicos menores do que 10 para as pressões confinantes de 50 e 100 kPa, e menores do que 20 para a pressão confinante de 200 kPa, as diferenças entre os coeficientes de permeabilidade medidos

por Meriggi & Zaggolin (1994) está dentro da faixa de grandeza da variação experimental de ensaios de permeabilidade.

Apresenta-se assim a possibilidade de reduzir o tempo de realização dos ensaios de permeabilidade. Ensaios de permeabilidade realizados com baixos gradientes em corpos-de-prova pouco permeáveis, como é o esperado para materiais empregados em revestimentos impermeabilizantes, podem demorar semanas.

#### **5.4.2.4 Ensaios de permeabilidade com contrapressão**

Os corpos-de-prova CP 25 e CP 26 foram inicialmente adensados a 100 kPa e ensaiados à permeabilidade com um gradiente hidráulico de 25, gerado por dois metros de coluna d'água. Foram então submetidos ao processo de saturação por contrapressão, o qual era interrompido no estágio de pressão confinante igual a 750 kN/m<sup>2</sup>, por limitação do equipamento. Nesse ponto, CP 25 e CP 26 haviam atingido valores de parâmetro B de, respectivamente, 0,8 e 0,7.

A seguir, mantendo-se a contrapressão, realizava-se um ensaio de permeabilidade. Os valores de pressão confinante, pressão de água na base do corpo-de-prova e contrapressão aplicados foram de 750 kPa, 700 kPa e 600 kPa, respectivamente. O conjunto equivaleria, portanto, a um ensaio de permeabilidade com confinamento de 150 kPa, uma pressão de 100 kPa aplicada à base, e drenagem à pressão atmosférica.

O corpo-de-prova CP 25 apresentou um decréscimo do coeficiente de permeabilidade de  $3 \times 10^{-7}$  m/s para  $6 \times 10^{-8}$  m/s, resultado inesperado advindo de algum erro experimental não detectado.

O corpo-de-prova CP 26 apresentou um aumento de 1 ordem de grandeza na permeabilidade com a saturação por contrapressão, de  $5 \times 10^{-9}$  m/s para  $5 \times 10^{-8}$  m/s.

O coeficiente de permeabilidade determinado em um corpo-de-prova saturado por contrapressão é um limite máximo, dificilmente igualado na realidade. O grau de saturação final e a permeabilidade no campo devem se assemelhar mais aos valores resultantes dos ensaios de permeabilidade normais, em que o grau de saturação aumenta até um determinado valor pela própria percolação.

### 5.4.3 Ensaio de difusão

É importante lembrar que o projeto do equipamento, com base no artigo de Barone et al. (1989), o desenvolvimento do procedimento experimental e o aperfeiçoamento da aparelhagem durante a pesquisa fizeram parte da investigação experimental. A partir do quinto ensaio, considerou-se a técnica de ensaio razoavelmente dominada.

Simultaneamente, foi necessário um trabalho de adequação dos ensaios de difusão às características do equipamento do ensaio de espectrometria de emissão atômica, utilizado para determinar as concentrações das soluções sintetizadas e das amostras coletadas. Para isso, contou-se com a preciosa colaboração do Laboratório de Espectrometria de Emissão Atômica do Instituto de Química da USP.

O ensaio de espectrometria de emissão atômica é complexo; muito solicitado por pesquisadores de várias áreas e pela comunidade em geral; além disso, o equipamento necessita de constante manutenção. Portanto, as medições concentraram-se em algumas ocasiões, com grande número de amostras acumuladas. A qualidade da determinação das concentrações não foi comprometida, pois as amostras foram armazenadas adequadamente. Porém, houve um certo prejuízo na programação da investigação experimental: o trabalho foi sendo desenvolvido tentativamente, sem a retroalimentação desejável; alguns ensaios foram realizados sem o conhecimento dos resultados dos ensaios anteriores.

Algumas etapas da programação, portanto, podem parecer redundantes ou inadequadas; porém, representam suposições sobre as possíveis variáveis de interesse em um problema pouco conhecido. O programa foi sendo modificado à medida que novas questões foram surgindo; comportamentos inesperados também ensejaram algumas repetições.

#### 5.4.3.1 Programação dos ensaios

O aparelho de difusão foi projetado de modo a permitir que quatro corpos-de-prova fossem testados em cada ensaio. Foram realizados 8 ensaios, totalizando 32 corpos-de-prova.

Nos ensaios 1 e 2 (CPs 1 a 8) foram testadas as soluções S1, S2, S3 e S4 em corpos-de-prova compactados no ponto ótimo, e com GC=95% e  $\Delta h=2\%$ . As soluções S1 e S2 eram constituídas de alumínio, ferro e zinco; S3 e S4, de alumínio, cádmio, ferro,

manganês, mercúrio e zinco. As composições e pH de todas as soluções estudadas estão encontram-se em 5.2.2. O objetivo desses ensaios foi determinar o coeficiente de difusão para cada metal em duas diferentes condições de compactação e com soluções de composições distintas.

No final do ensaio 1 (CPs 1, 2, 3 e 4), houve problemas com a extração de água das camadas dos corpos-de-prova. Por exemplo, ocorria perda de fluido pelo vão entre o pistão e a parede interna do cilindro; a estanqueidade finalmente foi alcançada com a utilização do disco de neoprene. Havia também perda de solo pela drenagem da base do aparelho extrator, entupindo a tubulação de polietileno, o que foi solucionado pela utilização de dois papéis-filtro superpostos. No ensaio seguinte, o aparelho extrator já estava funcionando a contento.

No ensaio 2 (CPs 5, 6, 7 e 8) houve possível contaminação por alumínio nas três últimas amostras de cada corpo-de-prova, como pode ser observado nas curvas correspondentes de concentração de alumínio no fluido do reservatório em função do tempo, apresentadas no Anexo I.

A partir daí, os cuidados contra a contaminação de amostras foram redobrados. Por exemplo, todo o equipamento passou a ser lavado consecutivamente com detergente, ácido nítrico e água destilada; nenhum apetrecho era reutilizado para qualquer propósito sem descontaminação prévia, principalmente as seringas para coleta de amostras.

As curvas de concentração de metais na água intersticial do corpo-de-prova em função da profundidade obtidas no ensaio 2 apresentaram formas inesperadas, indicando a necessidade de determinar um tempo adequado de duração do ensaio. O programa POLLUTE estima o coeficiente de difusão por meio da curva de concentração em função da profundidade; quanto maior o número de pontos (relativos às camadas em que o corpo-de-prova foi dividido) já atingidos pela frente de difusão, melhor a estimativa; a situação ideal corresponde a concentrações decrescentes do topo até a base do corpo-de-prova.

O propósito do ensaio 3 (CPs 9, 10, 11 e 12) foi definir a duração adequada do ensaio de difusão para o solo estudado. Corpos-de-prova moldados no ponto ótimo foram submetidos à mesma solução S5 por tempos diferentes: os ensaios foram interrompidos a 3, 5, 7 e 10 dias. A solução S5 é composta de alumínio, cádmio, ferro, manganês e zinco. Decidiu-se por 5 dias como o tempo de difusão a ser adotado, uma vez que as curvas de concentração dos metais na água do solo em função da profundidade não



diferiram muito para os quatro tempos de difusão adotados, e o período de 5 dias era ideal para a operacionalização do ensaio.

No ensaio 4 (CPs 13, 14, 15 e 16) pesquisou-se a influência das condições de compactação na difusão. Corpos-de-prova moldados em diferentes condições de compactação, quais sejam, GC=95% e  $\Delta h=0\%$ , GC=95% e  $\Delta h=2\%$ , GC=97,5% e  $\Delta h=0\%$ , e GC=100% e  $\Delta h=2\%$ , foram submetidos a uma solução de composição igual à do ensaio anterior durante 5 dias. O ponto ótimo não foi ensaiado, pois já se tinha o resultado do ensaio anterior para o mesmo tempo de ensaio e solução similar (CP10). Devido a pequenos desvios nas concentrações dos metais em relação a S5, a nova solução foi denominada S6. Em todas as curvas de concentração no reservatório em função do tempo obtidas nesse ensaio os dois últimos pontos estão incoerentes com os demais. As concentrações dessas amostras em particular foram determinadas 2 meses após a coleta, e houve falha no armazenamento, pois ocorreram sucessivos congelamentos e descongelamentos; as amostras eram resfriadas ou congeladas, dependendo do tempo de armazenamento esperado.

Para todos os corpos-de-prova ensaiados até então, CPs 1 a 16, observou-se um comportamento peculiar em relação à variação de concentração de alumínio, ferro, manganês e zinco no reservatório em função do tempo, que será discutido nos itens 4.3.2, 4.3.4, 4.3.5, 4.3.7 e 4.6. Como foi aventada a hipótese de dissolução do solo, resolveu-se testar algumas soluções compostas só de cádmio e mercúrio, com monitoramento das concentrações também dos outros metais no reservatório.

No ensaio 5 (CPs 17, 18, 19 e 20), corpos-de-prova compactados no ponto ótimo foram testados com quatro soluções diferentes. As soluções S7, S8 e S9 são compostas apenas de cádmio e mercúrio, diferenciando-se na concentração de cádmio. A solução S10 é composta de cádmio, mercúrio, manganês e zinco, sendo as concentrações de cádmio e mercúrio iguais às da S9.

Uma vez caracterizados os comportamentos diferentes do cádmio e do mercúrio em relação aos outros quatro metais, voltou-se à pesquisa da influência das condições de compactação na difusão. No ensaio 6 (CPs 21, 22, 23 e 24), corpos-de-prova compactados a GC=95% e  $\Delta h=0\%$ , GC=95% e  $\Delta h=2\%$ , GC=95% e  $\Delta h=-2\%$ , e GC=97,5% e  $\Delta h=0\%$ , foram ensaiados com a solução S11, composta de cádmio e mercúrio.

No ensaio 7 (CPs 25, 26, 27 e 28), corpos-de-prova compactados a  $GC=95\%$  e  $\Delta h=2\%$ ,  $GC=95\%$  e  $\Delta h=-2\%$ ,  $GC=100\%$  e  $\Delta h=0\%$ , e  $GC=103\%$  e  $\Delta h=0\%$ , foram ensaiados com a solução S13, composta principalmente de cádmio e mercúrio, em concentrações diferentes das presentes em S11.

No ensaio 8 (CPs 29, 30, 31 e 32), corpos-de-prova compactados no ponto ótimo foram ensaiados com 4 diferentes soluções. S15 e S6 são compostas basicamente de cádmio e mercúrio; S17, de cádmio, ferro, mercúrio, manganês e zinco, sendo as concentrações de cádmio e mercúrio iguais às da S16. Trata-se de uma confirmação do ensaio 5. Finalmente, S18 é constituída de todos os metais, com concentrações bem elevadas de ferro e de alumínio, para verificar se para esses dois metais, em determinadas condições, a difusão pode superar a suposta solubilização.

Um corpo-de-prova foi ensaiado à difusão com água destilada (CP "Branco"), para que fossem determinadas as concentrações de fundo de cada metal na água intersticial do solo.

Os dados de moldagem dos corpos-de-prova dos ensaios de difusão encontram-se no Anexo H. As curvas de concentração de alumínio, cádmio, ferro, manganês, mercúrio e zinco no fluido do reservatório em função do tempo estão apresentadas no Anexo I. As curvas de concentração de alumínio, cádmio, ferro, manganês, mercúrio e zinco na água intersticial do corpo-de-prova em função da profundidade, encontram-se no Anexo J.

#### **5.4.3.2 Concentração de alumínio no fluido do reservatório em função do tempo**

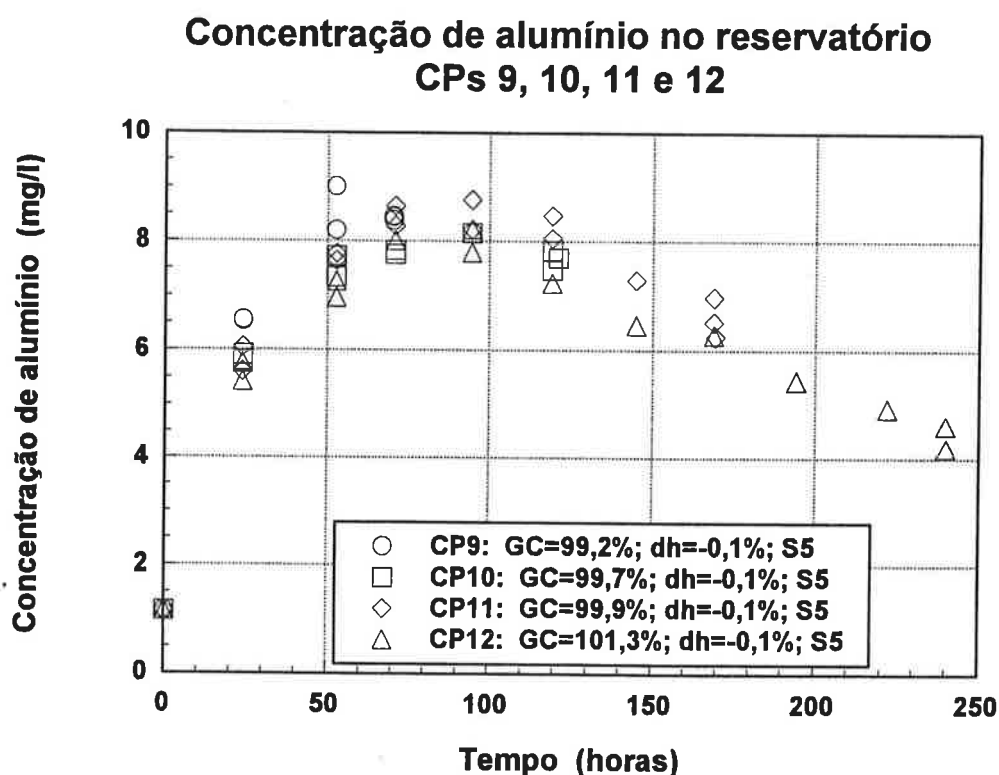
As curvas de concentração de alumínio no fluido do reservatório em função do tempo de todos os corpos-de-prova, apresentadas no Anexo I, são bem definidas, com exceção das relativas às soluções S11 (CPs 21, 22, 23 e 24) e S18 (CP32), cujos resultados apresentaram grande dispersão.

Todas as curvas apresentaram um pico, entre 50 e 100 horas após iniciado o ensaio.

A Figura 5.25 apresenta um exemplo dos resultados obtidos, e uma noção da dispersão do ensaio, uma vez que os corpos-de-prova 9, 10, 11 e 12 foram compactados com o mesmo teor de umidade e graus de compactação variando em 2%.

A presença de um pico contraria a expectativa de que a curva de concentração de alumínio no reservatório em função do tempo seja descendente, pois sendo a

concentração de alumínio maior no fluido do reservatório do que no fluido intersticial do solo, os íons devem migrar do reservatório para o corpo-de-prova por difusão, e a concentração no reservatório deve diminuir com o tempo. A forma obtida sugere que haja migração de íons também do corpo-de-prova para o reservatório. Verificou-se que a concentração de alumínio na água intersticial do corpo-de-prova compactado antes do contato com uma solução (CP 'Branco') é bem menor do que os valores observados nos picos, sugerindo que os íons provenientes do corpo-de-prova resultem da solubilização de alumínio dos minerais, e não simplesmente da adsorção às partículas de solo. Esse problema será discutido no item 3.4.8.



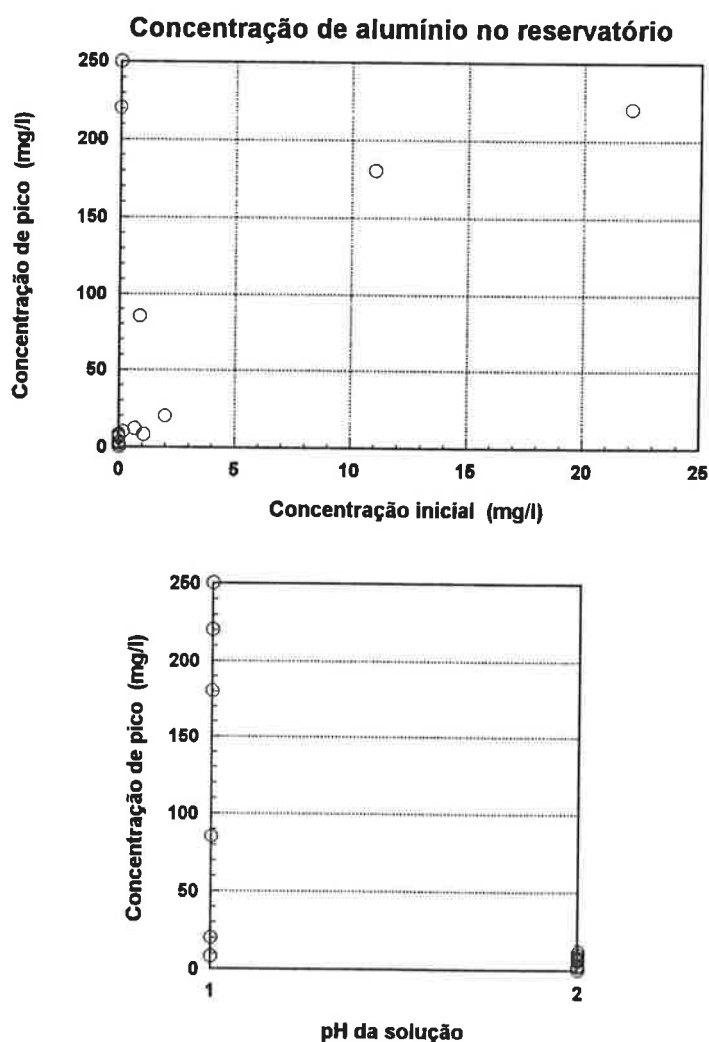
**Figura 5.25** - Concentração de alumínio no fluido do reservatório em função do tempo

A análise conjunta de todos os ensaios mostra que a forma da curva depende mais da solução utilizada no reservatório do que das condições de compactação. Pode-se observar a semelhança entre as curvas relativas a corpos-de-prova compactados em diferentes condições e submetidos às soluções S1, S2, S3, S4, S5, S6, S11 até 80 horas de ensaio, e S13.

O valor do pico variou para cada corpo-de-prova ensaiado, e não pode ser facilmente relacionado com a concentração inicial de alumínio ou com o pH da solução. Picos ocorreram inclusive quando não havia alumínio na solução de partida, caso de S7, S8,

S9, S10, S11, S13, S15, S16 e S17; além disso, os picos de concentração de alumínio para os corpos-de-prova submetidos a essas soluções de concentração inicial nula de alumínio diferiram entre si.

Na Figura 5.26 estão expostas as tentativas de correlacionar a concentração de pico de alumínio no reservatório com a concentração inicial e com o pH da solução. Pode-se observar que não há qualquer correlação aparente entre concentração de pico e concentração inicial de alumínio. Em relação à influência da acidez da solução, só pode-se afirmar que os picos se concentraram em valores menores que 10 mg/l para pH igual a 2, e variaram amplamente, entre 10 e 250 mg/l, para pH igual a 1.



**Figura 5.26** - Concentração de pico de alumínio no fluido do reservatório em função da concentração inicial e do pH da solução

Os corpos-de-prova 21, 22, 23 e 24, ensaiados com a solução S11, apresentam curvas praticamente independentes das condições de compactação até 80 horas de difusão.

Faltam elementos para concluir se a subsequente separação entre as quatro curvas deve-se a erros experimentais, à própria dispersão do ensaio, ou às diferenças entre os corpos-de-prova.

A dispersão observada na curva do CP 32, relativa à solução S18, pode ser explicada pelo fato de que as concentrações de alumínio, muito elevadas, não foram determinadas da mesma maneira para todas as amostras: foram utilizados dois diferentes programas na espectrometria, e algumas amostras foram diluídas previamente.

#### 5.4.3.3 Concentração de cádmio no fluido do reservatório em função do tempo

As curvas de concentração de cádmio no fluido do reservatório em função do tempo de todos os corpos-de-prova são bem definidas, com exceção das relativas às soluções S1 e S11.

As concentrações são decrescentes em função do tempo, como exemplificado pela Figura 5.27. Pode-se observar a pequena dispersão dos resultados, ainda mais considerando-se que os graus de compactação dos corpos-de-prova 9 a 12 variam em até 2%.

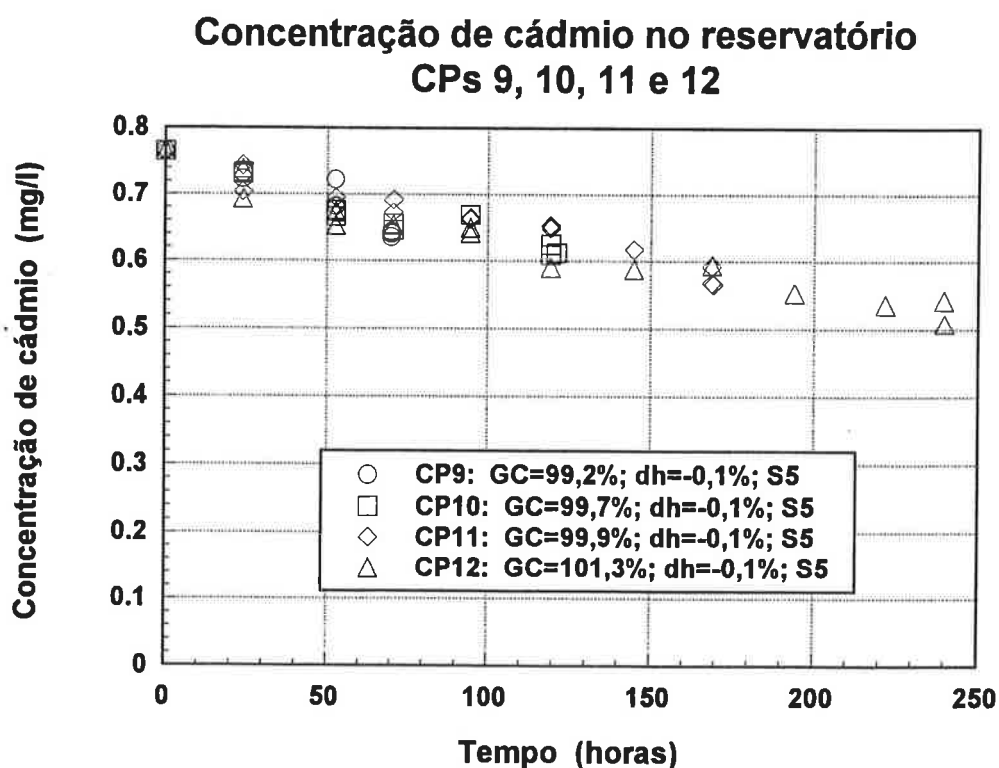


Figura 5.27 - Concentração de cádmio no fluido do reservatório em função do tempo

A única exceção, em que aparentemente há um pico na curva, refere-se aos corpos-de-prova ensaiados com a solução S1, CP1 e CP3. Uma possível explicação pode ser a ocorrência de difusão do corpo-de-prova para o reservatório, uma vez que a concentração de cádmio na solução, igual a 0,003 mg/l, é menor do que a da água destilada do LMS-EPUSP, qual seja, 0,004 mg/l.

Nos ensaios de fluorescência de raios-X não foi constatada a presença de cádmio na composição dos minerais do solo, portanto o aumento de concentração por difusão de íons do corpo-de-prova para o reservatório dificilmente atingiria o valor de 0,009 mg/l. Provavelmente, cometeu-se um erro na determinação do primeiro ponto da curva, ou seja, da concentração de cádmio na solução de partida.

Corroborando os resultados dos ensaios mineralógicos, não foi detectada a presença de cádmio no reservatório para os corpos-de-prova ensaiados com S2 (CPs 2 e 4), a única solução sem cádmio em sua composição; ou seja, não ocorreu liberação de cádmio por solubilização.

As condições de compactação parecem não ter grande influência sobre a evolução das concentrações de cádmio no reservatório com o tempo, como pode ser observado nos ensaios realizados com as soluções S4, S5, S6 e S13.

Em relação aos ensaios com a solução S11, observa-se que a curva relativa ao corpo-de-prova moldado no ponto ótimo (CP24) dista muito das referentes aos corpos-de-prova compactados com grau de compactação de 95% (CP21 a 23), como se a difusão do reservatório para o corpo-de-prova ocorresse mais rapidamente para o corpo-de-prova mais denso. Esta tendência é oposta à observada nos CPs 1 e 3, ensaiados com S1. As diferenças entre curvas obtidas para a mesma solução provavelmente não estão associadas fundamentalmente à influência das condições de compactação; erros experimentais ou dispersão normal dos ensaios podem ser os principais responsáveis.

Por outro lado, todos os ensaios indicam que as curvas dependem fortemente da concentração inicial de cádmio na solução.

Resta saber se a evolução da concentração de cádmio no reservatório com o tempo depende também das concentrações iniciais dos outros metais nas soluções. A Figura 5.28 reúne ensaios realizados com soluções de diferentes composições, mas iguais concentrações iniciais de cádmio.



A Figura 5.28 mostra que as concentrações de cádmio no reservatório parecem depender fundamentalmente da concentração inicial de cádmio na solução. Aparentemente, não ocorrem interações complexas com o solo ou com os outros metais. Apenas para a concentração inicial de 0,3 mg/l nota-se um comportamento anormal dos corpos-de-prova 21 a 24: cádmio estaria migrando do corpo-de-prova para o reservatório. Conforme discutido anteriormente, é mais provável que tenha-se errado na determinação da concentração inicial da solução.

#### **5.4.3.4 Concentração de ferro no fluido do reservatório em função do tempo**

A evolução das concentrações de ferro no fluido do reservatório em função do tempo é muito semelhante ao comportamento do alumínio. As curvas apresentam um pico, e constata-se presença de ferro no reservatório mesmo quando a solução tem concentração inicial nula. A dispersão nos resultados, no entanto, é bem superior à observada nas determinações de concentrações de alumínio e de cádmio. A Figura 5.29 mostra um exemplo dos resultados obtidos.

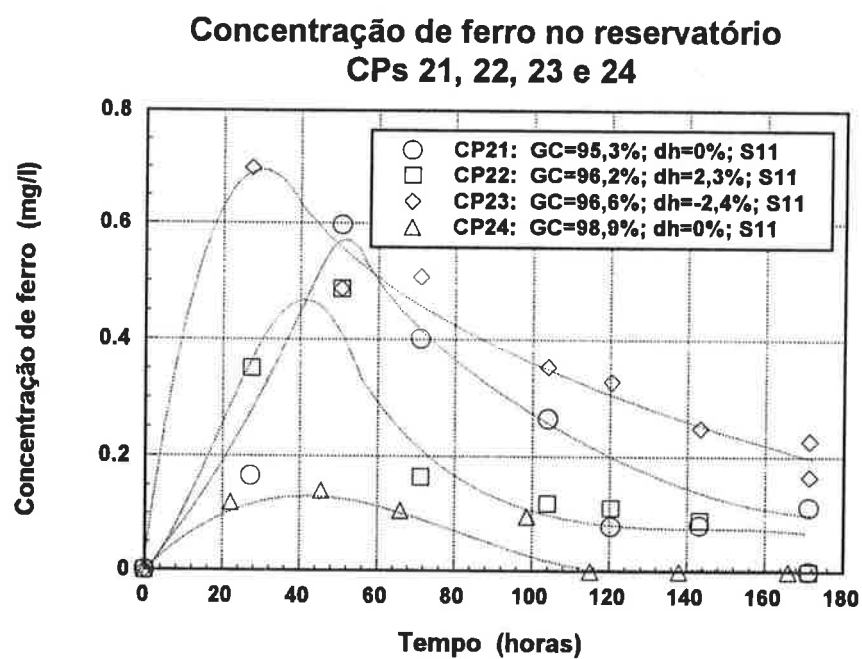
No caso das soluções S2 e S4, aplicadas aos CPs 2 e 4, e CPs 6 e 8, respectivamente, não houve liberação de ferro dos minerais do solo, pelo menos não em um nível mensurável.

O conjunto dos ensaios 1, 2, 3, 4, 6 e 7 parece indicar uma diferença em relação às condições de compactação: a difusão seria tanto mais rápida quanto maior o grau de compactação e maior o desvio de umidade. No entanto, essas diferenças podem ser conseqüentes da dispersão experimental.

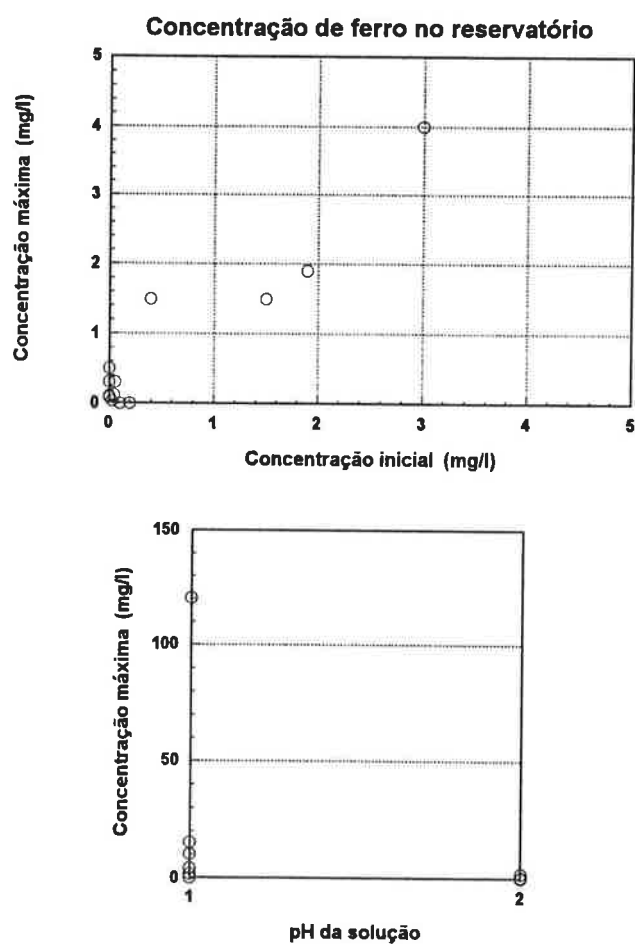
A Figura 5.30 mostra a tentativa de correlacionar a concentração de pico de ferro no reservatório com a concentração inicial e com o pH da solução.

O valor de pico parece guardar certa proporcionalidade com a concentração inicial quando esta é não nula; para soluções sem ferro, restringe-se a valores menores do que 0,6 mg/l. Em relação à influência da acidez da solução, à semelhança do alumínio, observa-se que os valores dos picos se concentram para pH igual a 2, e variam amplamente, de pouco mais que 0 até 120 mg/l, para pH igual a 1.





**Figura 5.29** - Concentração de ferro no fluido do reservatório em função do tempo



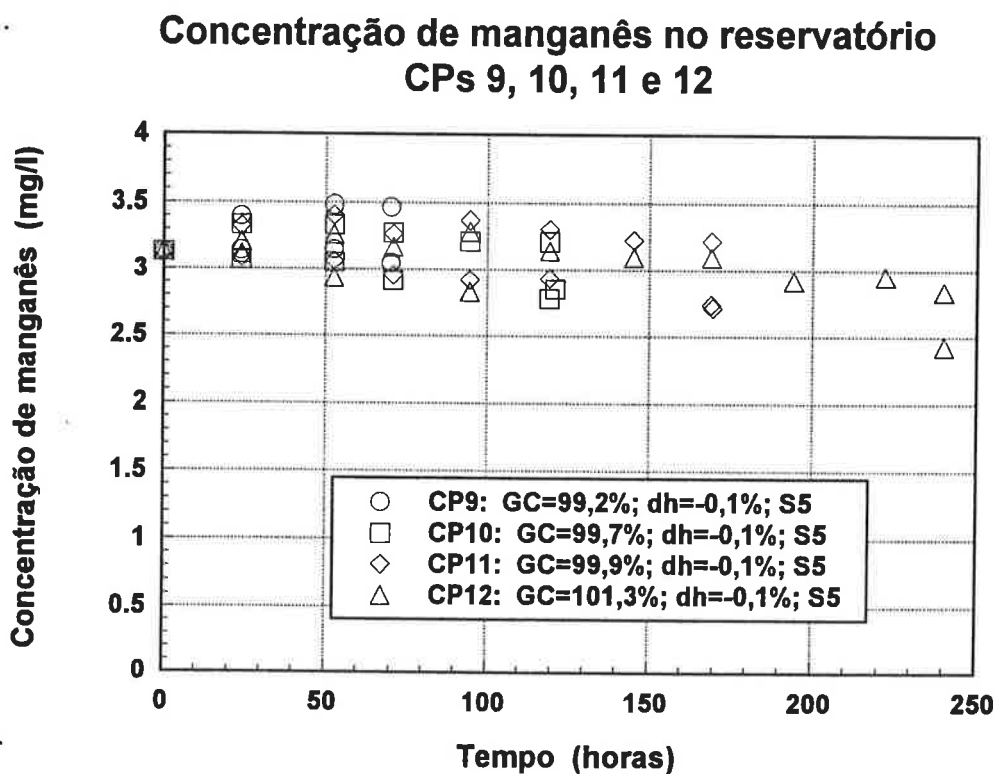
**Figura 5.30** - Concentração de pico de ferro no fluido do reservatório em função da concentração inicial e do pH da solução

#### 5.4.3.5 Concentração de manganês no fluido do reservatório em função do tempo

As curvas de concentração de manganês no fluido do reservatório em função do tempo de todos os corpos-de-prova são bem definidas.

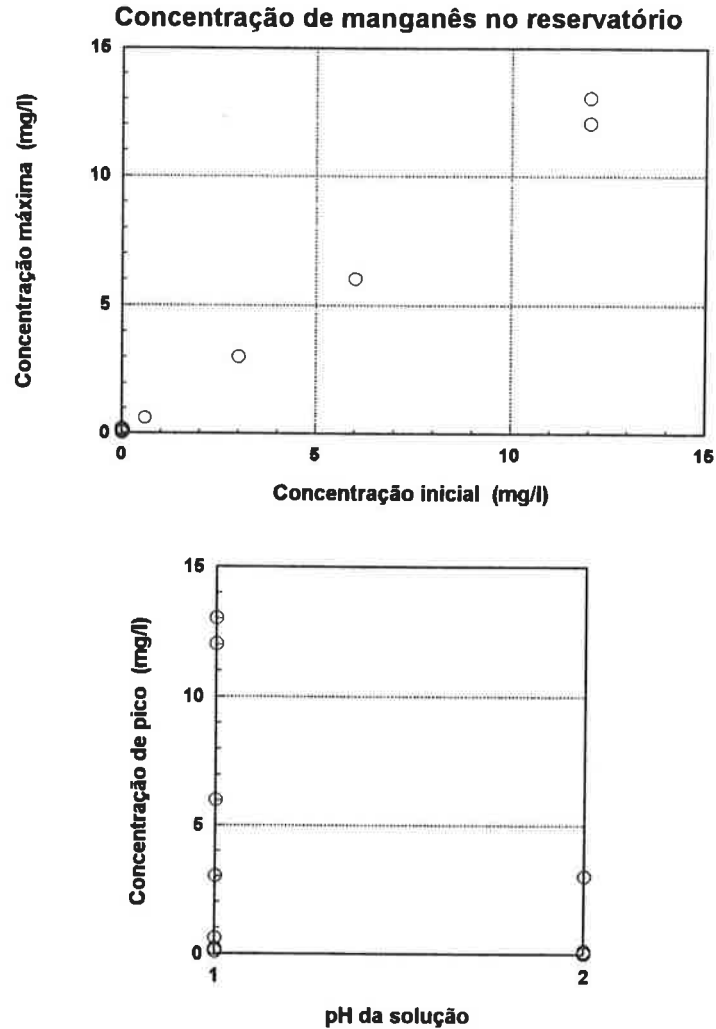
Para as soluções sem manganês em sua composição, a evolução das concentrações de manganês em função do tempo assemelhou-se ao comportamento do alumínio e do ferro: foi constatada a presença do metal no reservatório, provavelmente proveniente do solo, e as curvas apresentaram um pico, ou pelo menos cresceram até um valor máximo, a partir do qual mantiveram-se constantes.

No caso das soluções de concentração inicial não nula, as concentrações decresceram com o tempo, conforme exemplificado pela Figura 5.31.



**Figura 5.31** - Concentração de manganês no fluido do reservatório em função do tempo

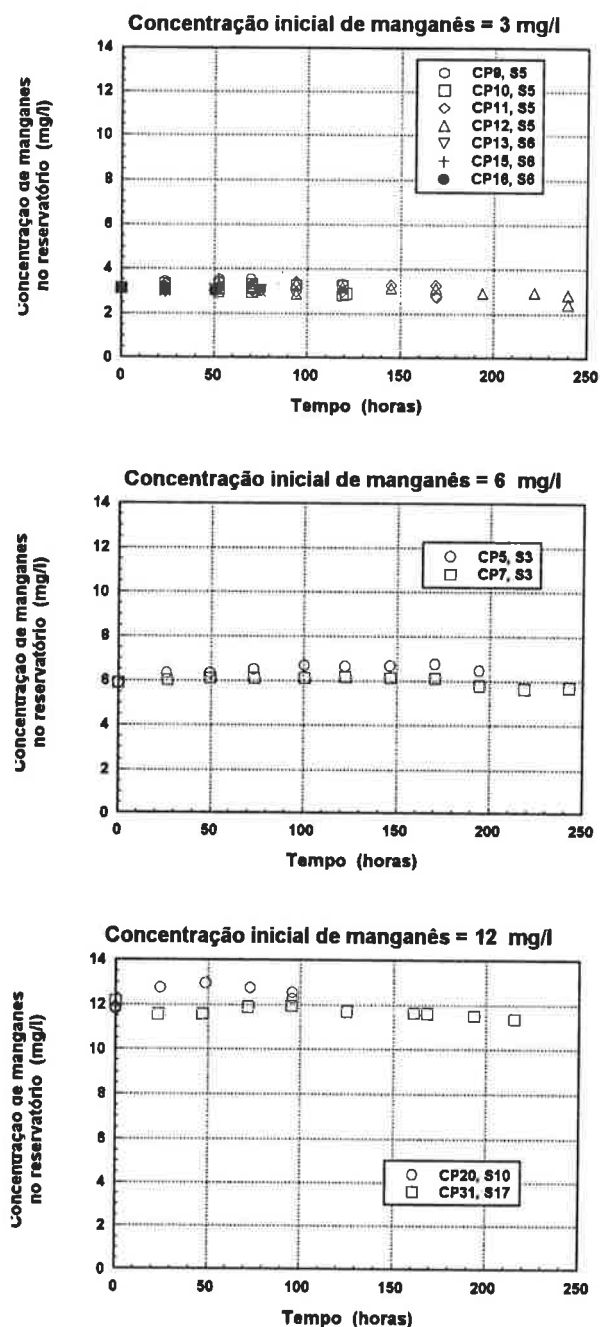
A Figura 5.32 apresenta a concentração máxima em função da concentração inicial e do pH da solução. Observa-se que os pontos alinham-se a  $45^\circ$  para as concentrações iniciais não nulas, confirmando que, havendo manganês na solução de partida, a difusão dar-se-á do reservatório para o corpo-de-prova. A presença ou ausência de manganês na solução parece ser mais significativa do que o pH da solução.



**Figura 5.32 - Concentração de pico de manganês no fluido do reservatório em função da concentração inicial e do pH da solução**

Para avaliar se a evolução da concentração de manganês no reservatório com o tempo depende também das concentrações iniciais dos outros metais nas soluções, ensaios realizados com soluções de diferentes composições, mas iguais concentrações iniciais de manganês, foram reunidos na Figura 5.33.

Pode-se observar que as concentrações de manganês no reservatório dependem fundamentalmente da concentração inicial de manganês na solução, para concentração inicial não nula.

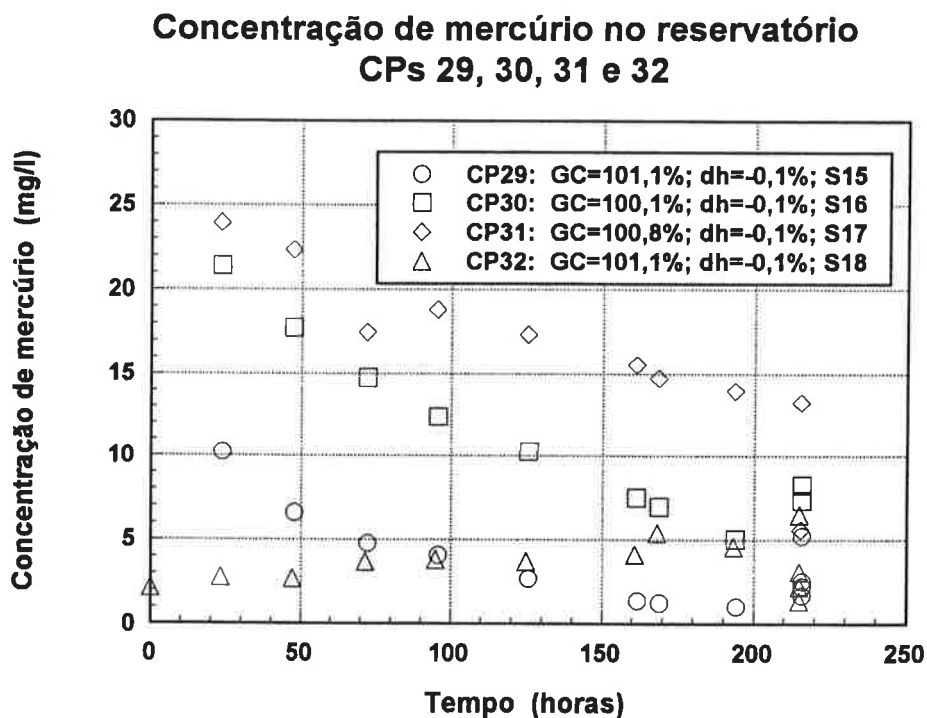


**Figura 5.33** - Concentração de manganês no fluido do reservatório em função do tempo, para iguais concentrações iniciais

#### 5.4.3.6 Concentração de mercúrio no fluido do reservatório em função do tempo

O mercúrio, assim como o cádmio, só foi detectado no reservatório quando já estava presente na composição inicial da solução. Os ensaios de fluorescência de raios-X confirmaram que não há mercúrio presente nos minerais do solo. Na água destilada do LMS-EPUSP, e na água intersticial do CP ‘Branco’, determinaram-se concentrações médias de, respectivamente, 0,009 mg/l e 0,8 mg/l.

Portanto, as concentrações de mercúrio no reservatório tendem a decrescer com o tempo, à medida que os íons migram por difusão do reservatório para o corpo-de-prova. A Figura 5.34 exemplifica esse comportamento. A única exceção ocorreu com o corpo-de-prova 20, ensaiado com a solução S2, para o qual a concentração no reservatório aumentou de 0,03 mg/l para 0,09 mg/l durante o ensaio.



**Figura 5.34** - Concentração de mercúrio no fluido do reservatório em função do tempo

Os resultados do conjunto de ensaios indicam que as condições de compactação não têm grande influência sobre a evolução das concentrações de mercúrio no reservatório com o tempo.

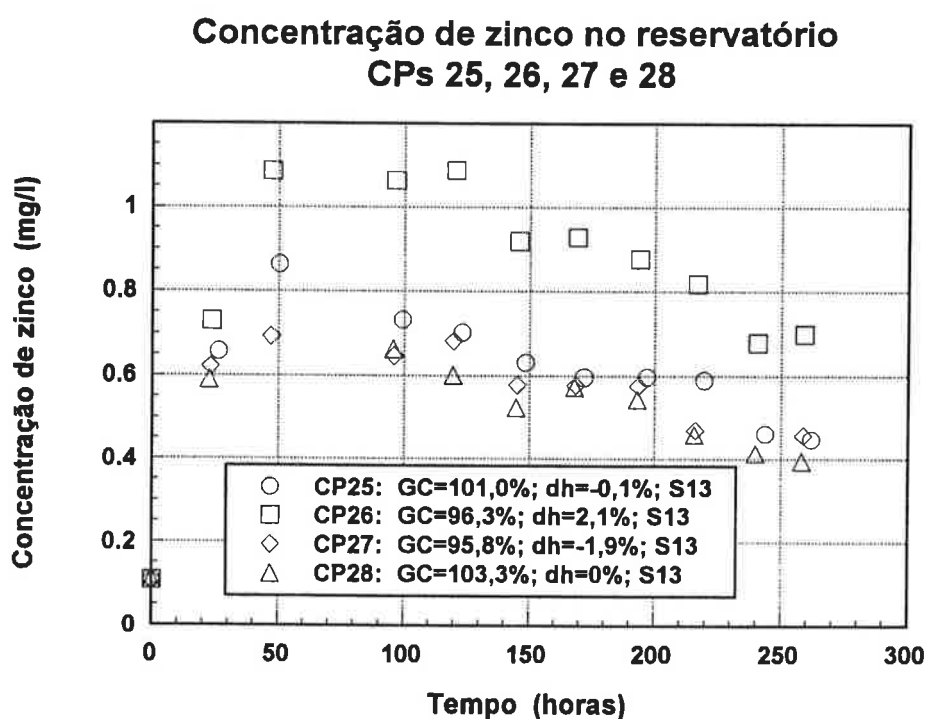
A dispersão de resultados foi muito grande para o ensaio 6, conforme já havia sido constatado no caso dos outros metais.

A determinação da concentração de mercúrio exige cuidados especiais. Após a leitura de uma concentração de mercúrio muito superior aos limites do programa de calibração, pode-se impregnar o nebulizador do espectrômetro com o metal. Se não se proceder à limpeza do mesmo, as leituras de mercúrio imediatamente posteriores podem ser adulteradas por um valor residual. Essa pode ser a causa do comportamento extraordinário dos três últimos pontos das curvas de concentração de mercúrio no

reservatório em função do tempo para os corpos-de-prova 25 a 28, que foram lidos após as amostras do ensaio 8, muito mais concentradas.

#### 5.4.3.7 Concentração de zinco no fluido do reservatório em função do tempo

As curvas de concentração de zinco no fluido do reservatório em função do tempo de todos os corpos-de-prova são bem definidas. A evolução das concentrações em função do tempo assemelharam-se aos comportamentos do alumínio e do ferro: as curvas apresentaram um pico, mesmo quando a concentração inicial de zinco na solução era nula. Os picos ocorreram até 50 horas após o início da difusão. Alguns resultados a título de exemplo estão apresentados na Figura 5.35.

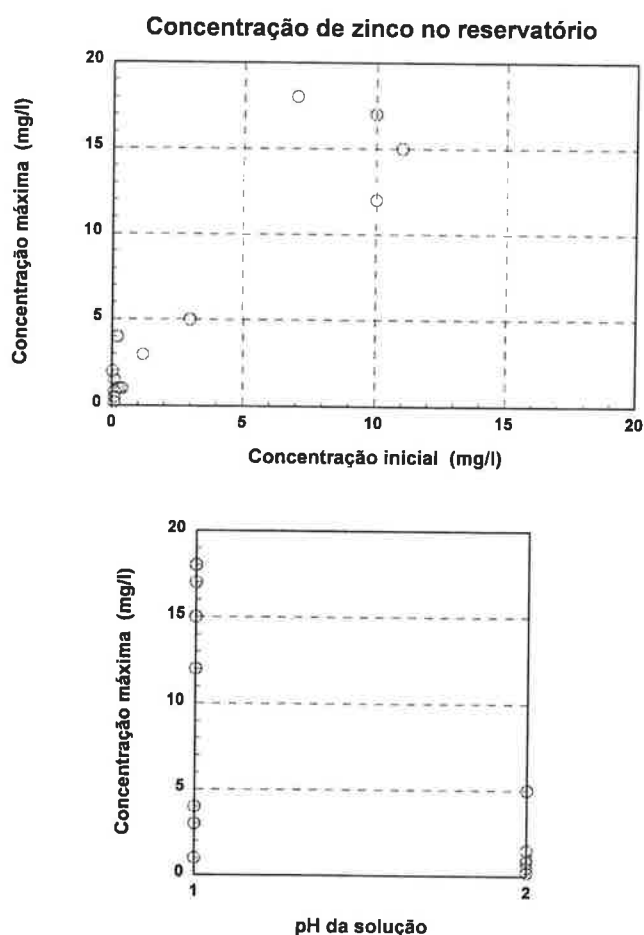


**Figura 5.35 - Concentração de zinco no fluido do reservatório em função do tempo**

A variação da concentração de zinco no reservatório em função do tempo parece depender do grau de compactação, mas ser pouco influenciado pelo teor de umidade de moldagem. Há uma tendência à difusão ocorrer mais lentamente para os corpos-de-prova mais densos, verificada nos ensaios 1, 3, 4 e 7, mas contrariada pelos ensaios 2 e 6. As diferenças podem eventualmente ser devidas à própria dispersão experimental.

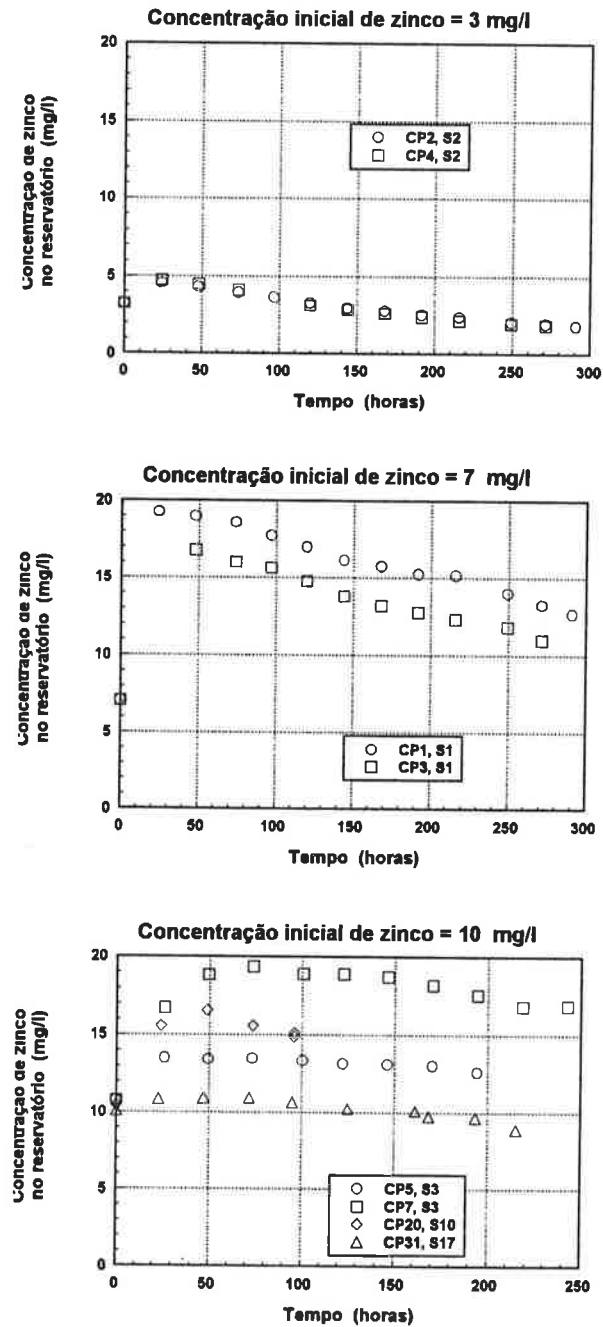
Na Figura 5.36 estão apresentadas as concentrações máximas em função das concentrações iniciais e do pH das soluções. Nada se pode afirmar sobre a relação entre

o valor de pico e a concentração inicial de zinco na solução. O máximo valor de pico registrado nas soluções sem zinco foi de 4 mg/l. Em relação à influência da acidez da solução, mais uma vez pode-se observar que os picos se concentram para pH igual a 2, e variam amplamente para pH igual a 1.



**Figura 5.36** - Concentração de pico de zinco no fluido do reservatório em função da concentração inicial e do pH da solução

Na Figura 5.37, procurou-se verificar a importância da concentração inicial de zinco na solução na evolução das concentrações no reservatório com o tempo. Pode-se observar que outros fatores também devem ser significativos, tais como condições de compactação ou composição da solução, pois à mesma concentração inicial correspondem diferentes curvas.



**Figura 5.37 - Concentração de zinco no fluido do reservatório em função do tempo, para iguais concentrações iniciais**

#### 5.4.3.8 Concentração de alumínio no fluido intersticial do corpo-de-prova em função da profundidade

Nos ensaios de difusão realizados, não se observou, no final do ensaio, uma distribuição de concentrações de alumínio na água intersticial em função da profundidade no corpo-de-prova ao final do ensaio semelhante à apresentada na Figura 3.27. A situação



esperada corresponderia a concentrações decrescentes com a profundidade, sendo o valor da camada superior compatível com a concentração final no reservatório; as concentrações no reservatório, por sua vez, teriam diminuído ao longo do ensaio.

As concentrações dos metais na água intersticial de um corpo-de-prova submetido ao ensaio de difusão com água destilada (CP 'Branco'), apresentadas no Anexo J, também descartam a possibilidade de haver ocorrido difusão no sentido inverso devida a concentrações iniciais maiores no corpo-de-prova do que no reservatório. A difusão do corpo-de-prova para o reservatório foi constatada por Barbosa (1994), ao ensaiar uma argila marinha cuja água intersticial apresentava maiores concentrações dos íons  $\text{Cl}^-$ ,  $\text{SO}_4^{2-}$ ,  $\text{Na}^+$ ,  $\text{Mg}^{++}$  e  $\text{Ca}^{++}$  do que o percolado do aterro sanitário sobrejacente.

O fato de a concentração de alumínio no reservatório aumentar em relação ao valor inicial, comentado em 5.4.3.2, levantou a suspeita de estar ocorrendo dissolução dos minerais do solo, confirmada pelos ensaios mineralógicos, conforme discutido em 5.4.7.

A concorrência da solubilização e da difusão justificaria os inusitados e aparentemente incoerentes perfis de concentrações obtidos. Por exemplo, imagina-se que a camada superior do corpo-de-prova, onde é iniciada a solubilização devido à maior proximidade com a solução, apresente em um primeiro momento grande concentração de íons na água intersticial, eventualmente até superior à da solução. Seria desencadeada, então, a difusão do corpo-de-prova para o reservatório, e da camada superior do corpo-de-prova para as camadas inferiores. À medida em que a camada superior vai entrando em equilíbrio com o reservatório, é possível que a frente de solubilização vá penetrando no corpo-de-prova. Em determinados tempos, haveria picos de concentração em alguma das camadas inferiores do corpo-de-prova.

Como ainda não há um modelo consistente para descrever a dissolução dos minerais do solo devido ao contato com uma solução, em função do tempo, da composição e do pH da solução, entre outros possíveis fatores relevantes, é difícil explicar e prever os comportamentos observados nos ensaios realizados. Cabe atentar para a complexidade dos fenômenos envolvidos, e para a necessidade de compreender o mecanismo da solubilização, inclusive a ponto de expressá-lo por um modelo matemático.

A Figura 5.38 exemplifica a complexidade e heterogeneidade dos resultados. A solução S3 era composta de 2 ppm de alumínio, além de cádmio, ferro, manganês, mercúrio e zinco. A duração do ensaio com o corpo-de-prova 6 de 9 dias. Não havia alumínio na

composição das soluções S7 e S8, constituídas de cádmio, mercúrio e zinco. Os corpos-de-prova 17 e 18 foram ensaiados por 4 dias.

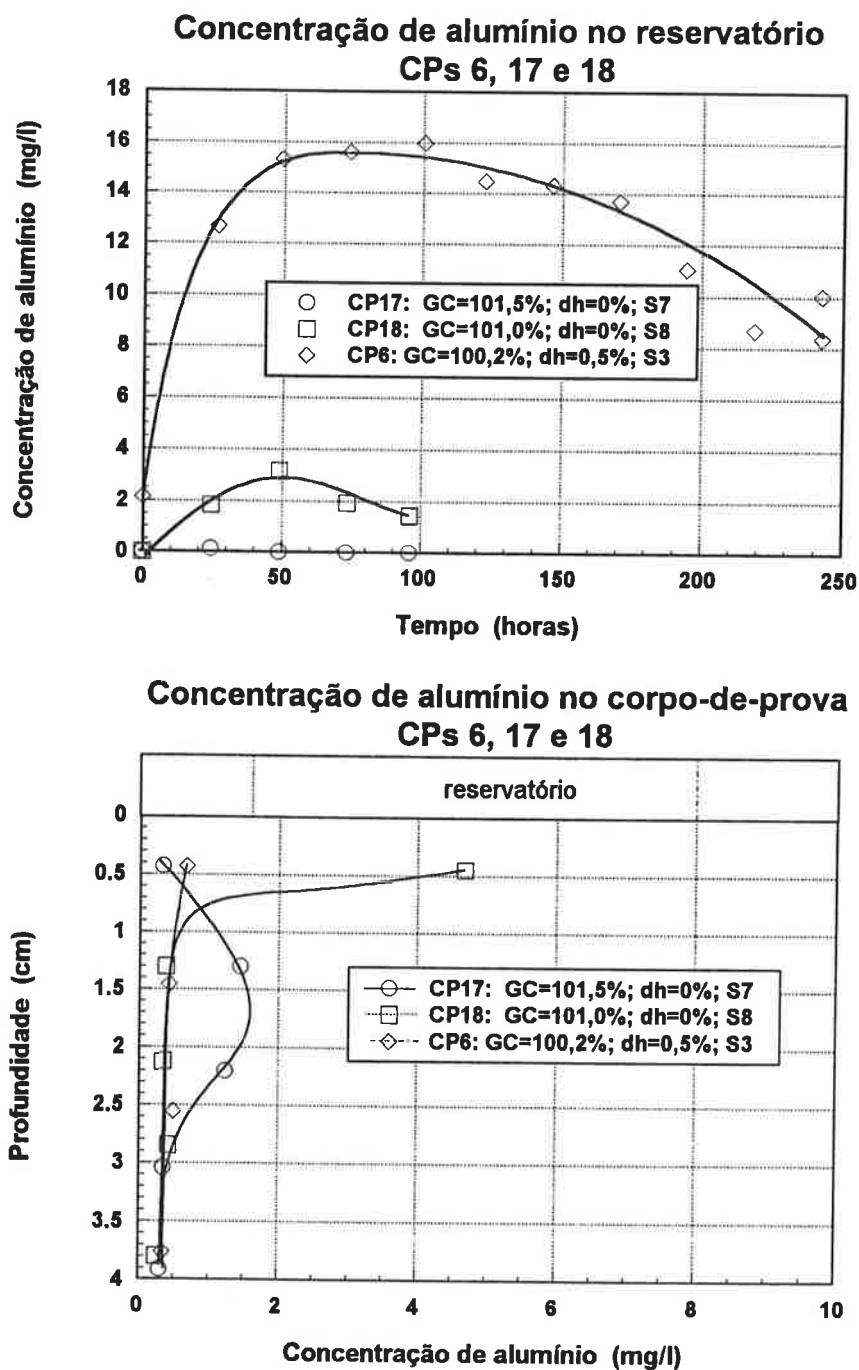


Figura 5.38 - Comportamento global do alumínio no ensaio de difusão

#### **5.4.3.9 Concentração de cádmio no fluido intersticial do corpo-de-prova em função da profundidade**

A concentração de cádmio no reservatório decresceu suavemente com o tempo em todos os ensaios realizados, indicando a ocorrência de difusão do reservatório para o solo.

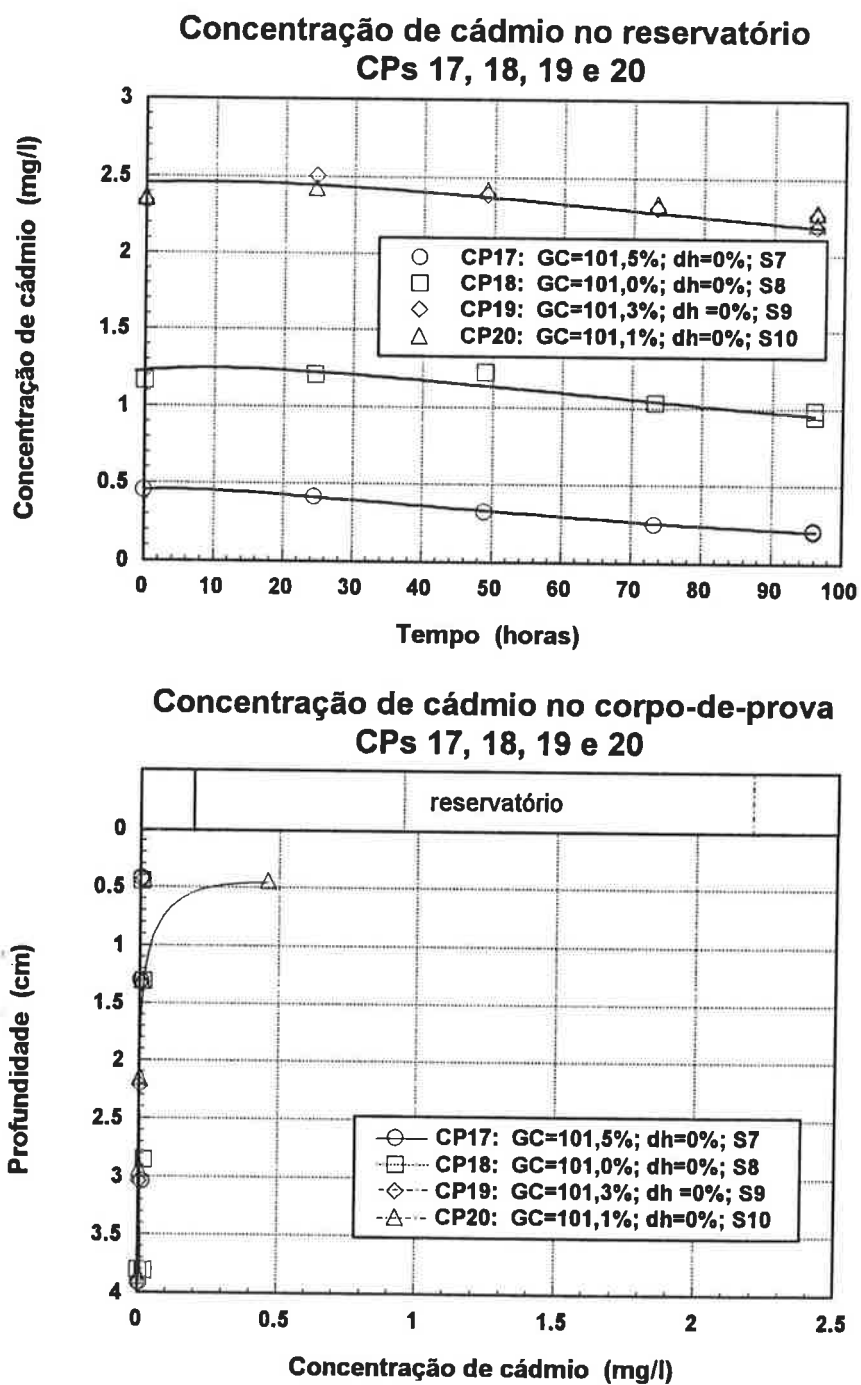
As concentrações de cádmio determinadas nos corpos-de-prova foram sempre muito baixas, como exemplifica a Figura 5.39. Como a adsorção de cádmio pelo solo é pouco significativa, conforme discutido em 5.4.3.3 e 5.4.7, a lentidão no transporte dos íons está provavelmente relacionada a um baixo coeficiente de difusão.

Tentou-se estimar o coeficiente de difusão do cádmio no solo com o programa POLLUTE para os corpos-de-prova 7, 19, 20, 21, 26, 27 e 28. Porém, como o coeficiente de difusão é provavelmente muito baixo, mesmo para os ensaios com 11 dias de duração o número de pontos atingidos pela frente de difusão é insuficiente para permitir uma boa estimativa. Além disso, a diferença de concentração entre a camada de topo e a imediatamente inferior é muito drástica; eventualmente, interações com outros cátions migrando em sentido contrário refletem-se na mobilidade dos íons de cádmio.

#### **5.4.3.10 Concentração de ferro no fluido intersticial do corpo-de-prova em função da profundidade**

As mesmas observações em relação à distribuição de concentrações de alumínio em função da profundidade no corpo-de-prova ao final do ensaio podem ser feitas para o ferro, somando-se ainda a maior dispersão dos resultados no caso do ferro, já mencionada em 5.4.3.4.

A Figura 5.40 ilustra a grande complexidade dos resultados. As soluções S15, S16, S17 e S18 era compostas de, respectivamente, 0,05 ppm, 0,03 ppm, 0,2 ppm e 93 ppm de ferro. A duração dos ensaios foi de 9 dias.



**Figura 5.39 - Comportamento global do cádmio no ensaio de difusão**

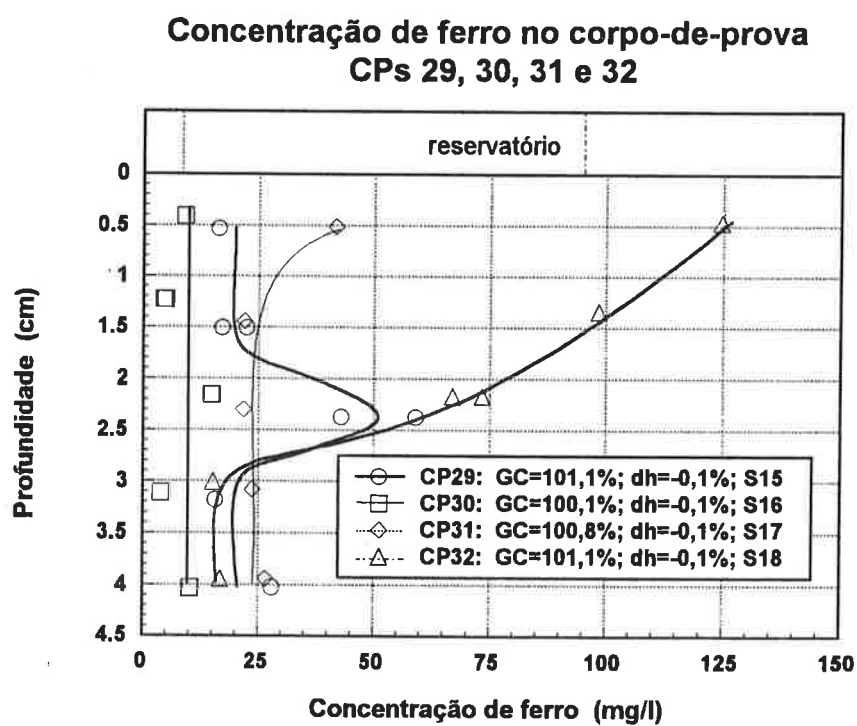
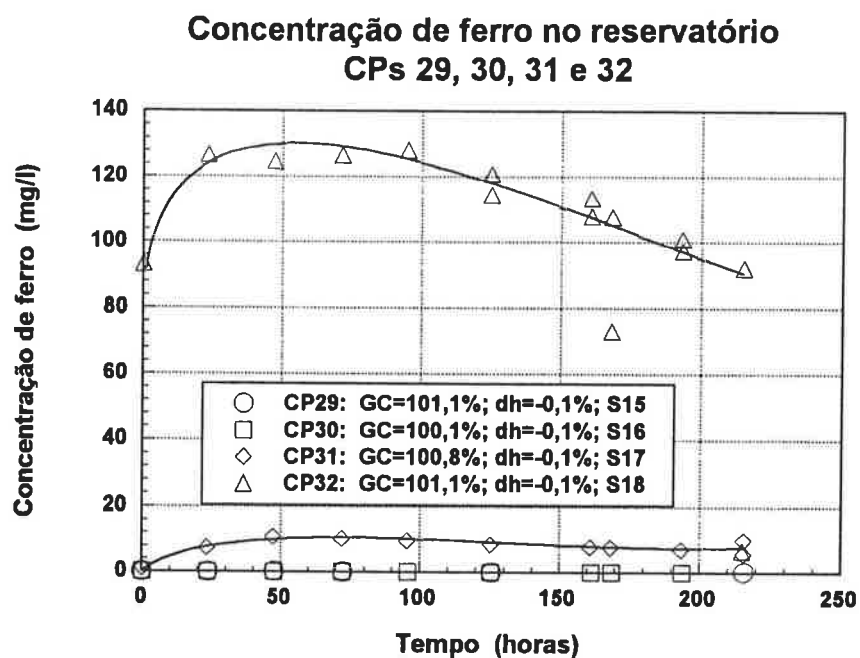


Figura 5.40 - Comportamento global do ferro no ensaio de difusão

O equilíbrio do perfil de concentrações parece praticamente atingido para o CP 30, no entanto o valor médio das concentrações no corpo-de-prova é muito superior à concentração do reservatório. O CP 29 pode realmente estar apresentando a tendência indicada pela curva desenhada, ou possivelmente houve um erro experimental na determinação dos pontos a 2,5 cm de profundidade, mascarando um comportamento semelhante ao do CP 30. Nos CPs 31 e 32, a camada de topo apresenta maior concentração de ferro do que as camadas inferiores, e também do que a concentração no reservatório, sugerindo que ela ainda está interagindo com o reservatório. Para o CP 32, utilizou-se uma solução com alta concentração de ferro, para tentar evidenciar os efeitos da difusão sobre os da solubilização.

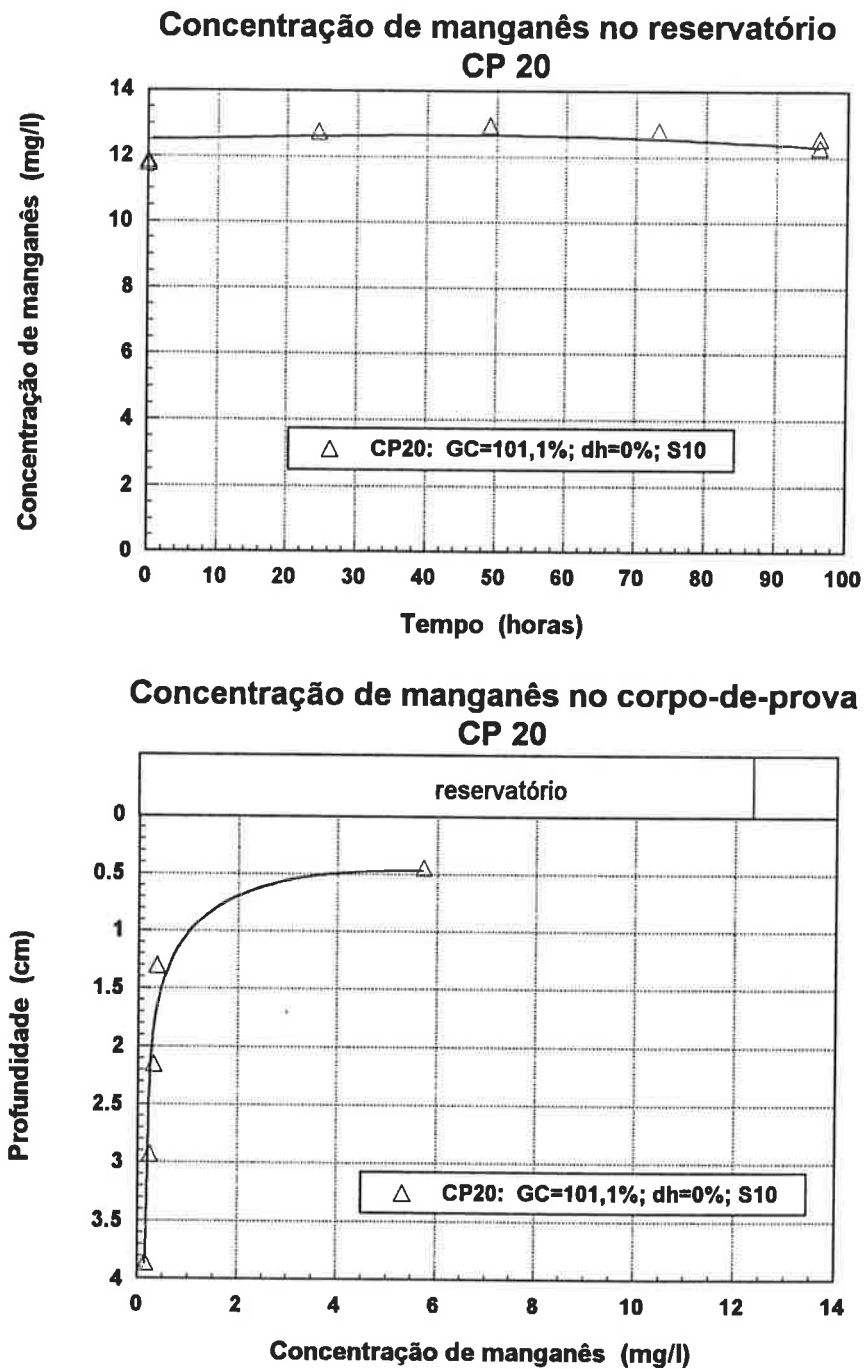
#### **5.4.3.11 Concentração de manganês no fluido intersticial do corpo-de-prova em função da profundidade**

Em todos os ensaios realizados, observou-se que a distribuição de concentrações de manganês em função da profundidade tende a estabilizar-se entre 0,2 e 0,5 ppm, faixa de valores coerentes com os observados na água intersticial do CP “Branco”.

Apesar de ter sido constatada a solubilização do manganês, o teor do metal na composição dos minerais do solo é bem menos significativa do que o do alumínio, e mesmo do que o do ferro. Talvez por isso o equilíbrio com a solução tenha sido atingida durante o ensaio, como foi observado para a maior parte dos corpos-de-prova.

Apenas em dois ensaios, relativos aos CPs 20 e 31, pode-se tentar estimar o coeficiente de difusão, uma vez que a concentração de manganês na solução é bem elevada, permitindo supor que os efeitos da difusão sobrepujem os da solubilização. A Figura 5.41 apresenta a evolução da concentração de manganês no reservatório e a situação final no corpo-de-prova para um dos ensaios realizados.

No entanto, não é possível obter um bom ajuste com o programa POLLUTE. Além de as concentrações no corpo-de-prova serem de maneira geral muito baixas, a frente de difusão não havia atingido as duas camadas inferiores. Fator importante também parece ser a grande discrepância entre os valores de concentração da camada de topo e as inferiores, indicando que talvez a concorrência dos fenômenos de solubilização e difusão na camada superior afetem a mobilidade dos íons.

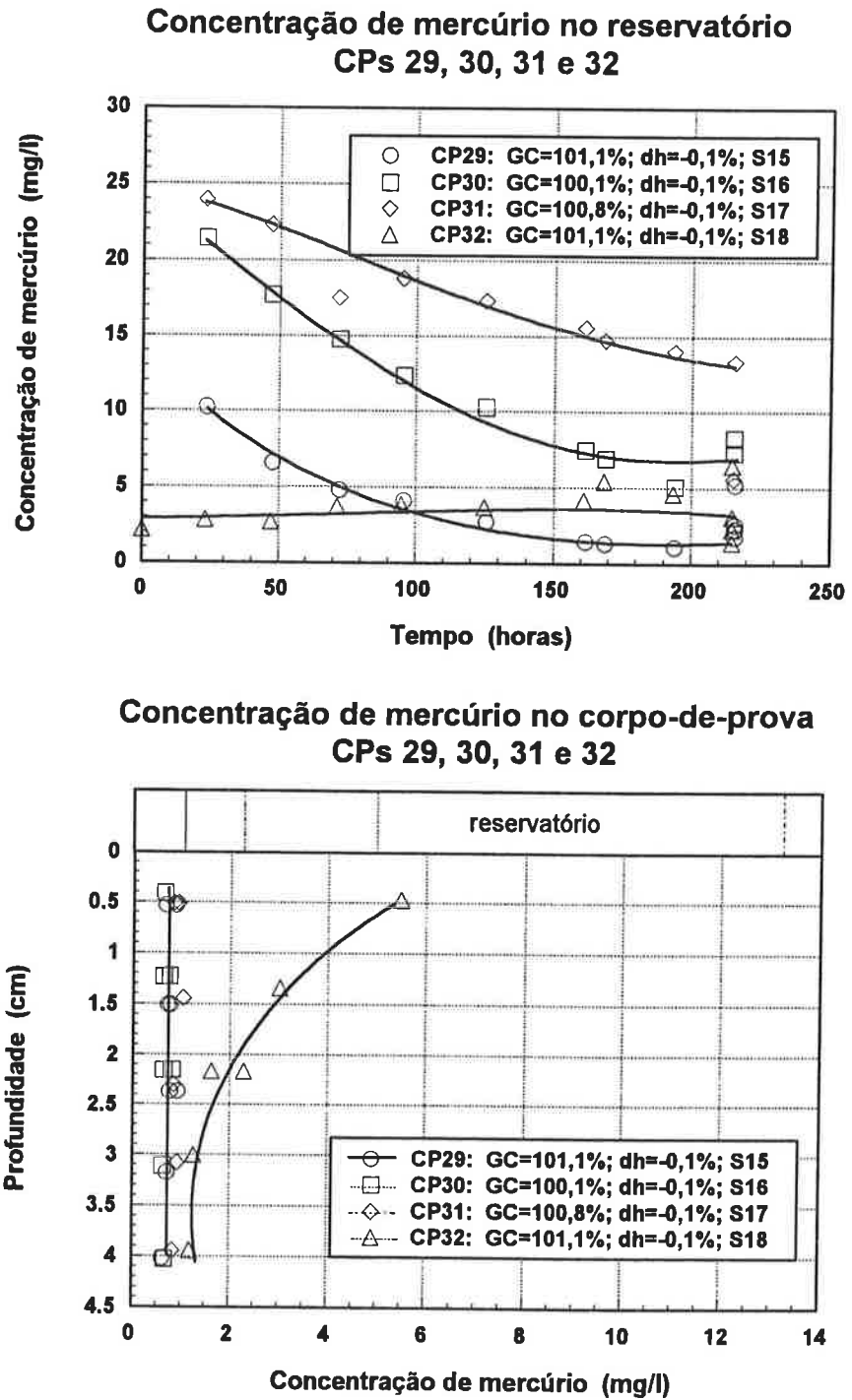


**Figura 5.41 - Comportamento global do manganês no ensaio de difusão**

#### **5.4.3.12 Concentração de mercúrio no fluido intersticial do corpo-de-prova em função da profundidade**

As mesmas observações relativas à distribuição de concentrações de cádmio em função da profundidade do corpo-de-prova aplicam-se ao mercúrio. Ocorre difusão de íons do reservatório para o corpo-de-prova, porém em níveis tão baixos, que é difícil estimar o

coeficiente de difusão. A Figura 5.42 exemplifica o comportamento do mercúrio observado nos ensaios de difusão.



**Figura 5.42 - Comportamento global do mercúrio no ensaio de difusão**

A tentativa de estimar o coeficiente de difusão por meio dos ensaios relativos aos CPs 20 e 32, submetidos às soluções com maiores concentrações de mercúrio, esbarraram com



as mesmas dificuldades encontradas em relação ao cádmio e ao manganês, mencionadas em 5.4.3.9 e 5.4.3.11.

#### **5.4.3.13 Concentração de zinco no fluido intersticial do corpo-de-prova em função da profundidade**

Em todos os ensaios realizados, observou-se a distribuição de concentrações de manganês em função da profundidade tende estabilizar-se em torno de 0,5 ppm, valor encontrado na água intersticial do CP “Branco”.

A maior rapidez dos íons de zinco chegarem a uma situação de equilíbrio entre solo e solução em relação aos de alumínio, parece confirmada pelo menor tempo necessário para ser atingido o pico de concentração de zinco no reservatório.

Assim como o manganês, pode-se explicar a ocorrência de equilíbrio entre o solo e a solução no reservatório durante o ensaio pelo fato de que, apesar de ter sido constatada a solubilização do zinco, o teor do metal na composição dos minerais do solo não é muito significativo.

Tentou-se determinar o coeficiente de difusão nos ensaios nos quais a alta concentração de zinco na solução visava a diminuir o efeito relativo da solubilização frente à difusão. No entanto, ocorreram as mesmas dificuldades já observadas em relação aos outros metais.

A Figura 5.43 exemplifica o comportamento global do zinco nos ensaios de difusão.



#### 5.4.4 Ensaio de adsorção em lote

Os dados e resultados relativos aos ensaios de adsorção de cádmio e mercúrio na argila estudada e na bentonita industrializadas estão apresentados no Anexo K. A Figura 5.44 apresenta a variação da quantidade de cádmio adsorvida pela argila vermelha em função da concentração de equilíbrio, com indicação dos valores de razão solo/solução e de adsorção. Observa-se que algumas quantidades adsorvidas são negativas, e os valores de adsorção muito baixos, de modo que não há sentido em expressar os resultados por meio de uma isoterma de adsorção.

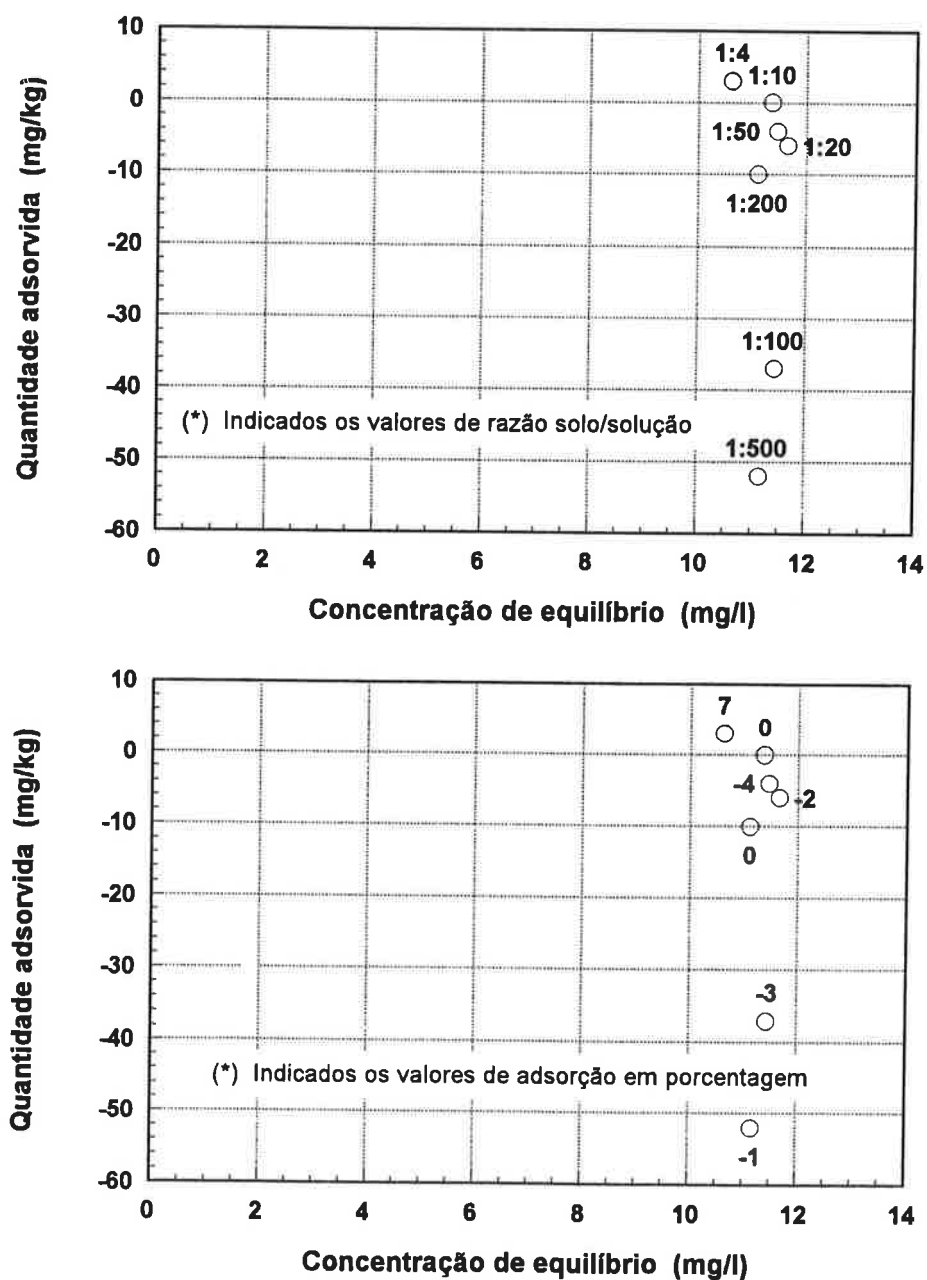


Figura 5.44 - Adsorção de cádmio pela argila vermelha - Ensaio 1

Para verificar se havia ocorrido algum erro no procedimento experimental que justificasse os resultados obtidos, foi realizado um novo ensaio com as mesmas características. A Figura 5.45 apresenta a variação da quantidade de cádmio adsorvida pela argila vermelha em função da concentração de equilíbrio para o novo ensaio, com indicação dos valores de razão solo/solução e de adsorção. Estão também expostos os resultados do primeiro ensaio na mesma escala que os do segundo, para facilitar a comparação. Há consistência nos valores de adsorção e quantidades adsorvidas obtidos nos dois ensaios, por mais afastados da realidade que provavelmente estejam.

O solo não contém cádmio em sua composição, ou mesmo na água intersticial, conforme indicam os ensaios mineralógicos, descartando a hipótese de desadsorção. A análise estatística de todas as concentrações de cádmio determinadas no primeiro ensaio forneceu uma média de 11,3 mg/l e desvio-padrão de 0,5 mg/l, ou seja, um desvio percentual de 5%. No segundo ensaio, obtiveram-se os valores  $10,7 \pm 0,5$  mg/l e desvio percentual de 5%. Os frascos "brancos" apresentaram diferenças em relação à concentração inicial variando entre -3% e 3%, ou seja, não é possível afirmar que o aumento de cádmio na solução resulte de interações com o próprio recipiente.

Cada ponto experimental, expresso por um valor de concentração, resultou da média entre duas ou três leituras. Os desvios absolutos de todos os pares ou ternos de leituras podem ser visualizados nas curvas de concentração de cádmio em função da razão solo/solução para os dois ensaios, apresentadas na Figura 5.46.

Por outro lado, os desvios-padrão percentuais das concentrações dos outros cinco metais nas mesmas soluções variaram entre 35% e 150%. Uma análise das curvas de concentrações dos outros metais em função da razão solo/solução, apresentadas no Anexo K, parece indicar que, enquanto para os demais metais realmente há uma variação da concentração em função da razão solo/solução, no caso do cádmio as variações observadas podem ser devidas à própria dispersão experimental.

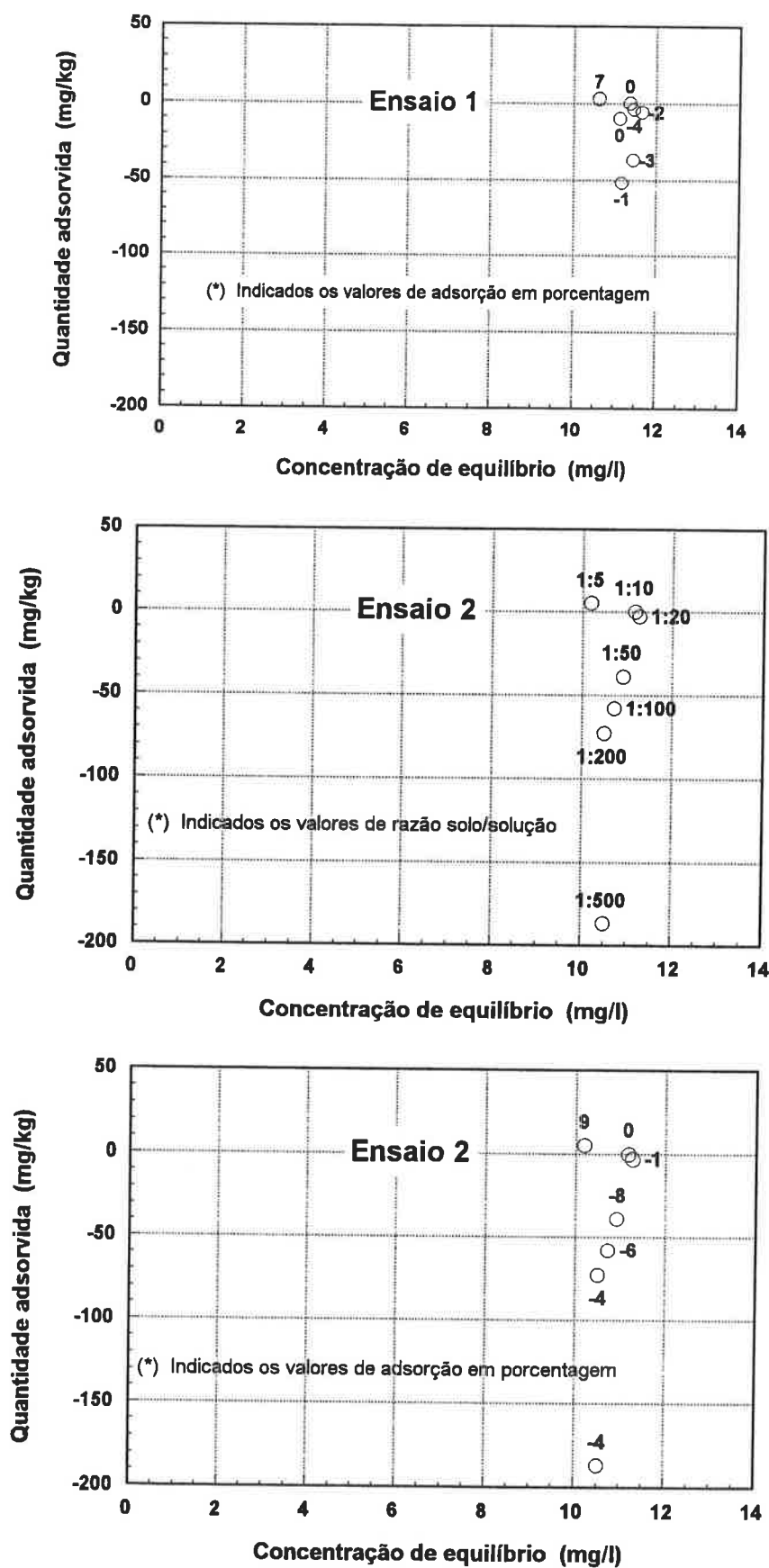
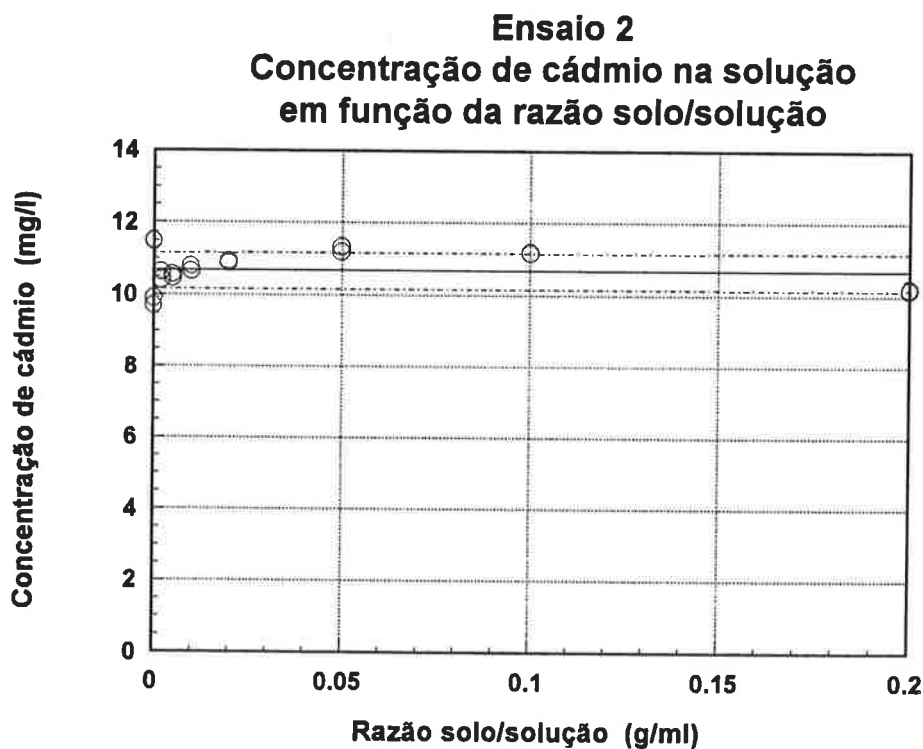
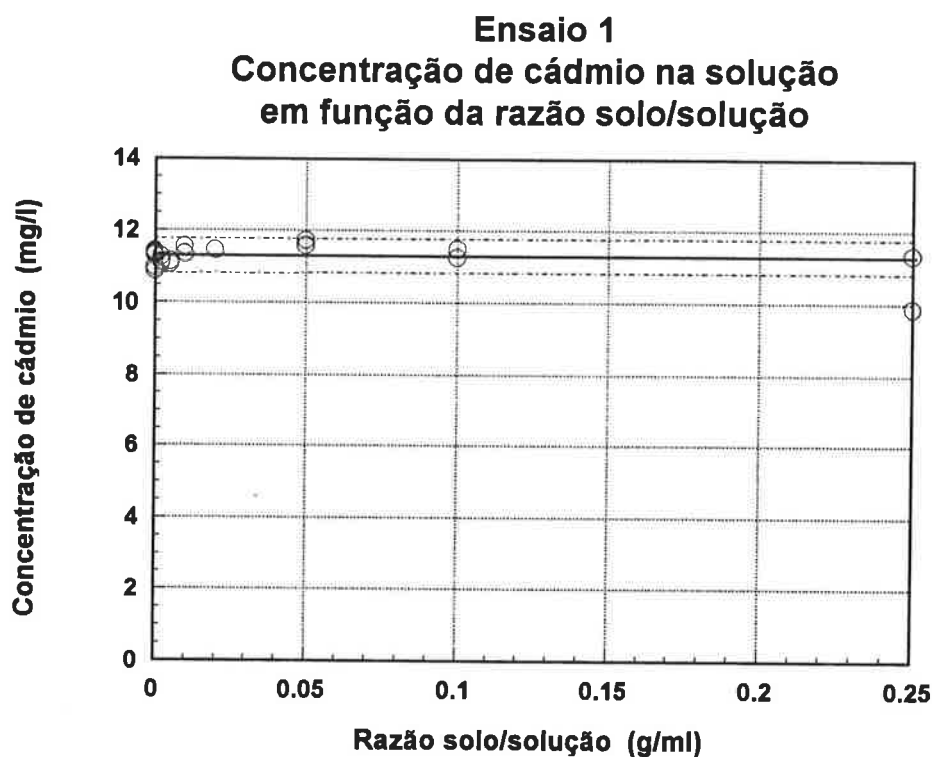


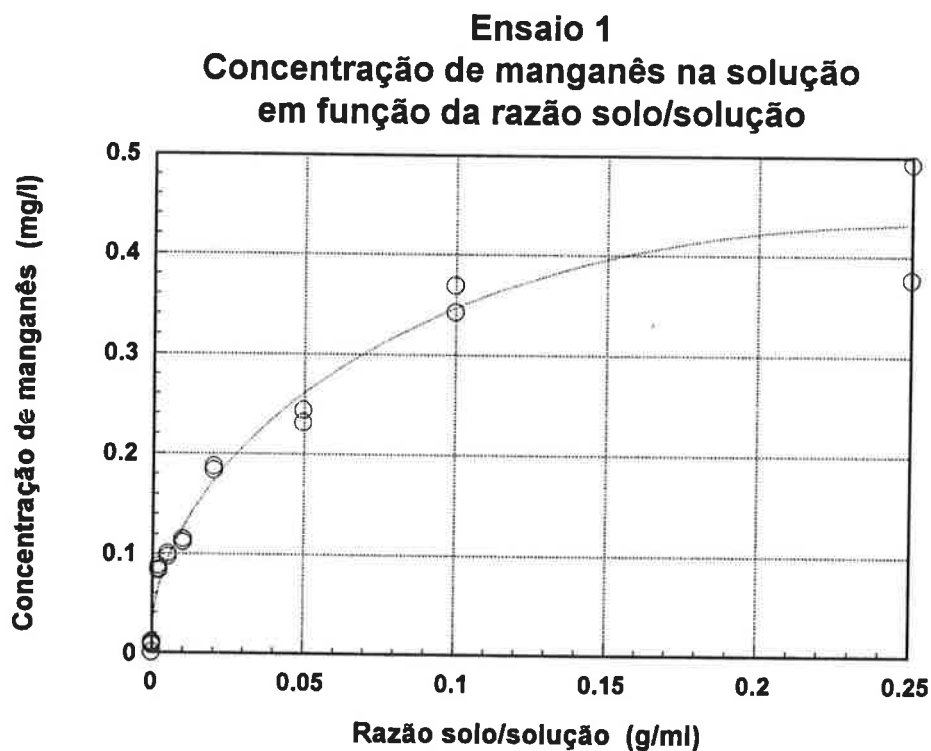
Figura 5.45 - Adsorção de cádmio na argila vermelha - Ensaio 2



**Figura 5.46** - Concentração de cádmio em função da razão solo/solução - Ensaios 1 e 2

A comparação entre as Figuras 5.46 e 5.47 ilustra o comportamento diferente do cádmio e do manganês em relação à razão solo/solução para o primeiro ensaio. As curvas de concentração na solução em função da razão solo/solução para todos os metais, relativas

aos dois ensaios, estão apresentadas no Anexo K. Aparentemente, apenas a concentração de cádmio não varia em função da razão solo/solução.



**Figura 5.47** - Concentração de manganês em função da razão solo/solução - Ensaio 1

A capacidade de adsorção de cádmio pela argila vermelha seria muito baixa, e o coeficiente de adsorção  $K_d$  praticamente nulo; os resultados obtidos refletiriam apenas a própria dispersão experimental.

A Figura 5.48 apresenta a variação da quantidade de mercúrio adsorvida pela argila vermelha em função da concentração de equilíbrio, com indicação dos valores de razão solo/solução e de adsorção.

Embora novamente alguns pontos experimentais tenham resultado em quantidades adsorvidas negativas, em termos gerais obtiveram-se alguns valores de adsorção elevados.

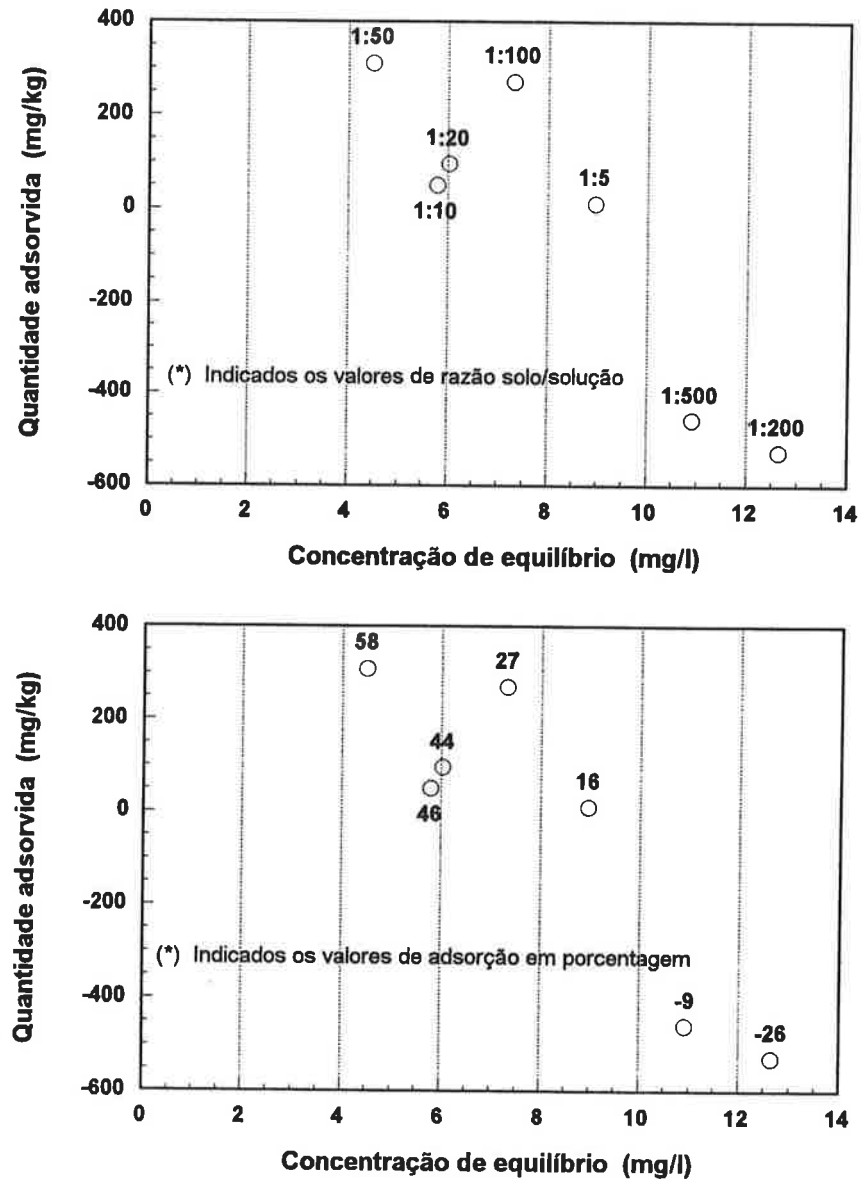


Figura 5.48 - Adsorção de mercúrio pela argila vermelha

A análise estatística de todas as concentrações de mercúrio determinadas no ensaio forneceu uma média de 6,5 mg/l e desvio-padrão de 1,7 mg/l, ou seja, um desvio percentual de 26%. No entanto, não há evidências de que a concentração de mercúrio esteja variando realmente em função da razão solo/solução, conforme indica a Figura 5.49.. De fato, os desvios absolutos dos pares de leituras são significativos. A determinação da concentração de mercúrio em uma solução, conforme já detectado nos ensaios de difusão, é mais sujeita a erros do que as dos outros metais. O coeficiente de variação de 26% poderia estar refletindo apenas uma maior dispersão experimental.



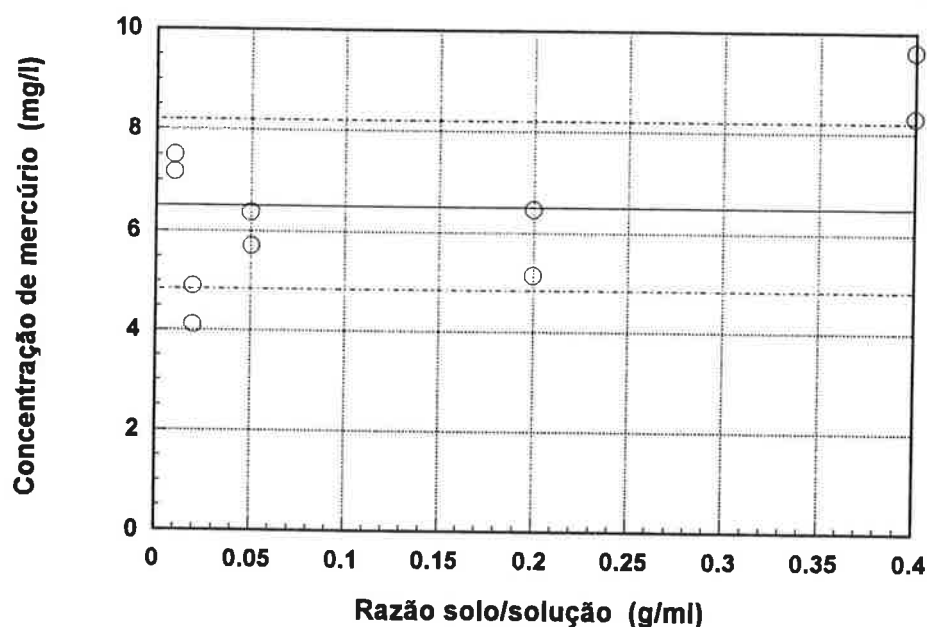


Figura 5.49 - Concentração de mercúrio em função da razão solo/solução

Seria recomendável realizar novamente o ensaio com a segunda alternativa de procedimento experimental. A EPA propõe, como opção à técnica já exposta, ensaiar um lote de soluções com diferentes concentrações iniciais, fixando-se a razão solo/solução, a massa de solo e o volume da solução, para uma razão solo/solução a que corresponda adsorção maior do que 10%. Assim, tentar-se-ia verificar por outro caminho, mais adequado à baixa capacidade de adsorção do solo, a ocorrência de adsorção. Para o mercúrio, poderia ser adotada qualquer razão solo/solução maior do que 1:100. Para o cádmio, a razão solo/solução 1:5 é a única recomendada para o segundo procedimento; razões mais altas garantiriam adsorção mais elevada, porém tornam o ensaio impraticável.

Para poder questionar outros aspectos da técnica experimental, realizaram-se ensaios de adsorção de cádmio e de mercúrio com uma bentonita industrializada, muito empregada em ensaios geotécnicos usuais no LMS-EPUSP. A Figura 5.50 apresenta os resultados do ensaio com cádmio. Os valores de adsorção indicados na figura contemplam a adsorção da ordem de 13% de cádmio pelos recipientes.

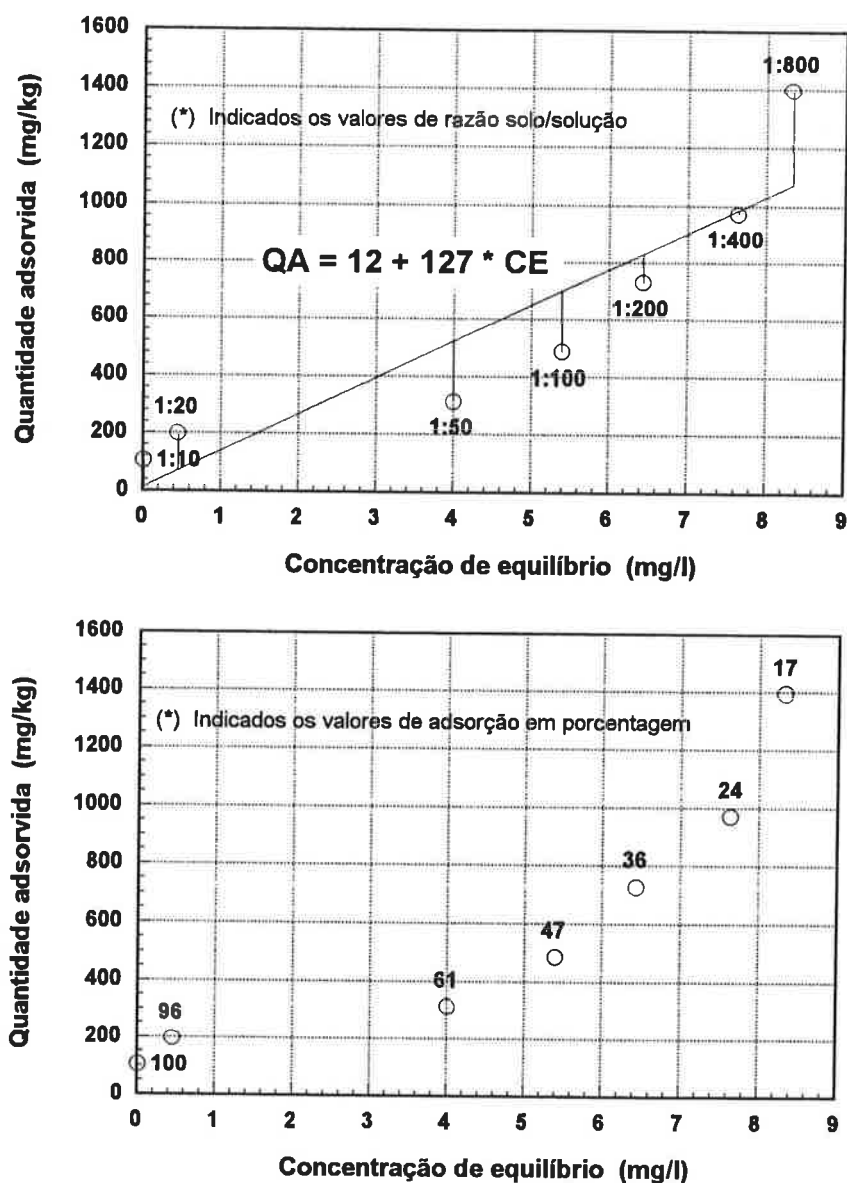
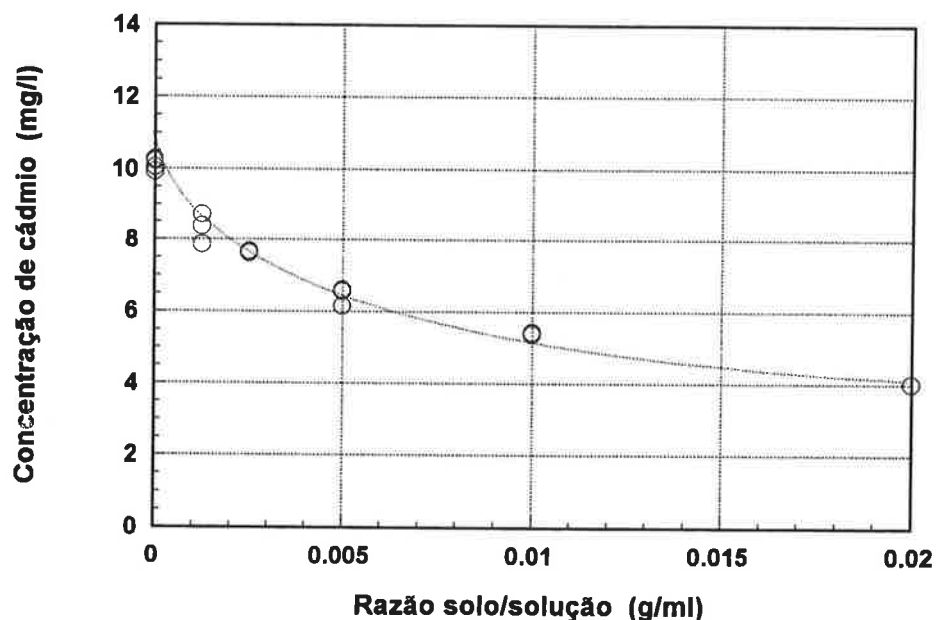


Figura 5.50 - Adsorção de cádmio pela bentonita

A Figura 5.51 mostra a variação da concentração de cádmio em função da razão solo/solução para a bentonita. Mesmo considerando-se os desvios absolutos dos pares e ternos de medidas, evidencia-se a tendência a diminuir a concentração de equilíbrio da solução à medida que aumenta a razão solo/solução. O desvio-padrão porcentual de toda a série de concentrações de cádmio, igual a 54%, relativo à concentração média de  $7,2 \pm 3,9$  mg/l, parece ser explicado pela ocorrência real de adsorção pela bentonita.

No Anexo K, estão apresentadas as curvas de concentração dos demais metais em função da razão solo/solução. Observa-se uma certa solubilização da bentonita, porém em níveis bem menores do que ocorre com a argila vermelha. Essa solubilização foi também observada em bentonitas ensaiadas à adsorção com dois percolados compostos

de amônia, cloretos, sódio, sulfatos, zinco, ferro e formaldeído, com pH igual a 3 (Maha, 1994).



**Figura 5.51 - Concentração de cádmio em função da razão solo/solução - Bentonita**

A Figura 5.52 apresenta os resultados do ensaio de adsorção do mercúrio pela bentonita.

A análise estatística de todos os pontos experimentais forneceu média e desvio-padrão iguais a, respectivamente, 5,9 mg/l e 2,5 mg/l. Os desvios absolutos dos pares de leituras, apresentados na Figura 5.53, confirmam que as leituras de concentração de mercúrio estão mais sujeitas a erros do que as de cádmio. Mesmo assim, possivelmente está ocorrendo adsorção de mercúrio pela bentonita.

Os coeficientes de distribuição obtidos para o cádmio e o mercúrio foram iguais a, respectivamente, 0,127 ml/g e 0,114 ml/g.

Stockmeyer (1993), estudando a adsorção de 6 compostos orgânicos em cinco bentonitas, a partir de soluções com concentrações iniciais de 1 g/l, 10 g/l e 20 g/l, obteve coeficientes de distribuição variando entre 0,003 e 0,080 ml/g. Como os compostos orgânicos compunham-se de grandes moléculas, a comparação com os valores obtidos para os dois metais não é possível. Miller et al. (1992) obtiveram valores de coeficientes de distribuição de cádmio de 0,217 ml/g, 0,075 ml/g e 0,225 ml/g para três argilas compostas basicamente de illita e caulinita, argilo-minerais muito menos ativos do que a bentonita. Behrendt et al. (1990) observaram coeficientes de distribuição

de glufossinato de amônio aumentando de 0,036 ml/g para 52,85 ml/g à medida que o teor de argila do solo aumentava de 1,5% a 46,1%. Rowe & Booker (1985) consideraram um valor médio de adsorção o equivalente a  $pK_d$  igual a 10, sendo  $\rho$  a massa específica do solo, o que corresponderia grosseiramente a  $K_d$  igual a 5 ml/g. A técnica de ensaio empregada estaria, portanto, subestimando o coeficiente de distribuição da bentonita.

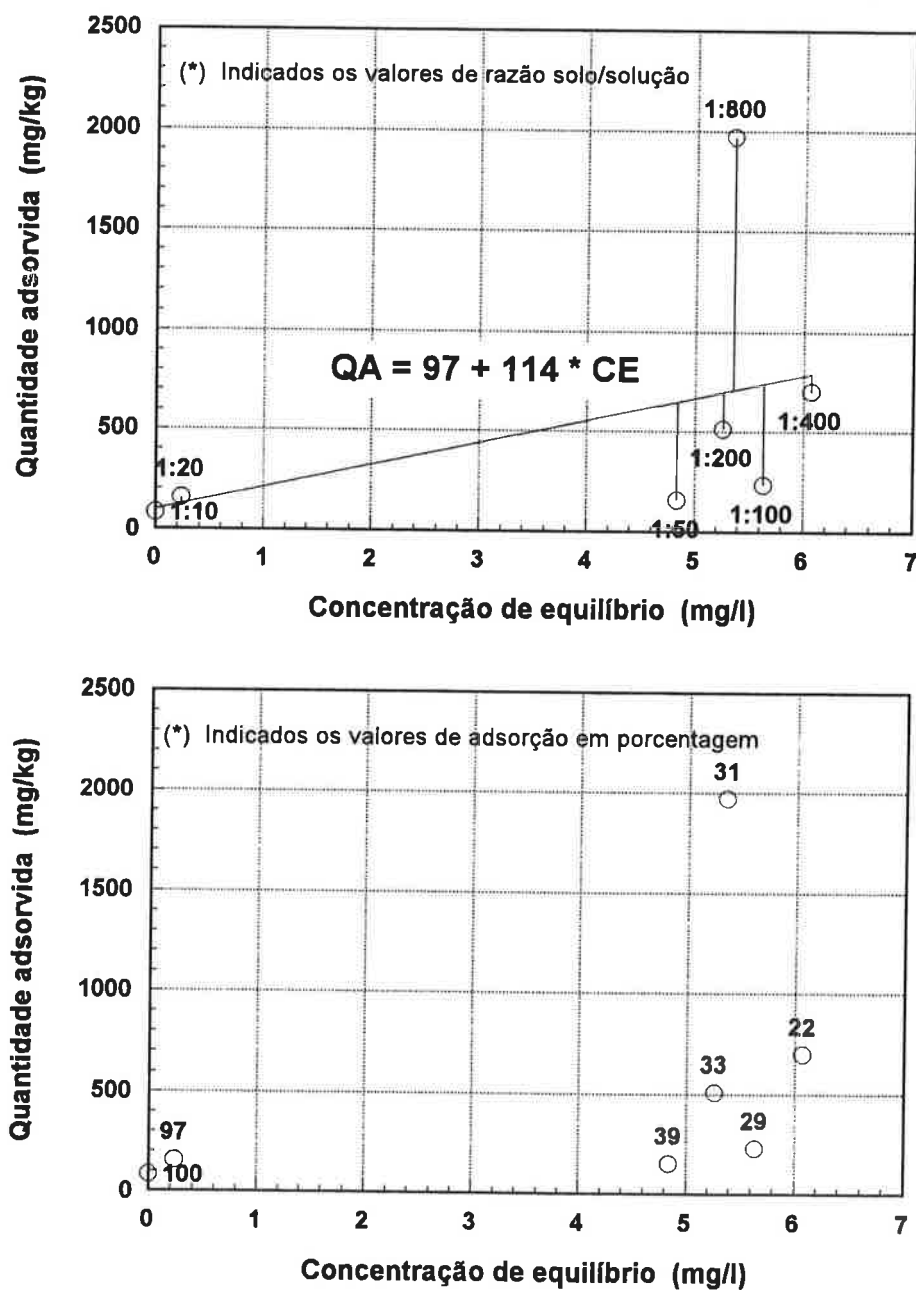
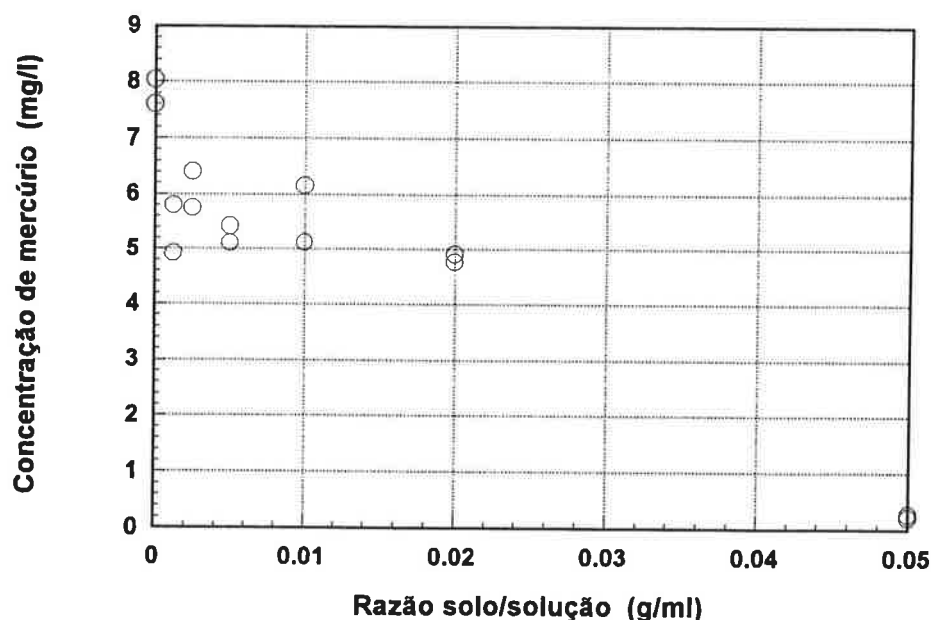


Figura 5.52 - Adsorção de mercúrio pela bentonita



**Figura 5.53** - Concentração de mercúrio em função da razão solo/solução - Bentonita

Embora a técnica do ensaio de adsorção ainda não esteja desenvolvida a contento no LMS-EPUSP, algumas afirmações podem ser feitas. Diferenciam-se significativamente os comportamentos da argila vermelha e da bentonita; a argila vermelha, claramente, tem uma capacidade de adsorção bem inferior à da bentonita. Os ensaios mineralógicos reiteram essa conclusão, uma vez que a argila vermelha é composta de quartzo, caulinita, nacrita, gibbsita e hematita. A caulinita e a nacrita são argilo-minerais pouco ativos, com baixa capacidade de troca catiônica e de grandes dimensões, quando comparados com outros argilo-minerais.

O mercúrio mostrou-se, mais uma vez, mais difícil de trabalhar do que o cádmio. Para os dois solos, a dispersão experimental nas medidas de concentração foi maior para o mercúrio do que para o cádmio.

A maior fonte de erros experimentais parece ser a técnica de misturação e agitação. Os recipientes também não eram adequados, uma vez que no ensaio de adsorção de cádmio pela bentonita, a adsorção nos frascos brancos foi igual a 13%, valor muito superior aos 3% recomendados pela EPA.

Com certeza, pequenos erros nas medidas de massa acarretam grandes erros nos cálculos finais. O grande cuidado na pesagem das amostras de solo e no manuseio das soluções, porém, descarta a possibilidade de aí residir uma causa fundamental de variação experimental.

É importante minimizar todas as fontes de erro, por exemplo, com um método de mistura e agitação mais eficiente, ou com frascos menos adsorventes, para poder evidenciar a ocorrência de adsorção. Além disso, recomenda-se a segunda alternativa de procedimento experimental como a mais indicada para o estudo da adsorção na argila vermelha, por garantir um valor mínimo de adsorção, o qual supere a variação experimental.

Outro cuidado fundamental é o de determinar a variância das leituras. Torna-se importante realizar análise estatística de um maior conjunto de leituras, para poder melhor definir as limitações da técnica empregada.

#### **5.4.5 Ensaios de dispersão ou de coluna**

##### **5.4.5.1 Concentrações dos metais em função do tempo no efluente para cada ensaio**

No Anexo L estão apresentados os resultados dos ensaios de dispersão, sob a forma de curvas de concentração de metal em função do tempo de ensaio.

O corpo-de-prova CP11 foi ensaiado com a solução S6, composta de alumínio, cádmio, ferro, manganês e zinco, durante 450 minutos. Ao final do ensaio, não havia sido ainda detectada a presença de alumínio, cádmio e zinco no efluente. A concentração de ferro no efluente apresentou muita dispersão em função do tempo, parecendo oscilar em torno do valor da concentração de ferro na solução-fonte. A concentração de manganês no efluente começou a aumentar após aproximadamente 200 minutos de ensaio, atingindo o valor de 0,5 mg/l após 450 minutos de ensaio, ainda muito inferior ao valor da concentração do metal na solução-fonte, igual a 3 mg/l.

Comportamentos semelhantes foram observados no ensaio com o corpo-de-prova CP12, também submetido à percolação da solução S6 por 800 minutos. Não foi detectada a presença de alumínio e cádmio no efluente. A concentração de ferro no efluente é crescente a partir dos 300 minutos de ensaio, porém a dispersão dos pontos experimentais é muito grande, a ponto de tornar questionável a definição de qualquer tendência. A concentração de manganês no efluente começou a aumentar após aproximadamente 100 minutos de ensaio, atingindo o valor de 0,8 mg/l aos 450 minutos, e de 1,3 mg/l no final do ensaio. Atente-se para o fato de que a velocidade de advecção no CP12 era 10 vezes superior à do ensaio anterior, devido ao maior gradiente. Detectou-se zinco no efluente; a concentração começou a aumentar aos 400 minutos de

ensaio, atingindo valores muito superiores ao da concentração na solução-fonte, indicando ocorrência de solubilização de zinco.

O corpo-de-prova CP15 foi ensaiado com a solução S12, composta de cádmio, manganês, mercúrio e zinco, durante 2100 minutos. Não detectou-se a presença de alumínio e de mercúrio no efluente. Os metais presentes na solução-fonte, além do ferro, apresentaram-se no efluente em baixas concentrações, aparentemente constantes com o tempo, com valores dentro da ordem de grandeza das concentrações determinadas na água intersticial do corpo-de-prova ensaiado à difusão com água destilada (CP "Branco").

O corpo-de-prova CP18 foi submetido à percolação da solução S19, composta de alumínio, cádmio, ferro, manganês, mercúrio e zinco, por 1000 minutos. Apesar da alta concentração de alumínio na solução, de 52 ppm, não foi detectado alumínio no efluente durante o ensaio. A concentração de cádmio começou a aumentar após 200 minutos de ensaio, e atingiu o valor da concentração na solução-fonte, igual a 1,7 ppm, ao final do ensaio. A concentração de ferro manteve-se constante em função do tempo, em um valor baixo, da ordem de grandeza do valor residual na água intersticial do CP "Branco". A concentração de manganês atingiu o valor de concentração na solução-fonte, igual a 0,3 ppm, após 200 minutos de ensaio. A concentração de mercúrio manteve-se constante, em um valor muito inferior ao valor da concentração na solução-fonte, porém superior ao encontrado na água intersticial do CP "Branco". A concentração de zinco no efluente, crescente após 50 minutos de ensaio, atingiu valores dez vezes superiores ao da concentração na solução-fonte, indicando solubilização de zinco.

O corpo-de-prova CP19 foi ensaiado durante 620 minutos com a solução S14, composta de cádmio, ferro, manganês, mercúrio e zinco. Não foi detectado alumínio no efluente; o cádmio e o mercúrio apresentaram-se em concentrações quase nulas e constantes em função do tempo. A concentração de ferro no efluente permaneceu constante e igual ao valor da concentração na solução-fonte. As concentrações de manganês e de zinco começaram a aumentar aos 250 minutos de ensaio, atingindo valores superiores aos da solução-fonte, provavelmente devido à ocorrência de solubilização.

O corpo-de-prova CP24 foi ensaiado com a solução S20, composta de cádmio, ferro, manganês, mercúrio e zinco, por 640 minutos. Não foi detectada a presença de alumínio no efluente. A concentração de cádmio no efluente começou a aumentar após 250 minutos de ensaio, atingindo no final um valor superior ao da solução-fonte; como não há cádmio na composição do solo, é possível que tenha sido atingido o valor máximo,

acrescido da dispersão do ensaio. A concentração de ferro no efluente permaneceu constante e igual ao valor da concentração na solução-fonte. A concentração de mercúrio no efluente manteve-se constante com o tempo, em um valor bem inferior ao da solução-fonte, porém superior ao valor de fundo na água intersticial do CP 'Branco'. As concentrações de manganês e de zinco começaram a aumentar, respectivamente, aos 100 e aos 250 minutos de ensaio, atingindo valores superiores às concentrações na solução-fonte, provavelmente devido à ocorrência de solubilização.

#### 5.4.5.2 Dispersão do alumínio

É interessante observar que não foi detectado alumínio no efluente em nenhum ensaio, sendo que em três casos havia alumínio na composição da solução percolada.

Essa constatação é ainda mais surpreendente frente aos resultados dos ensaios de difusão e dos ensaios mineralógicos, que mostraram a ocorrência de solubilização de alumínio, manganês e zinco presentes nos minerais do solo devido ao contato com soluções ácidas. Os ensaios de dispersão também permitem inferir que houve solubilização do manganês e do zinco.

Provavelmente a mobilidade do alumínio é afetada pela interação com os outros metais, e o tempo de ensaio não foi suficiente para que um número detectável de íons de alumínio percorresse toda a altura do corpo-de-prova.

#### 5.4.5.3 Dispersão do cádmio

O cádmio estava ausente, ou presente em concentrações muito baixas e constantes com o tempo, em 4 dos 6 ensaios de dispersão realizados. Os valores de concentração de cádmio nas soluções aplicadas aos corpos-de-prova 11, 12, 15 e 19 eram, respectivamente, 0,5 ppm, 0,5 ppm, 0,3 ppm e 1,2 ppm; as velocidades de fluxo respectivas,  $5 \times 10^{-7}$  m/s,  $8 \times 10^{-6}$  m/s e  $3 \times 10^{-6}$  m/s e  $2 \times 10^{-5}$  m/s.

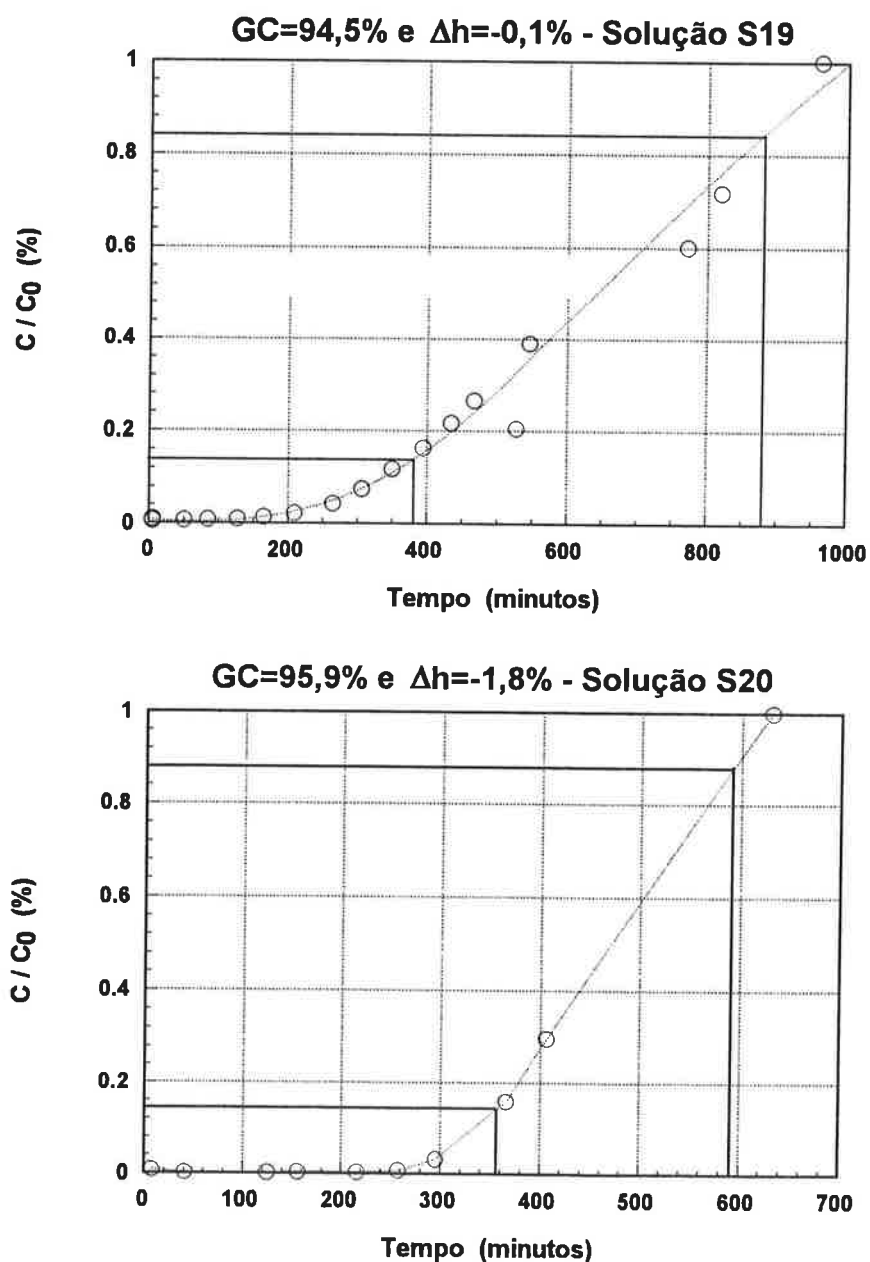
Nos ensaios em que houve desenvolvimento da curva de saturação de íons ('breakthrough curve') de cádmio, relativos aos corpos-de-prova 18 e 24, as soluções apresentavam concentração de cádmio de 1,7 ppm e 1,0 ppm; a velocidade de de fluxo nos dois casos era igual a  $6 \times 10^{-5}$  m/s.

Para os corpos-de-prova 18 e 24, com igual velocidade de fluxo, a concentração de cádmio começou a aumentar em torno dos 200 minutos de ensaio. Para os corpos-de-prova 11, 12, 15 e 19, comparando-se as velocidades de fluxo, pode-se supor



grosseiramente que as concentrações começassem a aumentar em torno dos 24000, 1500, 4000 e 600 minutos, respectivamente. A duração desses ensaios aparentemente não foi suficiente para que uma quantidade significativa de íons de cádmio atravessasse todo o corpo-de-prova.

Os resultados dos ensaios com os corpos-de-prova 18 e 24 estão apresentados na Figura 5.54 na forma adequada para permitir o cálculo do coeficiente de dispersão hidrodinâmica pela equação (3.34).



**Figura 5.54** - Determinação de  $t_{0,14}$  e  $t_{0,86}$  para os ensaios de dispersão com CPs 18 e 24

Os corpos-de-prova 18 e 24 tinham, respectivamente, 8,97 cm e 8,88 cm de altura. A velocidade de fluxo nos dois ensaios era  $6 \times 10^{-3}$  de cm/s. Da Figura 5.54 obtêm-se  $t_{0,14}$  e  $t_{0,86}$  iguais a 380 e 880 minutos para o corpo-de-prova 18, e de 355 e 590 minutos para o corpo-de-prova 24. Verifica-se uma incompatibilidade de valores, só justificável se houvesse adsorção em um nível significativo. Como os ensaios de adsorção e os ensaios mineralógicos indicam uma baixa capacidade de adsorção do solo, algum outro fenômeno deve ser responsável pelo retardamento observado.

#### 5.4.5.4 Dispersão do ferro

Em relação ao ferro, nos ensaios com os corpos-de-prova 11 e 12, a grande dispersão dos resultados impede qualquer conclusão; pode-se apenas afirmar que as concentrações em função do tempo parecem oscilar em torno do valor da concentração de ferro na solução de alimentação.

O ferro aparece no efluente do corpo-de-prova 15, embora não faça parte da composição da solução-fonte; a concentração, entretanto, é compatível com os valores encontrados na água intersticial do CP "Branco".

Para os corpos-de-prova 18, 19 e 24, aparentemente a concentração de ferro no efluente muito rapidamente atinge o valor da concentração de ferro na solução, o qual era muito próximo do valor de fundo nos três casos. Acredita-se que a concentração de ferro na solução S19 seja na verdade próxima de 0,05 ppm.

#### 5.4.5.5 Dispersão do manganês

Os ensaios com os corpos-de-prova 11 e 12, submetidos a uma solução com concentração de manganês de 3 ppm, não apresentaram curva de saturação totalmente desenvolvida. Com o corpo-de-prova 18, ocorreu saturação de manganês no efluente aos 200 minutos. Comparando-se as velocidades de fluxo, a saturação provavelmente ocorreria, para os corpos-de-prova 11 e 12, respectivamente, aos 24000 e aos 1500 minutos. A duração desses ensaios, aparentemente, não foi suficiente.

Provavelmente ocorreu solubilização do manganês nos corpos-de-prova 15, 19 e 24, uma vez que as concentrações no efluente superaram em muito as concentrações nas soluções-fonte. Nas três soluções correspondentes, S12, S19 e S20, as concentrações de manganês eram muito baixas, da ordem de grandeza do valor de fundo de manganês na água intersticial do CP "Branco".

#### **5.4.5.6 Dispersão do mercúrio**

O mercúrio não foi detectado no efluente dos corpos-de-prova 11, 12 e 15. Nos dois primeiros ensaios, o mercúrio não fazia parte da composição da solução. O corpo-de-prova 15 foi percolado com uma solução composta de 0,8 ppm de mercúrio.

Nos ensaios com os corpos-de-prova 18, 19 e 24, submetidos a soluções com mais altas concentrações de mercúrio e maiores velocidades de fluxo do que as dos três ensaios anteriores, o mercúrio foi detectado no efluente em concentrações muito baixas, aparentemente constantes com o tempo. Provavelmente não houve tempo suficiente para que se iniciasse um aumento significativo da concentração em função do tempo.

#### **5.4.5.7 Dispersão do zinco**

As concentrações de zinco nas soluções estudadas deve-se à presença residual de zinco na água destilada do LMS-EPUSP e o nível de solubilização que ocorre na própria compactação do solo com água destilada. Apenas o corpo-de-prova 18 foi ensaiado com uma solução de concentração mais elevada de zinco, igual a 4 ppm.

O comportamento do zinco em todos os ensaios indica a ocorrência de solubilização, por apresentar concentrações no efluente maiores do que nas soluções-fonte.

#### **5.4.5.8 Duração do ensaio de dispersão**

Em todos os ensaios evidencia-se que o tempo foi insuficiente para o desenvolvimento da curva de saturação de íons (ver 3.4.1).

O tempo de advecção, calculado como a altura do corpo-de-prova dividido pela velocidade de fluxo, é uma sugestão muito deficiente para a duração do ensaio. Como a capacidade de adsorção do solo é baixa, conforme exposto em 5.4.4, acreditou-se que o fator de retardamento não fosse significativo. Talvez a complexa interação entre os íons de diferentes metais em diferentes concentrações seja responsável pelo retardamento, e não a adsorção, tal como definida em 3.2.5.1.

Inicialmente adotaram-se tempos de ensaio iguais a 3 ou 4 vezes o tempo de advecção. Devido à programação para a medida das concentrações das amostras, mencionada em 5.3.5.1, os três primeiros ensaios foram feitos consecutivamente, porém analisados

simultaneamente. Não foi possível, com base nos resultados do primeiro ensaio, reconsiderar as características dos ensaios subseqüentes.

Os resultados dos três primeiros ensaios mostraram que o tempo de ensaio não foi adequado. Nos três ensaios seguintes, foram adotadas durações iguais a 9, 25 e 40 vezes o tempo de advecção. O tempo de ensaio igual a 25 vezes o tempo de advecção foi suficiente para levantar a curva de saturação do cádmio. O tempo de ensaio igual a 40 vezes o tempo de advecção permitiu também que a concentração de manganês atingisse o valor da concentração na solução-fonte; porém, para a velocidade de fluxo adotada, as amostras de efluente deveriam ter sido coletadas a menores intervalos de tempo, para permitir melhor definição da curva de saturação.

Para determinar o coeficiente de dispersão hidrodinâmica, além da equação (3.34), pode-se utilizar o programa POLLUTE, o qual oferece várias alternativas de modelos de retardamento, sempre associados à adsorção. Não parece coerente, porém, determinar o parâmetro sem o conhecimento de qual fenômeno estaria causando o retardamento.

A concentração de ferro no efluente aparentemente atingiu o valor da concentração de ferro na solução em todos os ensaios, e já a partir das primeiras amostras coletadas. Porém, conforme mencionado anteriormente, a grande dispersão dos pontos experimentais inibe qualquer afirmação categórica.

O manganês e o zinco presentes nos minerais do solo aparentemente se solubilizam com a percolação das soluções pesquisadas, dificultando a interpretação do ensaio de dispersão.

Seria recomendável estudar primeiro a dispersão de cada metal separadamente, para poder melhor interpretar o comportamento à dispersão das soluções compostas por mais de um metal.

Para ilustrar a possibilidade de interferências entre os diversos íons, cabe lembrar que a argila laterítica tem a maior porcentagem dos poros, em termos de volume e de área específica, com o diâmetro menor do que  $0,02 \mu$ , ou seja,  $2 \times 10^{-8}$  m (Bernucci, 1997<sup>3</sup>). Os raios iônicos do alumínio, cádmio, ferro, manganês, mercúrio e do zinco são, respectivamente,  $5,0 \times 10^{-11}$  m,  $9,7 \times 10^{-11}$  m,  $7,6$  (ou  $6,4$ )  $\times 10^{-11}$  m,  $8,0$  (ou  $6,6$ )  $\times 10^{-11}$  m,  $1,1 \times 10^{-10}$  m e  $7,4 \times 10^{-11}$  m, ou seja, da ordem de  $10^{-10}$  m/s.

<sup>3</sup> BERNUCCI, L.L.B. (1997). Notas de Aula, Curso de Tecnologia de Pavimentação, EPUSP.

A argila laterítica compactada apresenta valores de coeficiente de permeabilidade superiores ao esperado com base na curva granulométrica, devido à microestrutura porosa; e tem pouca capacidade de adsorção, devido à composição mineralógica da fração fina, constituída de argilo-minerais pouco ativos e óxidos de ferro e alumínio. Por outro lado, a distribuição porosimétrica, caracterizada pela presença de grande quantidade de poros muitos finos, pode proporcionar um significativo retardamento a uma determinada frente de poluentes, em função dos raios iônicos e das interações entre íons no volume dos vazios.

#### **5.4.5.9 Compatibilidade**

Os ensaios de dispersão possibilitaram a verificação da compatibilidade do solo com as soluções percoladas.

Observa-se pelas curvas de coeficiente de permeabilidade em função do tempo de ensaio e do volume percolado dos CPs 10, 11, 12, 15, 18, 19 e 24, apresentadas nos Anexos F e G, que a permeabilidade do solo praticamente não se altera com a percolação das soluções S6, S12, S19 e S20. Já a passagem da solução S14 causou uma redução de aproximadamente 100 vezes no coeficiente de permeabilidade do corpo-de-prova 19.

As soluções S6 e S19 não tiveram nenhum efeito perceptível. A introdução da solução S12 apenas aumentou a flutuação dos pontos experimentais, sem modificar contudo o valor médio do coeficiente de permeabilidade. A solução S20 causou uma leve dispersão reversível no solo, pois o coeficiente de permeabilidade aumentou de 2 a 3 vezes, retornando ao valor original com a percolação de água.

porosa, e tem pouca capacidade de adsorção, devido à composição mineralógica da fração fina, constituída de argilo-minerais pouco ativos e óxidos de ferro e alumínio. Por outro lado, a distribuição porosimétrica, caracterizada pela presença de grande quantidade de poros muito finos, pode proporcionar um significativo retardamento a uma determinada frente de poluentes, em função dos raios iônicos e das interações entre íons no volume dos vazios.

#### **5.4.6 Ensaios mineralógicos**

Os resultados dos ensaios mineralógicos estão apresentados no Anexo M.

#### 5.4.6.1 Difractometria de raios-X

Os ensaios de difratometria de raios-X indicaram que o solo natural é composto principalmente de quartzo, caulinita, nacrita, gibbsita e hematita. A Tabela 5.9 apresenta os principais minerais componentes do solo e suas respectivas fórmulas químicas.

**Tabela 5.9** - Principais minerais componentes do solo

Mineral	Fórmula química
Caulinita	$\text{Al}_2\text{SiO}_5(\text{OH})_4$
Gibbsita	$\text{Al}(\text{OH})_3$
Hematita	$\text{Fe}_2\text{O}_3$
Nacrita	$\text{Al}_2\text{SiO}_5(\text{OH})_4$
Quartzo	$\text{SiO}_2$

O solo exposto a solução não apresentou mudanças significativas em sua composição. Aparecem prováveis traços de silicatos ou aluminatos de manganês, ferro, magnésio e zinco, como a neotocita, a baumita e a clinocrisotila, ausentes na amostra de solo natural. No entanto, referem-se a picos pouco definidos, impedindo uma conclusão definitiva sobre a formação de compostos neoformados.

#### 5.4.6.2 Fluorescência de raios-X

Os ensaios de fluorescência de raios-X mostram que o solo é composto fundamentalmente de alumínio, silício e ferro, o que está totalmente de acordo com os resultados da difratometria de raios-X, conforme pode-se verificar pelas fórmulas químicas dos principais minerais componentes do solo, apresentadas na Tabela 5.9.

Observa-se também que houve uma diminuição da massa de sódio, alumínio, enxofre, cloro, manganês, níquel, cobre e zinco nas amostras submetidas ao ensaio de difusão, em relação à amostra de solo natural.

A massa dos outros elementos manteve-se praticamente constante. O aumento do teor de silício e ferro é explicado pelo fato de que o teor é calculado como a massa do óxido em relação à massa total da amostra; havendo diminuição da massa de alguns elementos, o teor dos elementos remanescentes aumenta em relação à massa total.

O corpo-de-prova 20 havia sido ensaiado à difusão com uma solução composta de cádmio, ferro, manganês, mercúrio e zinco. A solução a que havia sido submetido o corpo-de-prova 21 era composta de cádmio, mercúrio e zinco. As concentrações dos metais eram distintas nas duas soluções. Apesar das diferenças na composição das duas soluções, os resultados obtidos para os dois corpos-de-prova foram muito semelhantes.

É interessante observar, também, que não houve adsorção de cádmio e mercúrio pelo solo, confirmando os resultados obtidos nos ensaios de adsorção.

A constatação da diminuição de alumínio, manganês e zinco do solo está de acordo com os resultados dos ensaios de difusão. Certifica-se, assim, de que a concentração desses metais aumentava no reservatório devido a íons procedentes da massa de solo. A fluorescência de raios-X não permite, entretanto, definir se esse material estava adsorvido em torno das partículas de argila ou se resultava da solubilização dos minerais do solo.

#### **5.4.6.3 Microscopia eletrônica de varredura**

No Anexo M constam as imagens de microscopia eletrônica de varredura do solo natural e dos corpos-de-prova provenientes do ensaio de difusão, para três níveis de ampliação.

Observou-se inicialmente que a fração fina do solo é constituída de “concreções”, massas formadas por vários minerais, com a aparência de grãos. Trata-se da microestrutura típica dos solos lateríticos, já bastante discutida por Nogami (1982). As concreções são geralmente formadas por placas de caulinita cimentadas por óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio.

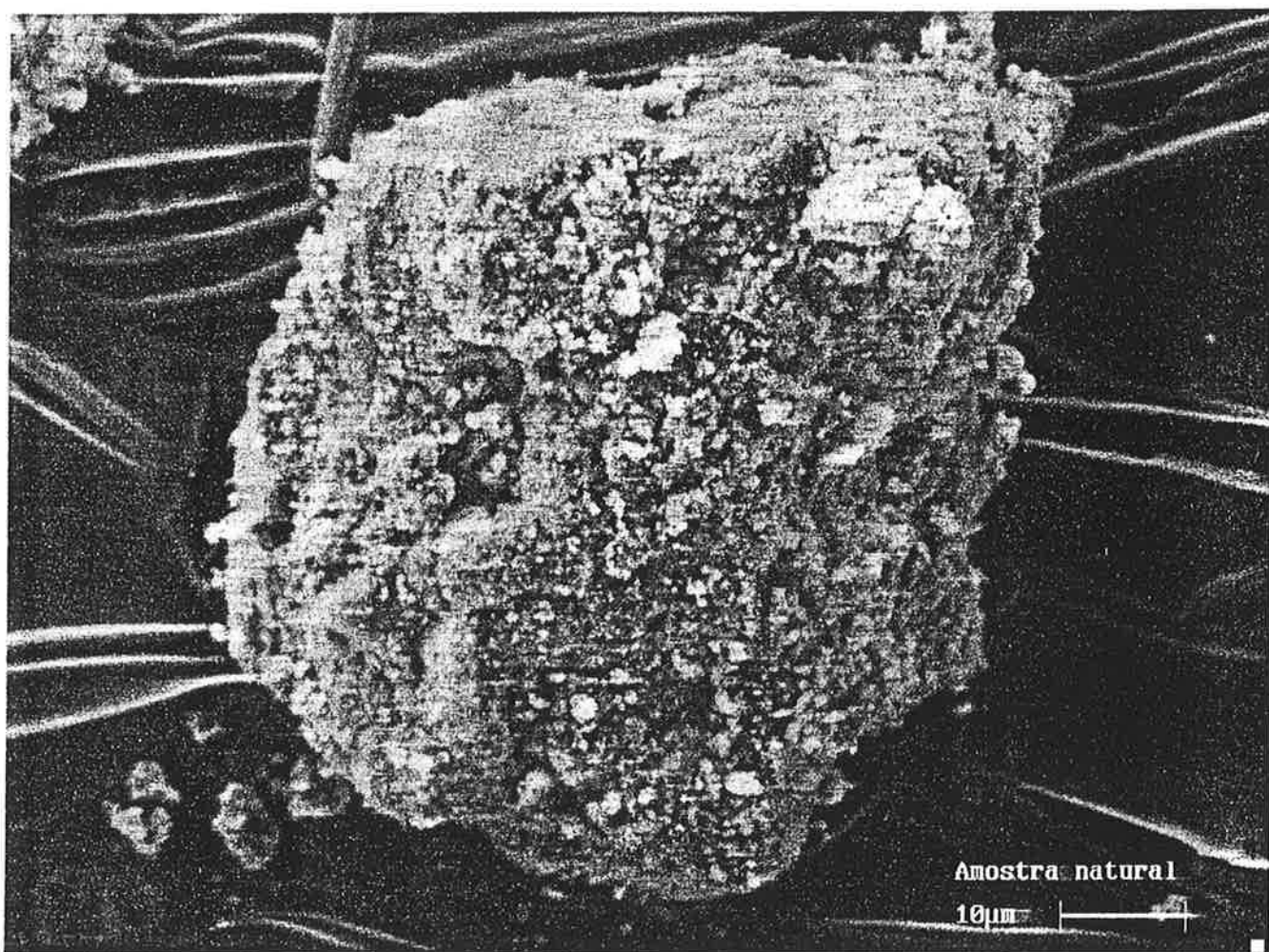
A seguir, focalizou-se uma concreção com aumento maior, como mostra a Figura 5.55. Não é possível identificar minerais individualmente, nem com uma imagem ainda mais ampliada da superfície externa da concreção, apresentada na Figura 5.56.

Repetiu-se essa seqüência de operações com as amostras de solo provenientes dos ensaios de difusão. Observa-se, na Figura 5.57, que os contornos das concreções estão mais nítidos, e tornaram-se visíveis as foliações típicas dos argilo-minerais: o solo foi “lavado”, ou seja, houve solubilização de minerais devido ao contato com a solução de metais.

A Figura 5.58 mostra a superfície da concreção exposta à solução. Comparando-a com a Figura 5.56, evidencia-se novamente a lixiviação, pela aparência de uma granulometria mais grosseira, devida provavelmente à solubilização dos minerais de menores dimensões.

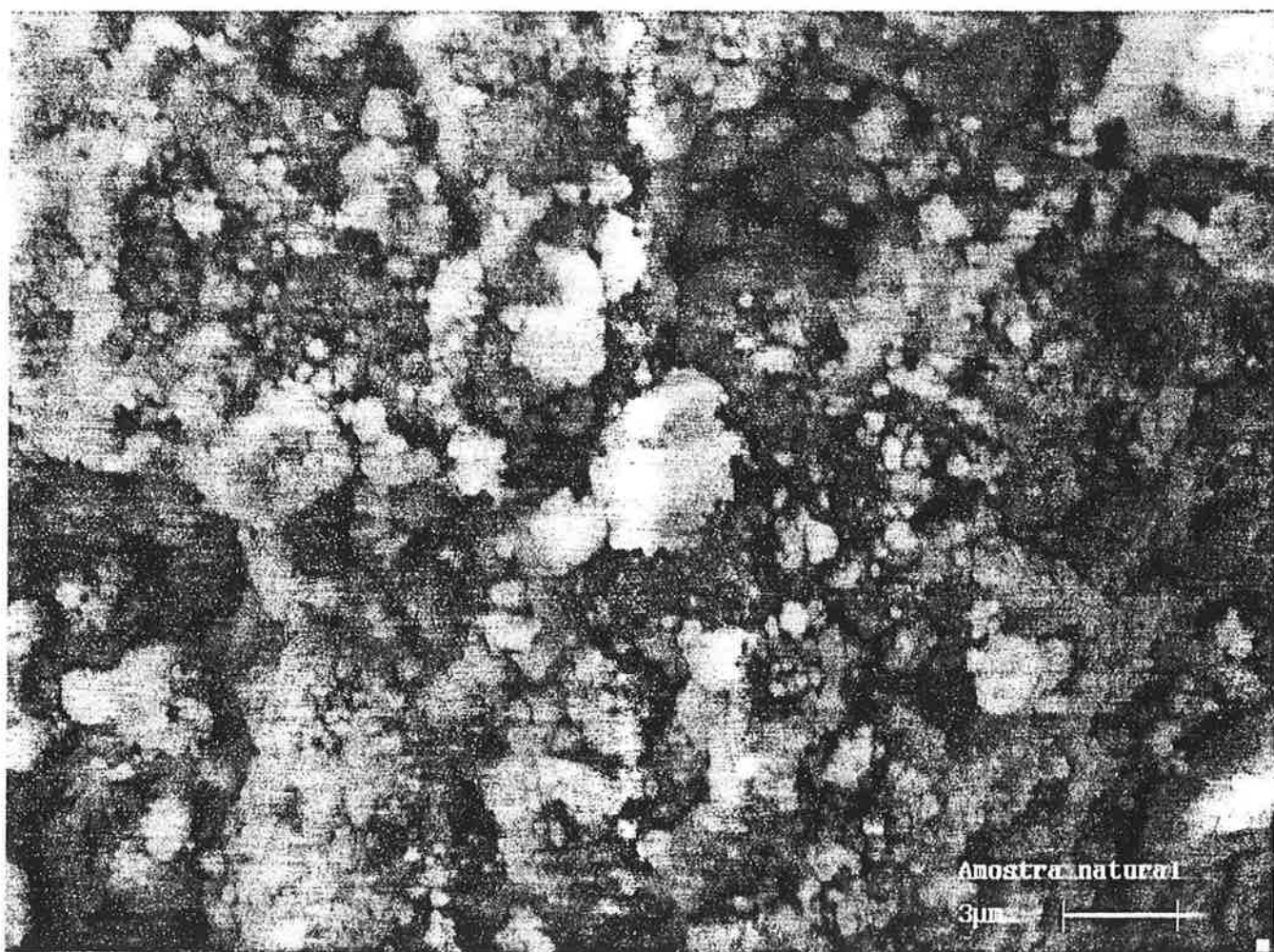
#### 5.4.6.4 Análise conjunta dos ensaios mineralógicos

Os ensaios de microscopia eletrônica de varredura, interpretados conjuntamente com os ensaios de fluorescência de raios-X, corroboram as hipóteses levantadas na análise dos ensaios de difusão: o contato com as soluções pesquisadas retira alumínio, manganês e zinco dos minerais do solo.

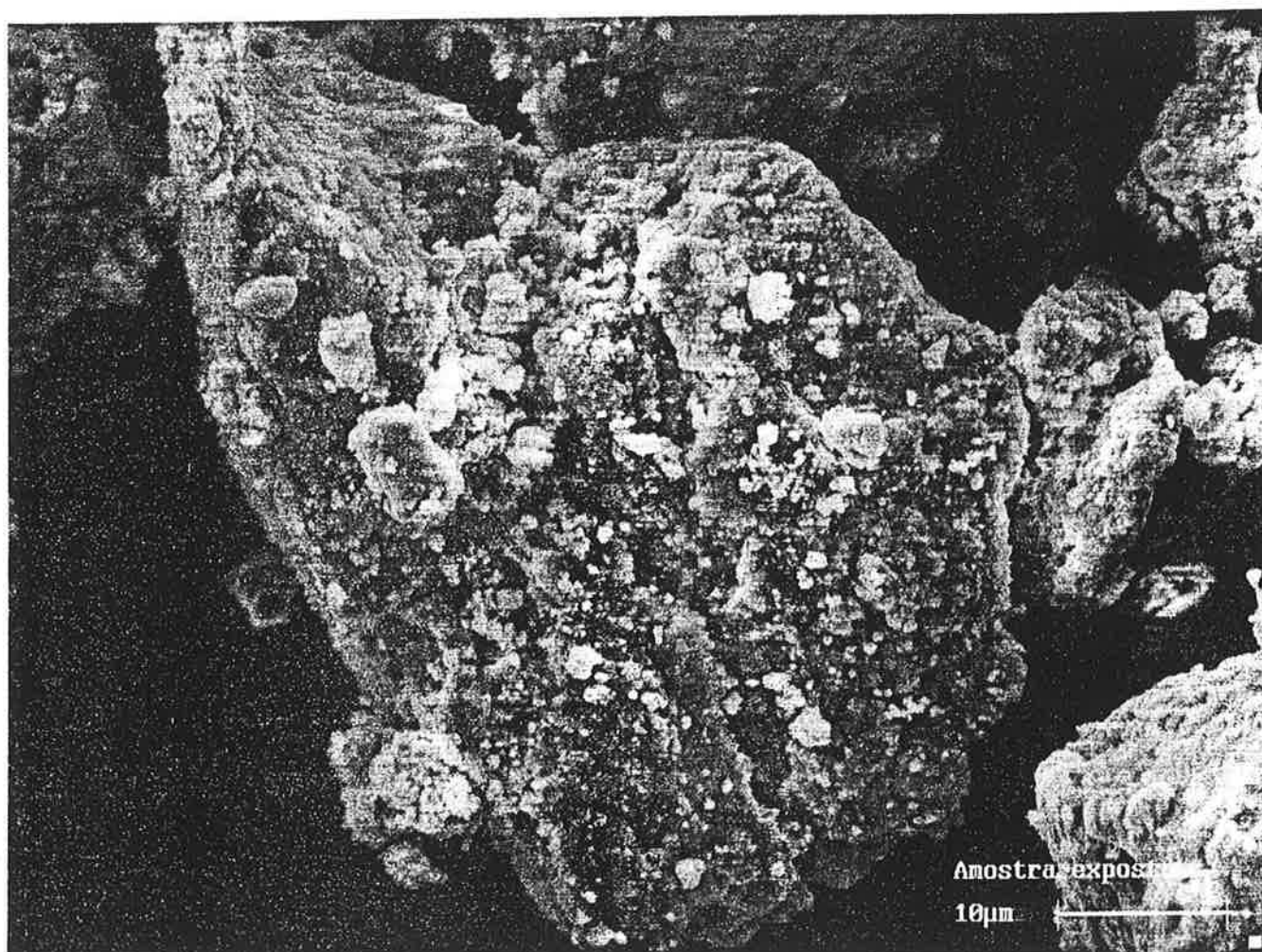


**Figura 5.55** - Imagem de MEV de amostra de solo natural - Concreção

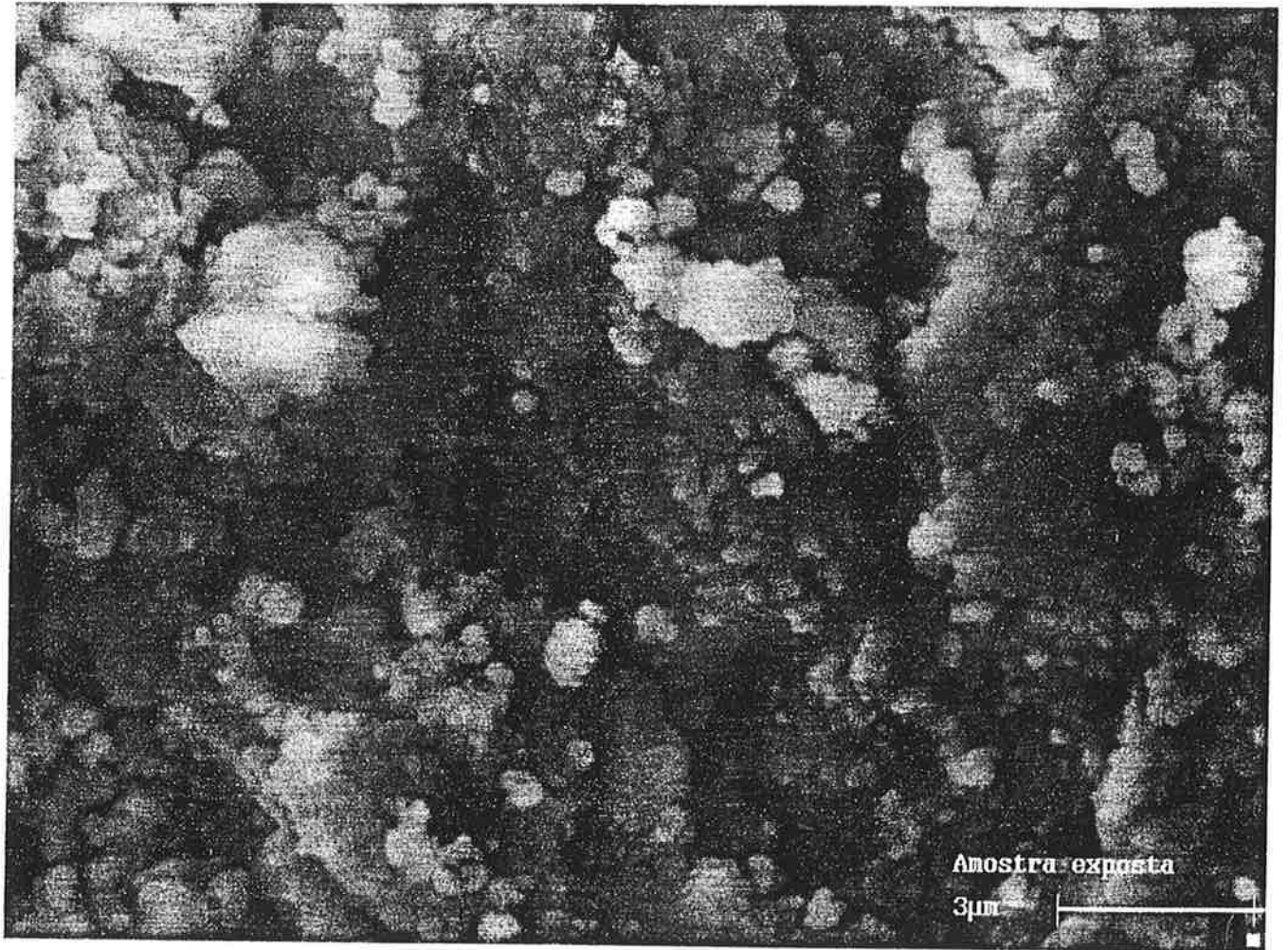




**Figura 5.56** - Imagem de MEV de amostra de solo natural - Superfície da concreção



**Figura 5.57** - Imagem de MEV de amostra de solo exposto - Concreção



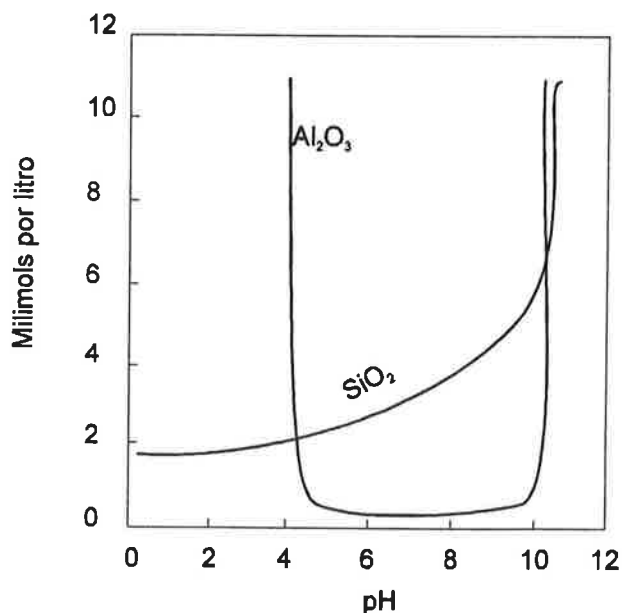
**Figura 5.58** - Imagem de MEV de amostra de solo exposto - Superfície da concreção

### 5.4.7 Solubilização do solo

Nos ensaios de difusão foi verificada a migração de íons de alumínio, ferro, manganês e zinco do corpo-de-prova para o reservatório. Realizaram-se ensaios de fluorescência de raios-X e de microscopia eletrônica de varredura com o propósito de confirmar essa observação, e de tentar descobrir se esses íons estariam desadsorvendo do solo, ou se ocorreria solubilização dos minerais.

A análise conjunta dos ensaios mineralógicos, além de confirmar a perda desses metais pelo solo, indica que estaria ocorrendo solubilização. Os ensaios de fluorescência de raios-X apenas não constataram a lixiviação de ferro do solo.

A causa provável da ocorrência de solubilização parece ser a acidez das soluções em contato com o solo. O pH do solo encontra-se normalmente entre 5 e 8, e os minerais do solo estão em equilíbrio nestas condições. Uma mudança drástica do pH torna as condições físico-químicas do solo agressivas aos minerais, tornando-os instáveis e provocando a solubilização de alguns constituintes (Bosco, 1990). Como exemplo, a Figura 5.59 mostra a solubilização da sílica e da alumina em função do pH.



**Figura 5.59** - A solubilidade da sílica e da alumina em função do pH (Nóbrega, 1985)

A Tabela 5.10 mostra o efeito da agitação energética do solo com uma solução diluída de HNO<sub>3</sub> em um aparelho dispersor por duas horas. Foram misturados 30 g de solo com 300 g de ácido nítrico. Utilizaram-se amostras deformadas, preparadas conforme descrito em 5.3.1 (indicadas como “solo” na tabela), e retiradas de corpos-de-prova

compactados (indicadas como "CP" na tabela). A título de comparação, misturou-se também uma amostra de 30 g de solo com 300 g de água.

Os resultados indicam que a acidez é responsável pela solubilização de metais do solo. As extremamente elevadas concentrações de ferro determinadas nas misturas devem-se ao material proveniente da hélice do dispersor, desgastada por duas horas de utilização contínua.

**Tabela 5.10 - Efeitos do ácido nítrico sobre o solo - Concentrações em mg/l**

Amostra	Alumínio	Cádmio	Ferro	Manganês	Mercúrio	Zinco
solo + H <sub>2</sub> O	0,13	<0,0020	<0,0403	0,03	<0,0048	0,13
solo + HNO <sub>3</sub>	15	0,3	>1906	8	0,18	1,8
solo + HNO <sub>3</sub>	14	0,5	>1881	8	0,17	1,7
CP + HNO <sub>3</sub>	47	0,3	>1859	7	0,18	4
CP + HNO <sub>3</sub>	66	0,1	>1903	7	0,19	4

A solubilização de metais de materiais geológicos por soluções ácidas é utilizada em métodos de prospecção geoquímica para detecção de indícios de jazidas minerais. Segundo Ratti (1979), o ataque de amostras de solo e sedimentos de corrente por misturas ácidas é uma das técnicas de decomposição das amostras. As soluções utilizadas, no entanto, são muito mais concentradas e ácidas do que as estudadas neste trabalho.

#### 5.4.8 Ensaio de resistência à compressão triaxial

Foram realizados ensaios de compressão triaxial não adensados não drenados em dois corpos-de-prova, 25 e 26, em seqüência a ensaios de permeabilidade com contrapressão.

Os corpos-de-prova haviam sido previamente adensados a 100 kN/m<sup>2</sup>, a seguir submetidos ao processo de saturação por contrapressão, e finalmente ensaiados à permeabilidade sob as pressões de 750 kN/m<sup>2</sup> de confinamento, 700 kN/m<sup>2</sup> na base e 600 kN/m<sup>2</sup> no topo.

Para os ensaios de compressão aplicaram-se tensão confinante de 750 kN/m<sup>2</sup> e contrapressão de 600 kN/m<sup>2</sup>, situação equivalente a tensão confinante de 150 kN/m<sup>2</sup> e água sob pressão atmosférica.

As curvas de acréscimo de tensão axial em função da deformação axial estão apresentadas na Figura 5.60.

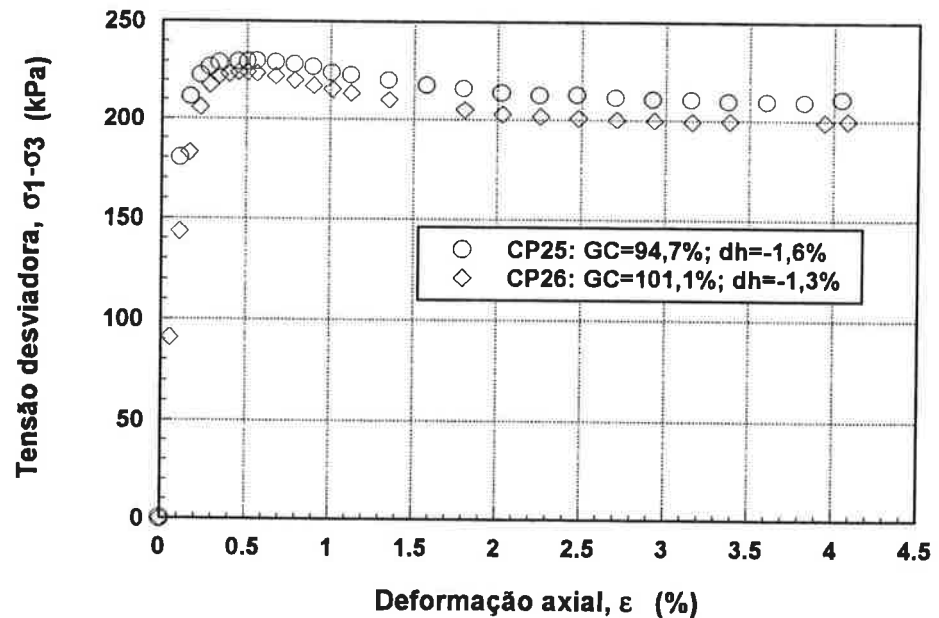


Figura 5.60 - Tensão desviadora em função da deformação axial

Para os dois corpos-de-prova, a tensão desviadora apresenta um pico para a deformação axial de aproximadamente 0,4%, decresce levemente até a deformação axial de 2%, e mantém-se praticamente constante para deformações maiores

O formato das curvas apresentadas na Figura 5.60 pode estar refletindo uma estrutura floculada, se comparado aos modelos para solos compactados sugeridos por Pinto (1972), o que é coerente com a compactação estática e os desvios de umidade negativos. Além disso, a compactação induz um sobre-adensamento nas argilas, o que também explicaria o pico detectado. Há evidências, contudo, de que o fator mais importante para o comportamento observado é a cimentação das partículas, típica dos solos lateríticos (Pinto, 1997<sup>4</sup>)

Os módulos de deformabilidade dos corpos-de-prova 25 e 26, calculados como a relação entre a tensão e a deformação específica para a tensão desviadora igual a 50% do valor máximo ( $M_{50}$ ), são de aproximadamente 1500 Kgf/cm<sup>2</sup>, um valor muito alto para solos compactados, reforçando a importância da cimentação das partículas no comportamento do solo.

<sup>4</sup> PINTO, C.S. (1997). Comunicação pessoal.



A Figura 5.61 mostra o desenvolvimento das pressões neutras dos dois corpos-de-prova em função da deformação axial.

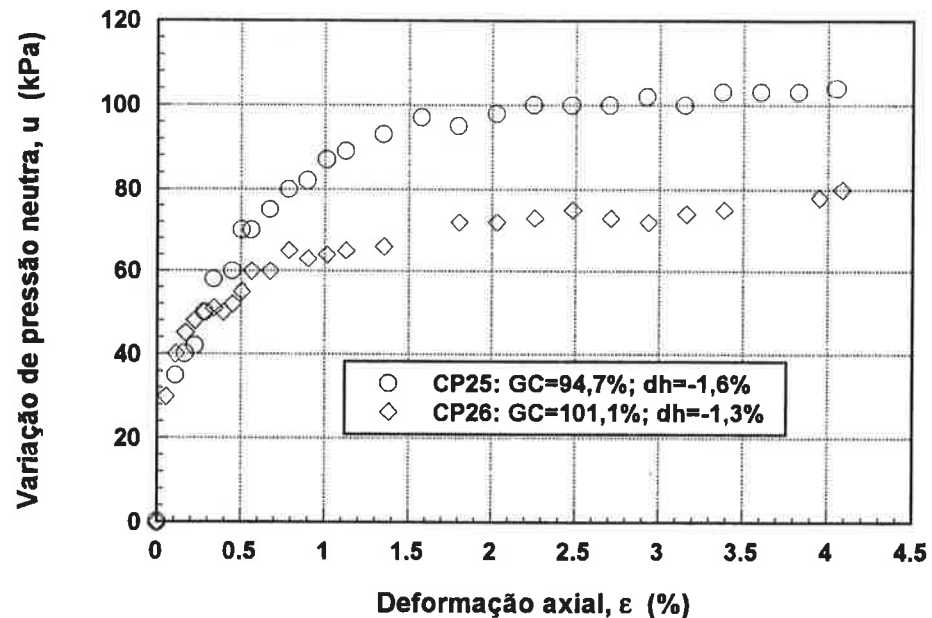


Figura 5.61 - Variação da pressão neutra em função da deformação axial

As pressões neutras crescem até a deformação axial de 2%, a partir da qual mantêm-se constantes. O valor máximo da pressão neutra para os corpos-de-prova 25 e 26 foi de, respectivamente, 105 e 75 kN/m<sup>2</sup>. As tensões efetivas, por sua vez, atingem o pico em torno de 0,4% de deformação; entre 0,4% e 2%, as tensões totais decrescem e as pressões neutras aumentam, diminuindo a tensão efetiva. Para deformações maiores do que 2%, tanto as tensões totais como as pressões neutras mantêm-se praticamente constantes, portanto, também as efetivas.

O comportamento das tensões efetivas pode ser visualizado na Figura 5.62, onde estão expostas as trajetórias de tensões totais e efetivas dos dois corpos-de-prova; as trajetórias em termos de tensões totais dos dois ensaios foram praticamente coincidentes, e estão indicadas por uma linha tracejada.

Observa-se que ocorre um aumento de pressão neutra praticamente linear até as deformações de 0,2% e 0,3% para, respectivamente, os corpos-de-prova 26 e 25. A pressão neutra aumenta sensivelmente até 2% de deformação, levando a um decréscimo de  $p'$  de 220 para 150 kN/m<sup>2</sup> para o corpo-de-prova 25, e de 210 para 170 kN/m<sup>2</sup> para o corpo-de-prova 26. Para deformações subsequentes, o valor de  $p'$  mantém-se constante.

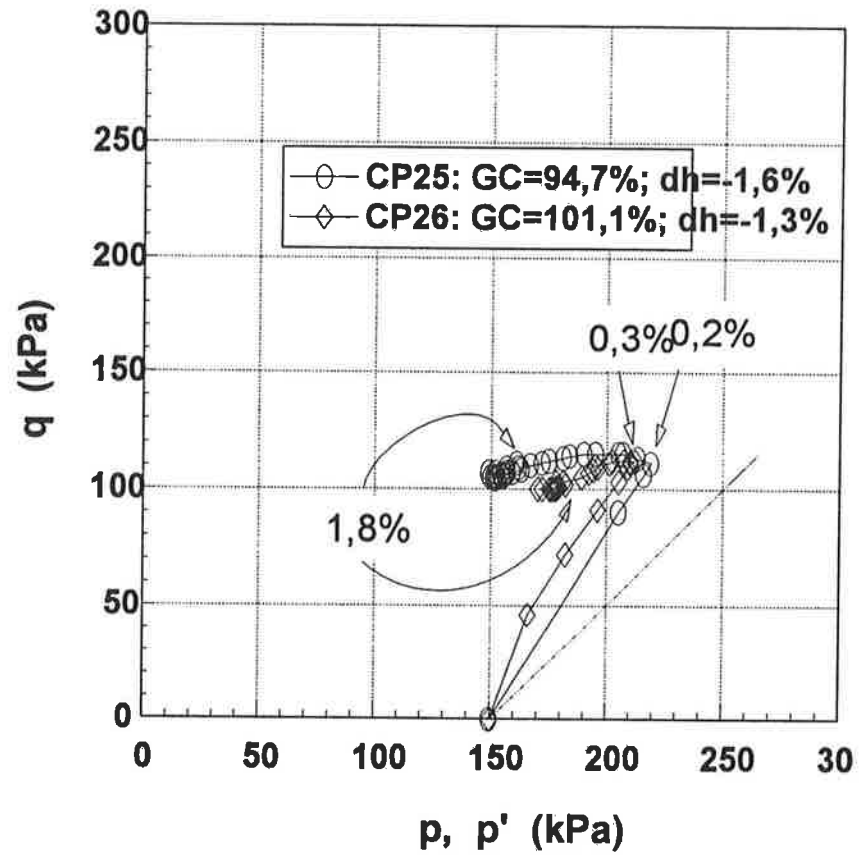


Figura 5.62 - Trajetórias de tensões



## 6. CONCLUSÕES

### 6.1 Considerações Gerais

Este trabalho tem como propósito contribuir para o projeto de sistemas de contenção de resíduos utilizando solos lateríticos, enfocando as camadas impermeabilizantes de argila compactada (“clay liners”).

A pesquisa revelou que as recomendações das legislações e normas ambientais relativas a aterros de resíduos pautam-se por critérios questionáveis do ponto de vista geotécnico, além de não incorporarem os conhecimentos atuais sobre transporte de poluentes em solos.

A fixação de espessuras mínimas e valores máximos de coeficiente de permeabilidade para as camadas de impermeabilização, assim como restrições de granulometria ou de plasticidade do solo, não estão rigorosamente de acordo com os conhecimentos da Geotecnia.

O valor máximo de permeabilidade de campo definido pela maioria das legislações e normas,  $10^{-9}$  m/s, é normalmente impraticável em camadas de solo compactado. Assim, difunde-se o emprego de geomembranas, quando melhor seria requisitar níveis mínimos de segurança especificados em termos de qualidade ambiental, permitindo maior flexibilidade nas soluções adotadas. O pico de concentração de poluentes em função do tempo, na camada do subsolo imediatamente subjacente à base do revestimento impermeabilizante, pode ser utilizado como parâmetro de projeto relativo às exigências ambientais.

O coeficiente de permeabilidade de um solo compactado pode variar até em ordens de grandeza, dependendo de sua estrutura, a qual por sua vez é ditada pela combinação de teor de umidade, energia e método de compactação. Ademais, persistem questões relevantes sobre a permeabilidade de solos compactados: como especificar a construção de uma camada compactada para alcançar a estanqueidade desejada, como controlar eficazmente a compactação no campo para garantir que a permeabilidade não ultrapasse determinado valor máximo dentro de certo nível de confiança, como estimar a permeabilidade de campo, como manter a umidade de uma camada compactada.

Portanto, restrições baseadas em distribuição granulométrica e limites de plasticidade não procedem, a não ser para separar grosseiramente classes de solos. Deve-se, para cada solo, determinar as condições de compactação que possam propiciar a permeabilidade desejada, lembrando que a camada de solo, além de baixa permeabilidade, deve apresentar deformabilidade e resistência compatíveis com sua utilização. Um desvio de umidade positivo elevado pode ser adequado do ponto de vista de redução de permeabilidade, mas pode tornar o solo muito compressível, ocasionando recalques excessivos ou mesmo ruína, assim comprometendo não apenas a estanqueidade desejada, como também a segurança do aterro.

Outro aspecto questionável das normas é utilizar um limite determinístico para uma propriedade de reconhecida variação espacial, se não temporal. É fundamental lançar mão de conceitos probabilísticos para o controle de qualidade, definindo um programa de retirada de amostras ou de ensaios in situ com base na escala de flutuação espacial da permeabilidade, e especificando intervalos de confiança para aceitação da camada.

As regulamentações também não enfatizam as particularidades hidrogeológicas, tais como a não saturação dos solos e o clima, sendo que o volume formado de percolado depende fundamentalmente do balanço hídrico. Este trabalho concentrou-se nos aspectos geotécnicos dos sistemas de contenção de resíduos, justamente por considerar que a abordagem do problema do ponto de vista da Hidrologia mereceria um desenvolvimento aprofundado e independente.

Além disso, não são consideradas as características específicas dos resíduos, e as interações das mesmas com os solos. O volume, composição e periculosidade do chorume são característicos de cada problema. Por outro lado, os efeitos da exposição a um determinado chorume dependem da natureza e do estado do solo considerado. O comportamento geotécnico de um solo ao ser percolado por uma solução é dificilmente previsível sem uma ampla base de dados relativos a solos e soluções similares; atualmente, vem-se difundindo a prática de analisar experimentalmente esse comportamento.

As argilas lateríticas são uma alternativa viável para a construção de camadas de revestimento impermeabilizante de aterros de resíduos, por sua vasta ocorrência em todo o país e particularmente no Estado de São Paulo, e devido ao conhecimento técnico acumulado sobre o comportamento desses solos em obras viárias e barragens.

A compactação do solo pode gerar estrutura com canais preferenciais de fluxo. Além disso, as argilas lateríticas podem manter estrutura porosa mesmo quando compactadas. É de se esperar que no campo o fenômeno da advecção sobrepuje o da difusão.

Devido à forma característica da curva de compactação dos solos lateríticos, com pico bem definido no peso específico aparente seco máximo e grande inclinação no ramo seco, um erro em campo na umidade de compactação acarreta uma queda de peso específico aparente seco importante, com reflexos significativos na permeabilidade.

Os solos lateríticos contraem muito ao secar, desenvolvendo trincas. Esse fato é de maior importância para sua utilização como material de construção de camadas impermeabilizantes. Seria mais recomendável compactá-los com teor de umidade no máximo igual ao ótimo, e não no ramo úmido. Pode-se garantir uma permeabilidade suficientemente baixa se forem utilizados equipamento e energia adequados.

## 6.2. Resultados da Investigação Experimental

Alguns comentários sobre aspectos interessantes dos resultados obtidos na investigação experimental são apresentados a seguir.

### 6.2.1 Permeabilidade do solo compactado

Os coeficientes de permeabilidade dos corpos-de-prova, compactados com grau de compactação variando entre 95% e 103%, e desvios de umidade de  $\pm 2\%$ , referidos ao ponto ótimo do ensaio de compactação com energia normal, variaram entre  $5 \times 10^{-10}$  m/s e  $5 \times 10^{-7}$  m/s. Portanto, a permeabilidade do solo variou em 1000 vezes para a faixa de compactação estudada.

A permeabilidade exigida pelas normas ambientais, menor ou igual a  $10^{-9}$  m/s, é atingida em certas condições de compactação, quais sejam, para desvios de umidade entre  $-2\%$  e  $+2\%$  no grau de compactação de 100%, e para desvios de umidade positivos para grau de compactação maior ou igual a 97,5%.

O coeficiente de permeabilidade decresce com o grau de compactação para desvios de umidade entre  $-2\%$  e  $+1\%$ . Para desvio de umidade de  $2\%$ , o comportamento inverso foi verificado, porém o pequeno número de pontos experimentais para esta condição não permite generalizar a observação.

Para um dado grau de compactação, o coeficiente de permeabilidade do solo estudado decresce com o desvio de umidade. Para o grau de compactação de 95%, o coeficiente de permeabilidade manteve-se praticamente constante em função do desvio de umidade até a umidade ótima; maiores teores de umidade acarretam decréscimo da permeabilidade.

O ensaio de permeabilidade em câmara triaxial é flexível, permitindo testar diversas situações de gradiente hidráulico e pressão confinante, e realizar subseqüentemente um ensaio de dispersão com poucas adaptações na montagem.

Não se observou influência significativa da pressão confinante na determinação do coeficiente de permeabilidade, para a pressão confinante variando entre 50 e 250 kPa.

Não se observou influência significativa do gradiente hidráulico na determinação do coeficiente de permeabilidade, para gradientes hidráulicos entre 30 e 150. É possível, portanto, diminuir o tempo dos ensaios, sem introduzir um erro significativo na estimativa da permeabilidade.

A percolação de água pelo corpo-de-prova durante o ensaio de permeabilidade leva a graus de saturação finais maiores ou iguais a 90%.

O processo de saturação por contrapressão aumentou em uma ordem de grandeza a permeabilidade de um corpo-de-prova compactado estaticamente com  $GC=101\%$  e  $\Delta h=-1\%$ , referidos à Energia Normal, e com grau de saturação inicial de 83%. Porém, o grau de saturação atingido no campo deve assemelhar-se mais ao resultante do ensaio de permeabilidade normal, onde a própria percolação é responsável pelo aumento do grau de saturação.

Com a passagem de um volume de água igual a dois volumes de vazios, corpos-de-prova com coeficiente de permeabilidade entre  $10^{-10}$  m/s e  $10^{-8}$  m/s atingem a situação de constância de vazão e de estabilização do ensaio; para corpos-de-prova mais permeáveis, esta situação corresponde à percolação de 10 volumes de vazios. Esse seria o momento adequado para a aplicação do chorume em um ensaio de dispersão, para melhor evidenciar a influência do poluente do solo, uma vez que modificações na permeabilidade decorrentes do aumento do grau de saturação com a percolação já teriam ocorrido.

### **6.2.2 Comportamento do solo à difusão**

Os ensaios de difusão mostraram que o alumínio, ferro, manganês e zinco são solubilizados a partir do solo. Detectou-se a presença desses metais no fluido do reservatório, mesmo quando a concentração na solução-fonte era nula. Observou-se também, em todos os ensaios, a ocorrência de um pico nas curvas de concentração desses metais no fluido do reservatório em função do tempo, indicando migração dos íons do solo para o reservatório.

A magnitude dos picos depende de fatores ainda não determinados. Para as soluções com pH igual a 2, os valores de pico de concentração são baixos e semelhantes. Para diferentes soluções de pH igual a 1, ocorrem picos de diferentes magnitudes, os quais também não se relacionam necessariamente com as concentrações iniciais das soluções-fonte.

Obtiveram-se perfis atípicos de concentração dos metais na água intersticial do corpo-de-prova, indicando concorrência dos fenômenos de solubilização e difusão. A distribuição complexa das concentrações com a profundidade impossibilitou a estimativa de parâmetros pelo programa POLLUTE.

O cádmio e o mercúrio, não presentes na composição do solo, apresentam um comportamento mais característico de difusão de íons do reservatório para o corpo-de-prova. No entanto, provavelmente porque a concorrência de fenômenos atrasa a frente de difusão, as concentrações determinadas na água intersticial dos corpos-de-prova foram tão baixas, e a diferença da primeira para a segunda camada tão acentuada, que não foi possível estimar parâmetros consistentes por meio do programa POLLUTE.

### **6.2.3 Capacidade de adsorção do solo**

A argila laterítica praticamente não adsorve cádmio e mercúrio.

Se for utilizado um modelo linear para tentar descrever o comportamento à adsorção dos dois metais, o parâmetro correspondente, conhecido por coeficiente de distribuição  $K_d$ , é praticamente nulo.

Para solos não adsorventes como a argila laterítica, recomenda-se a realização da segunda alternativa de procedimento experimental proposta pela EPA, para garantir níveis mínimos de adsorção que possibilitem melhor análise dos resultados experimentais.

#### **6.2.4 Comportamento do solo à dispersão**

A solubilização de alumínio, ferro, manganês e zinco dos minerais do solo torna muito complexa a migração dos íons nos vazios do solo.

As argilas lateríticas têm uma distribuição porosimétrica característica, com grande concentração de poros nos diâmetros equivalentes menores do que  $10^{-8}$  m. A grande discrepância entre os tempos e concentrações esperados e os observados nos ensaios revela que ocorre um impedimento ao movimento dos íons estudados. Como o solo não adsorve esses íons, acredita-se que a pequena dimensão dos microporos represente uma barreira física para a migração dos íons. A complexa distribuição de íons nos vazios, decorrente da solubilização do solo, e as interações entre os solutos da solução-fonte e o material solubilizado, devem também contribuir para o comportamento observado.

#### **6.2.5 Solubilização do solo**

Evidências experimentais, dos ensaios de difusão, difratometria de raios-X, microscopia eletrônica de varredura, fluorescência de raios-X e dispersão em solução diluída de ácido nítrico indicam que ocorre solubilização significativa de alumínio, ferro, manganês e zinco dos minerais do solo.

A solubilização deve ser causada principalmente pela instabilidade dos argilo-minerais frente ao pH das soluções ensaiadas.

O fenômeno deve ser melhor compreendido e modelado matematicamente, para ser incorporado com rigor na equação de transporte de poluentes.

#### **6.2.6 Compatibilidade do solo com soluções dos metais monitorados**

A adição de metais ao solo estudado acarretou uma modificação dos limites de Atterberg. O solo misturado com alumínio, cádmio, ferro, manganês ou zinco, apresentou um Índice de Plasticidade maior do que o solo natural, principalmente devido a um aumento do Limite de Liquidez. O Limite de Plasticidade decresceu ligeiramente. A adição de mercúrio ao solo causa iguais elevações no Limites de Liquidez e Plasticidade, mantendo-se constante o Índice de Plasticidade. Os aumentos do Limite de Liquidez e do Índice de Plasticidade parecem estar associados à dispersão do solo induzida pela adição de cátions polivalentes de metais.

O coeficiente de permeabilidade de corpos-de-prova de solo compactado não foi afetado pela percolação de soluções dos metais.

### **6.3 Conclusão Geral**

As argilas lateríticas podem ser utilizados como material de construção de revestimentos impermeabilizantes de aterros de resíduos.

Sob condições adequadas de compactação, podem desenvolver coeficientes de permeabilidade da ordem de  $10^{-9}$  m/s. No entanto, é fundamental um rigoroso controle de compactação, pois a permeabilidade varia drasticamente para pequenos desvios de umidade, bem como a restrição ao ressecamento após a compactação, para evitar a



abertura de trincas. Para o solo estudado, o coeficiente de permeabilidade de corpos-de-prova compactados estaticamente com diferentes valores de peso específico seco e de teor de umidade variou em até 1000 vezes; a faixa de valores de grau de compactação e desvio de umidade adotados procura refletir especificações de projeto correntes e a variação usual dos parâmetros de compactação no campo.

O comportamento do solo em contato com as soluções estudadas não correspondeu às expectativas decorrentes da revisão bibliográfica. Ocorre solubilização significativa de alumínio, ferro, manganês e zinco dos minerais do solo no contato com as soluções, provavelmente por serem ácidas. Além disso, o solo estudado tem baixa capacidade de adsorção em relação aos metais monitorados.

A solubilização de metais do solo, porém, não é acompanhada por variações significativas da permeabilidade. Ademais, a mobilidade dos íons no solo é muito baixa, devido provavelmente à microestrutura peculiar dos solos lateríticos, e à interação entre os íons presentes na solução e os solubilizados do solo.

Assim, os problemas gerados pela dissolução e pela baixa adsorção são aparentemente compensados pela baixa mobilidade dos íons no solo.

#### **6.4 Sugestões para o Prosseguimento da Pesquisa**

O comportamento dos solos lateríticos como material de construção de sistemas de contenção de resíduos perigosos envolve um grande número de aspectos do ponto de vista geoambiental. A bibliografia especializada revela lacunas no conhecimento do tema, além de que os próprios resultados obtidos neste trabalho indicam uma maior complexidade dos fenômenos envolvidos do que o esperado. É grande, portanto, o

leque de pesquisas importantes a serem desenvolvidas. Algumas sugestões estão apresentadas a seguir, relativas à continuação deste trabalho em particular.

- seria interessante repetir o estudo realizado para outras argilas lateríticas, com a finalidade de verificar se o comportamento observado para o solo estudado pode ser generalizado.
- seria necessário repetir o estudo realizado para misturas solo-bentonita, que têm sido utilizadas em revestimentos impermeabilizantes de solo compactado.
- é imprescindível estudar o fenômeno de solubilização de solos lateríticos em contato com soluções ácidas, para melhor compreensão dos mecanismos envolvidos, e para sua representação por modelo matemático a ser incorporado na equação de transporte unidimensional de poluentes em solos. Só então poderão ser feitas previsões mais realistas sobre o comportamento de solos lateríticos quanto à migração de poluentes.
- aconselha-se a utilização do chorume real nesse tipo de estudo. Caso não se conheça ainda a composição do chorume, é recomendável ensaiar inicialmente soluções sintéticas de cada soluto em separado, para poder identificar mais claramente os efeitos associados a cada um. A utilização de soluções sintéticas com todos os componentes prováveis torna muito difícil a interpretação dos resultados, no caso de ocorrerem fenômenos inesperados, como neste trabalho.
- é de grande interesse a ampliação do estudo para a condição de não saturação do solo, por ser a condição inicial de camadas de solo compactado e, principalmente, a situação in situ dos solos lateríticos e saprolíticos que cobrem extensas regiões do Brasil, particularmente do Estado de São Paulo.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1983). **Materiais e sistemas utilizados em impermeabilização - Terminologia - NBR 8083.**
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). **Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização - NBR 6457.**
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). **Determinação do Limite de Liquidez - NBR 6459.**
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). **Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica - NBR 6508.**
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). **Determinação do Limite de Plasticidade - NBR 7180.**
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). **Solo - Análise granulométrica - NBR 7181.**
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1987a). **Resíduos sólidos - Classificação - NBR 10004.**
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1987b). **Aterros de resíduos perigosos - critérios para projeto, construção e operação - NBR 10157.**
- ALKER, S.C.; SARSBY, R.W.; HOWELL, R. (1993). **The composition of leachate from waste disposal areas.** GREEN'93 - International Symposium on Geotechnics related to the Environment, Anais, v. 1, p. 2.11.1-2.11.9, Bolton, Reino Unido.
- ATTEWELL, P.B. (1993). Domestic and trade waste disposal in England and Wales. In: CHOWDHURY, R.N.; SIVAKUMAR, M. **Environmental management ge-water and engineering aspects.** A.A.Balkema Publishers, Brookfield, EUA. Proceedings of the International Conference on Environmental Management, Geo-Water and Engineering Aspects, p. 3-21, Wollongong, New South Wales, Australia.
- AURÉLIO (1986). **Novo dicionário AURÉLIO da língua portuguesa.** Editora Nova Fronteira, 2ª edição, de Aurélio Buarque de Holanda Ferreira.
- BARBOSA, M.C. (1994). **Investigação geoambiental do depósito de argila sob o aterro de resíduos urbanos de Gramacho, RJ.** Tese de Doutorado, COPPE, Rio de Janeiro.

- BARONE, F.S.; YANFUL, E.K.; QUIGLEY, R.M e ROWE, R.K. (1989). **Multiple contaminant migration on diffusion and adsorption of some domestic wastes contaminants in a natural clayey soil.** Canadian Geotechnical Journal, v.26, p.189-198.
- BEAR, J. (1972). **Dynamics of fluids in porous media.** Dover Publications, Inc., New York.
- BEAR, J. (1979). **Hydraulics of groundwater.** McGraw-Hill Series in Water Resources and Environmental Engineering, Jerusalem, Israel.
- BENSON, C.H.; HARDIANTO, F.S.; MOTAN, E.S.; MUSSATTI, D.S. (1992). **Comparison of laboratory and in situ hydraulic conductivity measurements on a full-scale test pad.** Environmental Geotechnology, editado por Usmen & Acar, Balkema, Rotterdam, p. 219-227.
- BENSON, C.H.; DANIEL, D.E. (1994a). **Minimum thickness of compacted soil liners: I. Stochastic models.** ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, v. 120, n. 1, p. 129-152.
- BENSON, C.H.; DANIEL, D.E. (1994b). **Minimum thickness of compacted soil liners: I. Analysis and case histories.** ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, v. 120, n. 1, p. 153-172.
- BENSON, C.H.; ZHAI, H.; WANG, X. (1994). **Estimating hydraulic conductivity of compacted clay liners.** ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, v. 120, n. 2, p. 366-387.
- BENVENUTO, C.; CRUZ, P.T.; MIRANDA, I.C.S.B. (1994). **A metodologia geotécnica aplicada à disposição dos resíduos sólidos.** GEOAMBIENTAL'94 - Seminário sobre Geotecnia de Aterros para Disposição de Resíduos, Anais, p. 1.33-1.48, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- BERNUCCI, L.L.B. (1995). **Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego.** Tese de doutoramento, EPUSP, Departamento de Engenharia de Transportes, 250 p.
- BISHOP, D.J.; CARTER, G. (1993). **Waste disposal by landfill - German landfill lining systems.** GREEN'93 - International Symposium on Geotechnics related to the Environment, Anais, v. 1, p. 1.9.1-1.9.8, Bolton, Reino Unido.
- BOGARDI, I.; KELLY, W.E.; BARDOSSY, A. (1989). **Reliability model for soil liners: initial design.** ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, v. 115, n. 5, p. 658-670.

- BOSCOV, M.E.G.B. (1990). **Estudo comparativo do comportamento de um solo saprolítico e de um solo laterítico estabilizados com cal.** Dissertação de mestrado, EPUSP, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, 150 p.
- BOYNTON, S.S.; DANIEL, D.E. (1985). **Hydraulic conductivity tests on compacted clay.** ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, v. 111, n. 4, p. 465-477.
- BRUTSAERT, W.F. (1987). **Suitability of marine clays as hazardous waste site liners.** ASCE, Journal of Environmental Engineering, v. 113, n. 5, p. 1141-1148.
- CARVALHO, C.S. (1997). **Gerenciamento de riscos geotécnicos em encostas urbanas: uma proposta baseada na análise de decisão.** Tese de doutoramento, EPUSP, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, 192 p.
- CETESB - Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (1987). **Cadastro industrial. Demonstrativo de dados.** São Paulo.
- CETESB - Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (1991). **Programa de despoluição da Bacia do Alto Tietê e Reservatório Billings na Região Metropolitana de São Paulo. Primeiro relatório diagnóstico.** São Paulo.
- CETESB - Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (1993). **Resíduos sólidos industriais.** CETESB/ASCETESB, v. 1, 182 p., São Paulo.
- CHAPUIS, R.P.; BEAUDRY, D. (1989). **Conductivité hydraulique des tapis sol-bentonite.** XII ICSMFE, v. 3, 26/7, p. 1861-1864, Rio de Janeiro.
- CRUZ, P.T. (1996). **100 barragens brasileiras. Casos históricos. Materiais de construção. Projeto.** Oficina de textos, 648 p., São Paulo.
- CTH - Centro Tecnológico de Hidráulica (1992a). **Tietê e Pinheiros, Rios. Estudo sedimentológico na RMSP. Relatório final.** São Paulo.
- CTH - Centro Tecnológico de Hidráulica (1992b). **Caracterização físico-químico e biológica dos sedimentos do Rio Tietê.** Relatório 008/RP001/92, v. 02/02, São Paulo.
- CTH - Centro Tecnológico de Hidráulica (1994). **Disposição dos sedimentos dragados do Rio Tietê. Caracterização bioquímica.** São Paulo.
- DANIEL, D.E. (1984). **Predicting hydraulic conductivity of clay liners.** ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, v. 110, n. 2, p. 285-300.
- DANIEL, D.E. (1993). **Pollution prevention in landfills using engineered final covers.** GREEN'93 - International Symposium on Geotechnics related to the Environment, Anais, v. 1, session 4, keynote lecture, Bolton, Reino Unido.

- D'APPOLONIA (1980). Soil-bentonite slurry trench cutoffs. ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division, v. 106, p. 399-417.
- DULLIEN, F.A.L. (1979). **Porous media. Fluid transport and pore structure.** Academic Press, New York.
- EPA - UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY (1989). **Seminar publication on requirements for hazardous waste landfills design, construction and closure.** EPA/625/4-89/022.
- EPA - UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY (1992). **Batch-type procedures for estimating soil adsorption of chemicals.** Technical Resource Document, EPA/530-SW-87-006-F, 99 p.
- FANG, H.Y. (1993). **Engineering behaviour of waste - compaction slope stability.** GREEN'93 - International Symposium on Geotechnics related to the Environment, Anais, v. 1, session 3, keynote lecture, Bolton, Reino Unido.
- FAVARETTI, M.; MORACI, N.; PREVIATELLO, P. (1994). **Effects of leachate on the hydraulic and mechanical behaviour of clay liners.** International Congress on Environmental Geotechnics, p. 221-226, Edmonton, Canadá.
- FERNANDEZ, F.; QUIGLEY, R.M. (1985). **Hydraulic conductivity of natural clays permeated with simple liquid hydrocarbons.** Canadian Geotechnical Journal, n. 22, p. 205-214.
- FERNANDEZ, F.; QUIGLEY, R.M. (1988). **Viscosity and dielectric constant controls on the hydraulic conductivity of clayey soils permeated with water-soluble organics.** Canadian Geotechnical Journal, v. 25, p. 582-589.
- FIGUEIREDO, C.; BOZZA, J.L.; PANDOLPHO, J.R.; MARONI, L.G. (1993). **Impermeabilização e drenagem em obras de proteção do Meio Ambiente.** 8º Simpósio Brasileiro de Impermeabilização, p. 27-51, Instituto Brasileiro de Impermeabilização, São Paulo.
- FINNO, R.J.; SCHUBERT, W.R. (1986). **Clay liner compatibility in waste disposal practice.** ASCE, Journal of Environmental Engineering, v. 112, p. 1070-1084.
- FREEZE, R.A.; CHERRY, J.A. (1979). **Groundwater.** Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- GARCIA-BENGOCHEA, I.; LOVELL, C.W.; ALTSCHAEFFLE, A.G. (1979). **Pore distribution and permeability of silty clays.** ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division, v. 105, n. GT7, p. 839-856.

- GERMAN GEOTECHNICAL SOCIETY (1991). **Geotechnics of landfills and contaminated land. Technical recommendations GLC.** Edited by Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, 76 p., Berlin.
- GIMENES, E.A. (1988). **Contribuição à obtenção de parâmetros estatísticos de medições geotécnicas irregularmente espaçadas.** Dissertação de mestrado, EPUSP, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, 80 p.
- GRAHAM, J. ; SAADAT, F.; GRAY, M.N.; DIXON, D.A.; ZHANG, Q.-Y. (1989). **Strength and volume change behaviour of a sand-bentonite mixture.** Canadian Geotechnical Journal, Vol. 26, p.p. 292-305.
- HARROP-WILLIAMS, K. (1985). **Clay liner permeability: evaluation and variation.** ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, v. 111, n. 10, p.1211-1225.
- HASENPATT, R. (1988). **Bodenmechanische Veränderungen reiner Tone durch Adsorption chemischer Verbindungen (Batch- und Diffusionsversuche).** ETH, IGB, Mitteilung Nr. 134, 158 p., Zürich, Suíça.
- HEINZ, H.K. (1994). **Utilização de barreiras verticais no isolamento de uma área industrial desativada.** GEOAMBIENTAL '94 - Seminário sobre Geotecnia de Aterros para Disposição de Resíduos, Anais, p.3.25-3.34, COPPE, Rio de Janeiro.
- HERMANN, R. (1993). **Sicherung von Altlasten mit vertikalen mineralischen Barrierensystemen im Zweiphasen-Schlitzwandverfahren.** ETH, Institut für Geotechnik, Band 204, Zürich, Suíça.
- HIRATA, A.Y. (1995). **Caracterização do sedimento do Rio Tietê e estudo da viabilidade do seu aproveitamento como agregado miúdo na construção civil.** Exame de qualificação de mestrado, Departamento de Engenharia Hidráulica e Saneamento, EPUSP.
- HOLTZ, W.G. (1985). **Discussion of "Predicting hydraulic conductivity of clay liners" by D.E. Daniel.** ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, v. 111, n. 12, p.1457-1459.
- IPT - INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS (1991). **Estudos visando a diminuição da permeabilidade de solos por aspersão superficial de solução de soda cáustica.** Relatório, n. 29439, 64 p., São Paulo.
- ISAAC, R.L. (1993). **Controle de trihalometanos em sistemas de abastecimento: remoção por adsorção em colunas de carvão ativado granular em estação de tratamento de água.** Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Hidráulica e Saneamento, EPUSP, São Paulo.
- JESSBERGER, H.L. (1994a). **Emerging problems and practices in environmental geotechnology.** XIII ICSMFE, p. 271-28, New Delhi, India.

- JESSBERGER, H.L.(1994b). **Remedial works in a highly industrialized region.** I International Congress on Environmental Geotechnics, p. 577-587, Edmonton, Canada.
- JESSBERGER, H.L.; KOCKEL, R. (1993). **Determination and assessment of the mechanical properties of waste materials.** GREEN'93 - International Symposium on Geotechnics related to the Environment, Anais, v. 1, p. 167-178, Bolton, Reino Unido.
- JESSBERGER, H.L.; MANASSERO, M; SOYEZ, B; STREET, A. (1993). **Engineering waste disposal (Geotechnics of landfill design and remedial works).** GREEN'93 - International Symposium on Geotechnics related to the Environment, Anais, v. 1, keynote lecture, Bolton, Reino Unido.
- JESSBERGER, H.L.; ONNICH, K. (1994). **Determination of pollutant transport parameters by laboratory.** XIII ICSMFE, p. 1547-1551, New Delhi, India.
- KIROV, B. (1989). **Influence of waste waters on soil deformations.** XII ICSMFE, v.3, 26/13, p.1881-1882, Rio de Janeiro.
- KOZICKI, P.; HARTY, S.; KOZICKI, J.P. (1994). **Design and construction of soil-bentonite liners and two case histories.** International Congress on Environmental Geotechnics, p. 713-719, Edmonton, Canada.
- KRUSE, K. (1993). **Die Adsorption von Schwermetallionen an verschiedenen Tonen.** ETH, Institut für Geotechnik, Band 203, Zürich, Suíça.
- LAINE, D.L.; MOSLEY, N.G. (1993). **Leak location survey of a soil covered geomembrane at a landfill site in the UK.** GREEN'93 - International Symposium on Geotechnics related to the Environment, Anais, v. 1, session 1, p. 1.10.1-1.10.6, Bolton, Reino Unido.
- LADD, C.C. (1960). **Mechanisms of swelling by compacted clay.** Highway Research Board, Bulletin, n. 245, p. 10-26.
- LAMBE, T.W. (1958). **The engineering behaviour of compacted clay.** ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, v. 84, SM2, p. 1655-1 - 1655-35.
- LANGER, M. (1995). **Engineering geology and waste disposal. Scientific report and recommendations of the IAEG Comission N° 14.** International Association of Engineering Geology, Boletim N° 51, p. 5-29, Paris, França.
- LOEHR, R.C. (1987). **Land Disposal of Hazardous Wastes.** In: MARTIN, E.J; JOHNSON Jr., J.H. **Hazardous Waste Management Engineering.** Van Nostrand Reinhold Company, chapter 6, p. 365-439, New York.



- MITCHELL, J.K.; HOOPER, D.R.; CAMPANELLA, R.G. (1965). **Permeability of compacted clay**. ASCE, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, v. 92, n. SM4, p. 41-66.
- NÓBREGA, M.T. (1985). **As reações dos argilo-minerais com a cal**. V Reunião Aberta de Indústria da Cal, Anais, p.57-78, São Paulo.
- OLIVEIRA, E; GENNARI, R.F. (1993). **Análise por espectrometria de emissão atômica com ICP**. Apostila do curso de mesmo nome realizado de 9 a 11 de novembro de 1993, Instituto de Química, EPUSP
- OLSON, R.E. & DANIEL, D.E. (1981). **Measurement of the hydraulic conductivity of fine-grained soils**. In: ZIMMIE, T.F.; RIGGS, C.O. Permeability and Groundwater Contaminant Transport, ASTM STP 746, American Society for Testing and Materials, p.18-64.
- PACHECO, E.B.; COSTA FILHO, L.M.; MOSTAFA, S.A.C. (1994). **Proteção de geomembranas de impermeabilização em depósitos de resíduos**. GEOAMBIENTAL'94 - Seminário sobre Geotecnia de Aterros para Disposição de Resíduos, Anais, p. 3.35-3.40, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- PEIRCE, J.J.; WITTER, K.A. (1986). **Termination criteria for clay permeability testing**. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, v. 112, n.9, p. 841-854.
- PEIRCE, J.J.; SALLFORS, G.; PETERSON, E. (1986a). **Clay liner construction and quality control**. ASCE, Journal of Environmental Engineering, v. 112, n.1, p. 13-24.
- PEIRCE, J.J.; SALLFORS, G.; MURRAY, L. (1986b). **Overburden pressures exerted on clay liners**. ASCE, Journal of Environmental Engineering, v. 112, n. 2, Abril, p. 280-291.
- PINTO, C.S. (1983). **Resistência ao cisalhamento**. Apostila do curso de pós-graduação de mesmo nome, EPUSP, São Paulo.
- PINTO, C.S. (1991). **Mecânica dos Solos**. Apostila do curso de graduação de mesmo nome, EPUSP, São Paulo.
- PINTO, C.S.; NAKAO, H; MORI, R.T. (1970). **Determinação da resistência ao cisalhamento dos solos da Barragem de Ilha Solteira**. IV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, v. I, Tomo I, p. I-68, I-86, Guanabara.
- POTTER, H.A.B.; YONG, R.N. (1993). **Waste disposal by landfill in Britain: Problems, solutions, and the way forward**. GREEN'93 - International Symposium

- LUNDGREN, T.Å (1989). **Strategies at the disposal and utilization of solid wastes.** XII ICSMFE, v. 3, 26/15, p.1887-1890, Rio de Janeiro.
- MADSEN, F.T. (1994). **Clay and synthetic liners - Durability against pollutants attack.** XIII ICSMFE, Anais, p.287-288, New Delhi, India.
- MADSEN, F.T.; MITCHELL, J.K. (1989). **Chemical effects on clay hydraulic conductivity and their determination.** Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Nr. 135, Zürich, 1989.
- MAHA, D. (1994). **Bodenmechanische Eigenschaften Schweizerischer Tone und toniger Kiese bei Kontakt mit Deponiesickerwassern.** ETH, IGT, Band 207, 10/94, 130 p., Zürich, Suíça.
- MARCOTTE, D.; MARRON, J.C.; FAFARD, M. (1994). **Washing of bentonite in laboratory hydraulic-conductivity tests.** ASCE, Journal of Environmental Engineering, v. 120, n. 3, p. 691-698.
- MATTHIES, M. (1987). **Fate modelling of pesticides in groundwater.** In: GREENHALGH, R.; ROBERTS, T.R. . Pesticide Science and Biotechnology, p. 373-380, Blackwell Scientific Publications, EUA.
- MATTHIES, M. (1993). **Transport behavior in soil.** In: CALAMARI, D. Chemical Exposure Predictions, Chapter 7, p. 103-113, Lewis Publishers, EUA.
- MCKENDRY, P.J. (1993). **Risk assessment of engineered containment landfill designs.** GREEN'93 - International Symposium on Geotechnics related to the Environment, Anais, v. 1, session 2, keynote lecture, Bolton, Reino Unido.
- MEEGODA, N.J.; RAJAPAKSE, R.A. (1993). **Short-term and long-term permeabilities of contaminated clays.** ASCE, Journal of Environmental Engineering, vol. 119, n. 4, p. 725-743.
- MELLO, L.G.F.S.; DO VAL, E.C. (1994). **Considerações sobre revestimento de fundo de áreas de disposição de resíduos à luz de recomendações internacionais atuais.** GEOAMBIENTAL'94 - Seminário sobre Geotecnia de Aterros para Disposição de Resíduos, Anais, p. 3.1-3.14, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- MERIGGI, R.; ZAGOLIN, A. (1994). **Hydraulic conductivity of a waste silty clay.** VII Congresso Internacional do IAEG, p. 2363-2369.
- MITCHELL, J.K. (1991). **Conduction phenomena: from theory to geotechnical practice.** Géotechnique, v. 41, n. 3, Rankine Lecture, p. 299-310.
- MITCHELL, J.K. (1994). **Physical barriers for waste containment.** International Congress on Environmental Geotechnics, p. 951-962, Edmonton, Canada.

- on Geotechnics related to the Environment, Anais, v. 1, p. 41-48, Bolton, Reino Unido.
- QUIGLEY, R.M. (1994). **Municipal solid waste landfilling**. I International Congress on Environmental Geotechnics, p. 589-597, Edmonton, Canada.
- QUIGLEY, R.M.; FERNANDEZ, F.; 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.
- RATTI, G. (1979). **Avaliação de ataques químicos para determinações geoquímicas por espectrofotometria de absorção atômica**. Dissertação de mestrado, Instituto de Geociências da Universidade de São Paulo, 134 p.
- RIBEIRO, S.G.S. (1991). **Um estudo numérico do transporte de poluentes em meios porosos saturados**. Dissertação de Mestrado, PUC, Rio de Janeiro.
- RIBEIRO, S.G.S.; EHRLICH, M. (1994). **Discussão a respeito da modelagem da dispersão hidrodinâmica em meios porosos**. GEOAMBIENTAL'94 - Simpósio sobre Geotecnia de Aterros para Disposição de Resíduos, COPPE-UFRJ, p. 2.29-2.36, Rio de Janeiro.
- RITTER, E. (1994). **Transporte de contaminantes em solos**. Seminário para Doutorado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro,.
- ROWE, R.K.; BOOKER, J.R. (1984). **The analysis of pollutant migration in a non-homogeneous soil**. Géotechnique, v. 34, n. 4, p. 601-612.
- ROWE, R.K., BOOKER, J.R. (1985a). **1-D pollutant migration in soils of finite depth**. ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, v. 111, n. 4, p. 479-499.
- ROWE, R.K.; BOOKER, J.R. (1985b). **Two-dimensional pollutant migration in soils of finite depth**. Canadian Geotechnical Journal, v. 22, p. 429-436.
- ROCHA, J.C.; DIDIER, G. (1994). **Réalisation des barrières étanches composées de sols perméables traités à la bentonite pour le fond et la couverture des centres de stockage de déchets**. VII International IAEG Congress, Anais, p. 2527-2532, editado por Balkema, Rotterdam.
- SAMARIN, A. (1993). Encapsulation of solid wastes from industrial by-products. In: CHOWDHURY, R.N.; SIVAKUMAR, M. **Environmental management. Geo-water and engineering aspects**. A.A.Balkema Publishers, Brookfield, EUA. Proceedings of the International Conference on Environmental Management, Geo-Water and Engineering Aspects, p. 63-78, Wollongong, New South Wales, Australia.

- SÁNCHEZ-ALCITURRI, J.M.; PALMA, J.; SAGASETA, C.; CAÑIZAL, J. (1993). **Three years of deformation monitoring at Meruelo landfill.** GREEN'93 - International Symposium on Geotechnics related to the Environment, Anais, v. 1, p. 225-231, Bolton, Reino Unido.
- SAVVIDOU, C. (1994). **Transport processes in soils.** COPPE-UFRJ, anotações de aula, Rio de Janeiro.
- SCARPEDAS (1994). **Dispersion test handout.** Aula prática do curso de graduação de Engenharia, Newham College, Cambridge, Inglaterra.
- SHACKELFORD, C.D. (1994). **Critical concepts for column testing.** ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, v. 120, n. 10, p. 1804-1828.
- SONDASA (1994). **Relatório das sondagens executadas em Cumbica.** Relatório de serviço encomendado dentro do projeto de doutoramento de Maria Eugenia Gimenez Boscov, São Paulo.
- STOCKMEYER, M.R. (1993). **Organophile Bentonite als Komponente in Deponiebarriere-Systemen.** ETH, Institut für Geotechnik, Band 202.
- TAYLOR, D. (1948). **Fundamentals of soil mechanics.** John Wiley & Sons, New York, EUA.
- TILLER, K.G.; GERTH, J.; BRÜMMER, G. (1984). **The sorption of Cd, Zn and Ni by soil clay fractions: procedures for partition of bound forms and their interpretation.** Geoderma, n. 34, p.1-16.
- VAN REE, C.C.D.F.; WESTSTRATE, F.A.; MESKERS, C.G.; BREMMER, C.N. (1992). **Design aspects and permeability testing of natural clay and sand-bentonite liners.** Géotechnique, v. 42, n. 1, p. 49-56.
- VELLOSO, D.A.; FONSECA, H.M.B.; MONROI, J.C. (1994). **Fundações da usina de reciclagem e compostagem de lixo do Caju, Rio de Janeiro.** GEOAMBIENTAL'94 - Seminário sobre Geotecnia de Aterros para Disposição de Resíduos, Anais, p. 1.7-1.16, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- VENDRAMINI, C.A.; PINTO, C.S. (1974). **CBR em função do processo de compactação.** V Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, v. II, p.71-81, São Paulo.
- WEEGE, M.B.; BUCHLER, R.; CARNEVALE, F. (1994). **Uso de solo argiloso como elemento constituinte da barreira técnica de um aterro de resíduos industriais classe I.** GEOAMBIENTAL'94 - Seminário sobre Geotecnia de Aterros para Disposição de Resíduos, Anais, p. 3.5-3.24, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

## APÊNDICE A

### ANALOGIA ENTRE A PRIMEIRA LEI DE FICK E A LEI DE DARCY, E ENTRE A SEGUNDA LEI DE FICK E A EQUAÇÃO DE ADENSAMENTO DE TERZAGHI

Pode-se fazer uma analogia entre a primeira lei de Fick para fluxo unidimensional de massa por difusão e a lei de Darcy para velocidade de percolação em fluxo unidimensional. Ambas relacionam fluxo com um gradiente da grandeza motriz do fluxo e uma constante de condutividade relacionada às características do solo.

A primeira lei de Fick pode ser expressa por:

$$J = -D_d \frac{\partial c}{\partial z} = -D_d i_c \dots\dots\dots (A.1)$$

J ... fluxo de massa de um soluto [ML<sup>-2</sup>T<sup>-1</sup>]

D<sub>d</sub> ... coeficiente de difusão em solução [L<sup>2</sup>T<sup>-1</sup>]

c ... concentração [ML<sup>-3</sup>]

z ... direção do fluxo [L]

i<sub>c</sub> ... gradiente de concentrações [ML<sup>-4</sup>]

Para difusão em solos, a primeira lei de Fick toma a forma:

$$J = -nD_d^* \frac{\partial c}{\partial z} = -nD_d^* i_c \dots\dots\dots (A.2)$$

n ... porosidade

D<sub>d</sub><sup>\*</sup> ... coeficiente de difusão no solo [L<sup>2</sup>T<sup>-1</sup>]

A lei de Darcy para velocidade de percolação em fluxo unidimensional é expressa por:

$$v = -k \frac{\partial h}{\partial z} = -ki \dots\dots\dots (A.3)$$

- v ... velocidade [LT<sup>-1</sup>]  
 k ... coeficiente de permeabilidade [LT<sup>-1</sup>]  
 h ... carga hidráulica [L]  
 z ... direção do fluxo [L]  
 i .. gradiente hidráulico

Igualmente, pode-se fazer uma analogia entre a segunda lei de Fick e a equação de adensamento de Terzaghi. Ambas referem-se a condição de regime transiente e relacionam a derivada de uma grandeza em função do tempo com a segunda derivada da grandeza em função do espaço e uma constante característica do solo.

A segunda lei de Fick aplicada a solos pode ser expressa por:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = nD_d^* \frac{\partial^2 c}{\partial z^2} \dots\dots\dots (A.4)$$

A equação de adensamento de Terzaghi é dada por:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \dots\dots\dots (A.5)$$

- u ... sobrepressão neutra  
 C<sub>v</sub> ... coeficiente de adensamento [LT<sup>-2</sup>]

## APÊNDICE B

### ALGUMAS FORMULAÇÕES PARA TRANSPORTE UNIDIMENSIONAL DE POLUENTES EM SOLOS

#### **Freeze & Cherry (1979)**

$$D \frac{\partial^2 c}{\partial z^2} - v \frac{\partial c}{\partial z} + \frac{\rho}{n} \frac{\partial S}{\partial t} = \frac{\partial c}{\partial t} \dots\dots\dots (B.1)$$

D ... coeficiente de dispersão hidrodinâmica

c ... concentração de soluto na água do solo

z ... direção

v ... velocidade específica

$\rho$  ... massa específica do solo

n ... porosidade do solo

S ... grau de adsorção

t ... tempo

Adotando-se isoterma linear de adsorção, expressa pela equação (3.9), a expressão (B.1) torna-se igual à (3.31).

**Hasenpatt (1988)**, considerando apenas adsorção e dispersão hidrodinâmica:

$$\frac{\partial c}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial t} = D \frac{\partial^2 c}{\partial z^2} \dots\dots\dots (B.2)$$

$$S = Lc \dots\dots\dots (B.3)$$

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \frac{D}{1+L} \frac{\partial^2 c}{\partial z^2} \dots\dots\dots (B.4)$$

$$\frac{\partial c}{\partial t} (1+L) = D \frac{\partial^2 c}{\partial z^2} \dots\dots\dots (B.5)$$

A expressão (B.5) é equivalente à (3.31) para advecção nula e:

$$L = \frac{\rho K_d}{n} \dots\dots\dots (B.6)$$

**Rowe & Booker (1989)**

$$f = nvc - nD \frac{\partial c}{\partial z} \dots\dots\dots (B.7)$$

f ... fluxo de massa

$$-\frac{\partial f}{\partial z} = n \frac{\partial c}{\partial t} + g(c, t) \dots\dots\dots (B.8)$$

$$g(c, t) = \rho K \frac{\partial c}{\partial t} \dots\dots\dots (B.9)$$

**Behrendt et al. (1990)**

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D \frac{\partial^2 c}{\partial z^2} - V \frac{\partial c}{\partial z} - A(z, t) \dots\dots\dots (B.10)$$

V ... velocidade específica

A ... termo de fonte ou sorvedouro de soluto

$$c = \rho c_s + \theta c_w + (\varepsilon - \theta) c_a \dots\dots\dots (B.11)$$

c ... concentração total de soluto no solo

$c_s$  ... concentração adsorvida na matriz do solo

$\theta$  ... teor de umidade volumétrico

$c_w$  ... concentração na água do solo

$\varepsilon$  ... porosidade

$c_a$  ... concentração na fase gasosa

$$c_a = Hc_w \dots\dots\dots (B.12)$$

H ... coeficiente da lei de Henry



$$c_s = K_d c_w \dots\dots\dots (B.13)$$

**Matthies (1993)**

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D \frac{\partial^2 c}{\partial z^2} - V \frac{\partial c}{\partial z} + S(z,t) \dots\dots\dots (B.14)$$

S ... termo de fonte e sorvedouro de soluto

Considerando reações de adsorção, a velocidade de fluxo do contaminante é retardada em relação à velocidade de fluxo da água pelo fator  $R_d$ .

$$R_d = \frac{v_a}{v} = 1 + \frac{\rho}{\theta K_d} \dots\dots\dots (B.15)$$

$R_d$  ... fator de retardamento

$v_a$  ... velocidade de fluxo da água

$v$  ... velocidade do contaminante

**Savvidou (1994)**

$$J = ncu - nD_{hl} \frac{\partial c}{\partial z} \dots\dots\dots (B.16)$$

$u$  ... velocidade específica

$D_{hl}$  ... coeficiente de dispersão hidrodinâmica

$$\frac{\partial(nc)}{\partial t} = -\frac{\partial J}{\partial z} \pm \Phi \dots\dots\dots (B.17)$$

$\Phi$  ... termo de fonte ou sorvedouro de soluto

Para solo homogêneo,  $n$  é constante, donde:

$$n \frac{\partial c}{\partial t} = nu \frac{\partial c}{\partial z} - nD_{hl} \frac{\partial^2 c}{\partial z^2} \pm \Phi \dots\dots\dots (B.18)$$

A expressão (B.18) é igual à (3.31) para:

$$\Phi = -\rho \frac{\partial S}{\partial t} = -\rho K_d \frac{\partial c}{\partial t} \dots\dots\dots (B.19)$$

**Jessberger (1994)**

Considerando variação no fluxo apenas por adsorção:

$$\frac{\partial c}{\partial t} = -\frac{1}{a} \frac{\partial n}{\partial t} \dots\dots\dots (B.20)$$

a ... volume de vazios sobre volume total (porosidade)

n ... quantidade de adsorvato no adsorvente ( $n=Sp=\rho K_d c$ )

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D \frac{\partial^2 c}{\partial z^2} - v \frac{\partial c}{\partial z} - \frac{1}{a} \frac{\partial n}{\partial t} \dots\dots\dots (B.21)$$

Verifica-se que, a menos da diferente simbologia adotada, a expressão (B.21) equivale à (3.31).

**Manassero & Shackelford (1994)**

$$R \frac{\partial c}{\partial t} = D^* \frac{\partial^2 c}{\partial z^2} - v \frac{\partial c}{\partial z} \dots\dots\dots (B.22)$$

R ... fator de retardamento

D\* ... coeficiente de dispersão hidrodinâmica

v ... velocidade específica

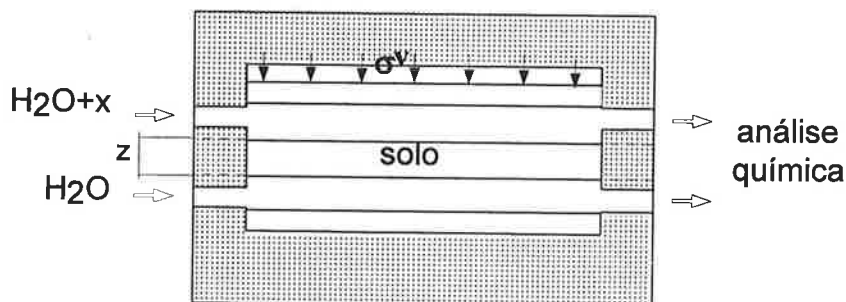
Verifica-se que, a menos da diferente simbologia adotada, a expressão (B.22) equivale à (3.31).

## APÊNDICE C

### ALGUNS ENSAIOS DE LABORATÓRIO PARA ESTUDO DE TRANSPORTE DE POLUENTES EM SOLOS, DESCRITOS NA BIBLIOGRAFIA ESPECIALIZADA

#### C.1 Permeâmetro DKS (Jessberger, 1994)

O nome do permeâmetro deriva dos parâmetros que podem ser determinados no ensaio, quais sejam, coeficiente de difusão (D), coeficiente de permeabilidade (k) e coeficiente de adsorção (S). Um esquema ilustrativo do equipamento está apresentado na Figura C.1.



**Figura C.1** - Permeâmetro DKS (Jessberger, 1994)

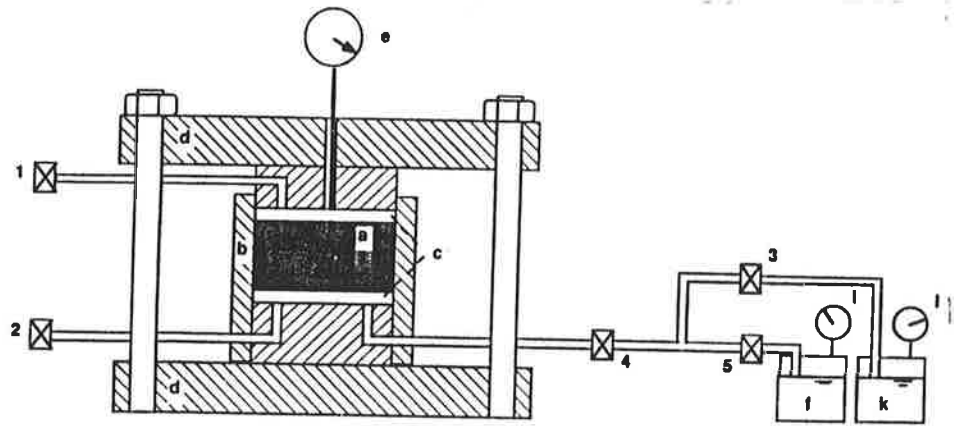
O corpo-de-prova tem dimensões 80 mm x 80 mm x 20 mm. Um fluxo de solução com concentração constante é induzido paralelamente à superfície superior da amostra, enquanto água pura flui na parte inferior; obtém-se assim um gradiente de concentrações constante através do solo. A concentração do soluto nos efluentes dos dois lados da amostra são determinados periodicamente.

O aparelho permite realizar ensaios de difusão pura, assim como ensaios convencionais de permeabilidade. É possível também a aplicação de sobrecarga.

#### C.2 Ensaio de difusão do IGT-ETH (Hasenpatt, 1988; Stockmeyer, 1993)

O aparelho de difusão é composto de câmara, manômetros, extensômetro, tubulações, válvulas, e recipientes para água e solução. A câmara apresenta orifícios conectados a

três tubulações, de entrada, de saída e de drenagem. Um esquema ilustrativo da montagem do ensaio está apresentado na Figura C.2.



**Figura C.2** - Ensaio de difusão do IGT-ETH (Hasenpatt, 1988)

O solo a ser ensaiado deve ser seco ao ar e pulverizado. O corpo-de-prova é moldado no anel por compactação estática com uso de prensa manual (Hasenpatt, 1988) ou hidráulica (Stockmeyer, 1993). O anel tem 5,64 cm de diâmetro e 2 cm de altura. O solo pode ser ensaiado com diversos pesos específicos, segundo recomendação de Hasenpatt (1988), ou já no ponto ótimo de compactação da energia de Proctor normal (Stockmeyer, 1993).

O anel com o corpo-de-prova é posicionado na câmara entre papéis-filtro e pedras porosas. A base e a tampa da célula são parafusadas. Os parafusos de aço que prendem o conjunto devem aguentar pressões devidas a expansão do solo, uma vez que é indesejável a ocorrência de deformação do corpo-de-prova.

Inicialmente fornece-se água. As válvulas 1, 2, 4 e 5 são abertas, e a válvula 3 permanece fechada. A água é retirada do recipiente f sob pressão da ordem de 2 bar, que corresponde a um gradiente entre 750 e 800, aplicada por meio de nitrogênio. Deixa-se a água percolar pela pedra porosa inferior até que comece a sair pela válvula 2. Fecha-se então a válvula 2, para que o ar presente no corpo-de-prova possa escapar pela válvula 1. Quando começar a sair água pela válvula 1, considera-se que o corpo-de-prova está praticamente saturado. Após a saturação fecham-se as válvulas 4 e 5.

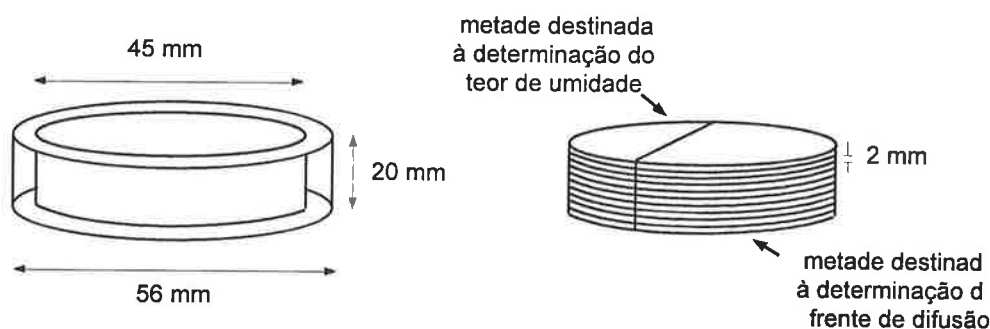
Começa então o fornecimento da solução salina, a qual percola a partir do recipiente k pelas válvulas 3 e 4 abertas. Quando a solução salina começar a sair pela válvula 1, esta é fechada e começa a difusão.

Os ensaios de difusão podem ser realizados em sistema aberto ou fechado. Em sistema aberto, abre-se a válvula 1, de maneira que a difusão ocorra junto com o escoamento através do corpo-de-prova. Em sistema fechado, a válvula 1 permanece fechada, de modo que só ocorra difusão. Deve-se considerar que o sistema não está totalmente livre de bolhas de ar, e que o corpo-de-prova não está 100% saturado, de modo que mesmo em um sistema fechado, com a aplicação de uma pressão de 2 bar, no início há também percolação, até que o ar se dissolva na solução. Essa percolação não é levada em conta nos resultados.

O início da difusão é considerado como o momento que se constata a percolação do soluto pela pedra porosa superior.

No sistema fechado, o gradiente de concentração é a única força motriz para o transporte de massa. A frente de difusão caminha através do corpo-de-prova em movimento ascendente. O ensaio deve ser interrompido antes que a frente atinja o limite superior do corpo-de-prova, caso contrário, estabelece-se uma frente de difusão em sentido contrário, a qual modifica o perfil de concentrações dentro do corpo-de-prova. O tempo apropriado de ensaio inicialmente pode ser apenas estimado, pois depende do coeficiente de difusão que está sendo pesquisado; são necessários alguns ensaios iniciais para que se determine o tempo a ser utilizado nos ensaios efetivos.

No final do ensaio, são determinados o peso e o volume do corpo-de-prova. Retira-se um anel externo do corpo-de-prova, da ordem de 10 mm. O meio do corpo-de-prova é cortado em fatias de 2 mm de espessura na direção perpendicular à difusão, e as fatias são divididas ao meio, conforme representado na Figura C.3. Uma metade é utilizada para determinação do teor de umidade e a outra para a concentração de sal (Hasenpatt, 1988). Outra possibilidade para se obter as fatias é empurrar o corpo-de-prova para fora do anel aos poucos, cortando-o ou desbastando-o a cada 2 mm.



**Figura C.3** - Divisão do corpo-de-prova para levantamento do perfil de concentrações (Hasenpatt, 1988)

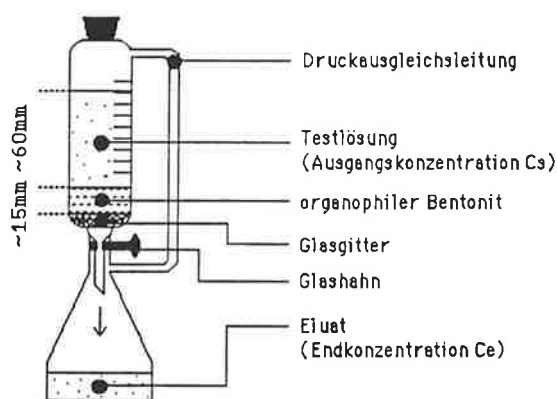
### C.3 Ensaio do IGT-ETH para difusão em sal (Hasenpatt, 1988)

Utiliza-se a mesma montagem anterior, porém, após a saturação do corpo-de-prova, a câmara é aberta, o papel-filtro inferior retirado, e 2 g de sal de metal são pressionados sobre a superfície do corpo-de-prova. A pedra porosa inferior é coberta com uma folha de papel-alumínio e o aparelho é remontado. Após um intervalo de tempo considerado suficiente para que haja considerável difusão, o aparelho é desmontado, e seguem-se os passos anteriormente descritos.

Outra possibilidade refere-se à moldagem de corpos-de-prova cilíndricos com 20 mm de diâmetro e 20 a 25 mm de altura em uma prensa, a partir de pastas de solo com diversos teores de umidade. Em cada corpo-de-prova, pressiona-se 1 g de sal sobre a superfície superior. Os corpos-de-prova são armazenados em pequenos recipientes fechados para prevenir contra a secagem. Após um intervalo de tempo considerado suficiente para que ocorra a difusão, o ensaio está concluído, e seguem-se os passos anteriormente descritos.

### C.4 Ensaio de adsorção de Stockmeyer (1993)

Stockmeyer (1993) utilizou colunas de percolação produzidas a partir de funis de gotas de 100 ml para simular o princípio de barreiras impermeáveis, conforme mostrado na Figura C.4. Essas colunas se diferenciam dos funis comerciais pela maior abertura superior, a qual facilita a moldagem e a retirada do corpo-de-prova. Na boca do funil foi fundida uma grade de vidro para evitar entupimento da torneira por lã de vidro ou partículas de argila. O tubo para equilíbrio de pressão impede o surgimento de subpressões durante o fluxo. A coluna de percolação forma um sistema fechado, evitando consideravelmente as perdas por evaporação.



**Figura C.4 - Ensaio de adsorção de Stockmeyer (1993)**

Uma camada de lã de vidro de um centímetro de altura é colocada sobre a grade de vidro para proteger a torneira contra contaminação pela argila. Nesta pesquisa, o corpo-de-prova consistiu de 10 g de bentonita seca ao ar compactados estaticamente a baixa pressão para que o ensaio não resultasse muito longo. Sobre a camada de argila foram vertidos 80 ml da solução, com a torneira de vidro fechada. Durante todo o ensaio as colunas de percolação foram armazenadas em total escuridão para impedir eventual crescimento de algas.

A situação com a torneira fechada simula um efluente represado sobre uma barreira de argila. Depois de uma semana abre-se a torneira, e o fluido pode percolar através da argila e sair no êmbolo de vidro sob a coluna de percolação. Fecha-se novamente a torneira, e a solução percolada é colocada de volta na parte superior da coluna. Depois de mais uma semana, a torneira é novamente aberta, e a solução percola através da argila. Esse procedimento é realizado durante seis semanas, de modo que em todos os ensaios de percolação com iguais condições de contorno (10g de bentonita, 80 ml de solução) seja atingida uma situação de adsorção similar. O preenchimento repetido da parte superior da coluna com a solução percolada proporciona uma situação de equilíbrio entre adsorção e desadsorção. Após o último ciclo é determinada a concentração final de efluente ( $c_f$ ). A adsorção é calculada por:

$$A(\%) = \frac{c_i - c_f}{c_i} 100 \dots\dots\dots (C.1)$$

A ... coeficiente de adsorção

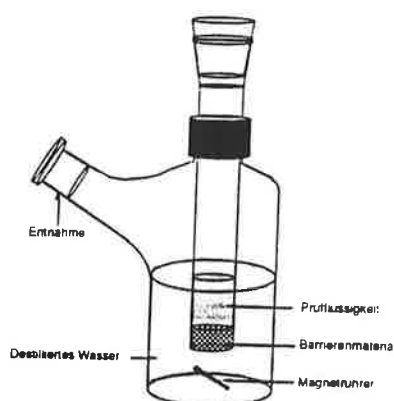
$c_i$  ... concentração inicial da solução

$c_f$  ... concentração final da solução efluente após 6 ciclos

Nesse ensaio não se determina a máxima capacidade de adsorção, e sim um equilíbrio de adsorção para as condições de contorno dadas (concentração, volume da solução, massa da argila).

### C.5 Ensaio de difusão para coeficientes de difusão muito baixos (Hermanns, 1993)

No estudo de paredes-diafragma para vedação subterrânea de depósitos de resíduos, Hermanns (1993) constatou que o ensaio corrente no IGT-ETH de difusão em solução (vide 5.6) não se adequava perfeitamente aos materiais em estudo, misturas de solo-cimento-aditivos com coeficientes de difusão muito baixos. Foi desenvolvido outro tipo de ensaio, cuja montagem está exposta na Figura C.5.



**Figura C.5** - Ensaio de difusão para coeficientes de difusão muito baixos (Hermanns, 1993)

A aparelhagem é constituída por peças de vidro, que podem ser consideradas estanques à difusão. A mistura era colocada no tubo interno de vidro ainda em estado de suspensão até uma altura de 1 a 2 cm, e coberta com água por 28 dias para endurecer. A pequena altura de corpo-de-prova utilizada deve-se aos baixos coeficientes de difusão das misturas pesquisadas. Após o endurecimento da amostra, a água sobre o corpo-de-prova era substituída por uma solução. O recipiente exterior era preenchido com água destilada até a mesma altura da solução no tubo interno, para que não houvesse formação de gradiente hidráulico. A solução no tubo interno era trocada em intervalos de tempo regulares para que a concentração permanecesse constante. O fluido externo era também constantemente substituído por água destilada. Durante o ensaio o fluido externo era mantido em movimento por um agitador de imã, para evitar um aumento de concentração nas proximidades do corpo-de-prova. Considerou-se que, assim, as



condições dominantes no encapsulamento estariam sendo adequadamente simuladas, quais sejam, fluxo constante de água limpa fora da parede-diafragma e fornecimento constante de percolado dentro do depósito.

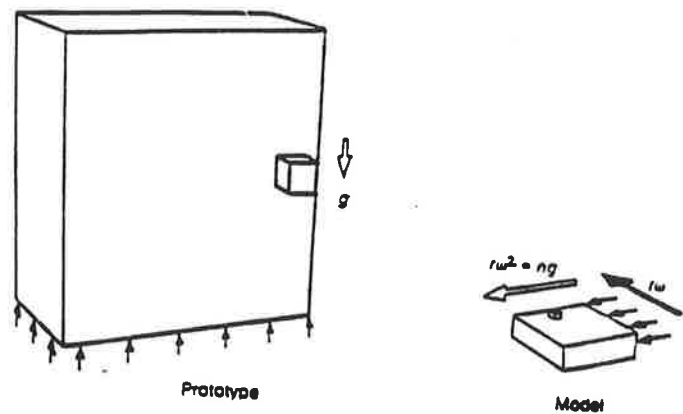
O ensaio era realizado até que determinada quantidade de íons se difundisse pelo corpo-de-prova, e que a condição estacionária fosse aproximadamente atingida.

O coeficiente de dispersão foi calculado a partir do tempo no qual se constatou pela primeira vez a presença de soluto na água destilada, da massa de soluto difundido, do gradiente de concentração entre o topo e a base do corpo-de-prova, e da área da seção transversal do corpo-de-prova.

### **C.6 Centrífuga**

No estágio atual de conhecimento sobre os fenômenos de transporte em meios porosos há a premente necessidade de observação física dos fenômenos, para melhorar a compreensão desses fenômenos e avaliar os métodos correntes de previsão dos mesmos. A modelagem física compreenderia os ensaios de campo controlados, os ensaios em laboratório e a modelagem por centrífuga. Os ensaios de campo controlados possibilitam modelar um problema em toda sua complexidade e em escala natural, mas são caros e difíceis de realizar, além de permitirem pouco controle direto sobre as condições de contorno. Os ensaios de coluna em laboratório não são caros e são relativamente simples de realizar, mas são restritos a condições de contorno bastante simples. A modelagem por centrífuga permite a modelagem bi e tridimensional, amplo controle sobre as condições de contorno, mas um escala correta de todos os processos é muito difícil de se obter (Savvidou, 1994).

O princípio da modelagem por centrífuga é oferecer um meio de realizar modelagem física em escala reduzida a níveis de tensão similares àqueles experimentados pelo protótipo, conforme esquematizado na Figura C.6.



**Figura C.6** - Princípio de modelagem por centrífuga (Savvidou, 1994)

A centrífuga é uma ferramenta valiosa em problemas de engenharia nos quais os gradientes de tensão dentro do solo e/ou as forças gravitacionais influenciam o problema sob investigação. Como exemplos pode-se citar o adensamento; o transporte e interação entre fluidos de densidades variáveis ou diferentes; o fluxo de água subterrânea, onde gradientes de carga hidráulica total são governados pela gravidade; o movimento de fluidos em solos muito compressíveis, nos quais a permeabilidade é função do nível de tensões e do histórico de tensões; o transporte de poluentes; e outros.

Para a utilização da centrífuga na modelagem de transporte de poluentes, adotam-se as hipóteses de que o transporte dispersivo de contaminante é idêntico em modelo e protótipo, e que a adsorção de contaminante na interface fluido/partícula obedece a um equilíbrio linear rápido.

Na Tabela C.1 estão indicadas as leis de escala para modelagem de transporte de poluentes em solos em centrífuga.

Observa-se que a centrífuga permite a modelagem acelerada do transporte de poluentes em solos, o que representa uma grande vantagem em relação aos ensaios de laboratório, dada a escala de tempo típica dos problemas ambientais.

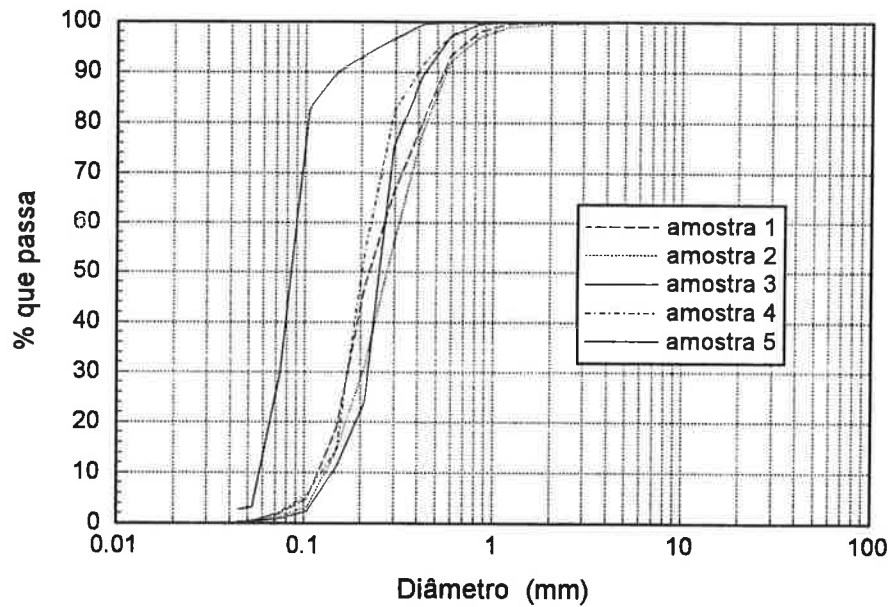
**Tabela C.1** - Leis de escala para ensaios de transporte de poluentes em centrífuga  
(Savvidou, 1994)

Quantidade	Razão Modelo-Protótipo
Gravidade	$1/n$
Comprimento	$n$
Pressão	1
Temperatura	1
Concentração	1
Densidade do Fluido	1
Viscosidade do Fluido	1
Velocidade nos Poros	$1/n$
Tempo	$n^2$
Número de Rayleigh	1

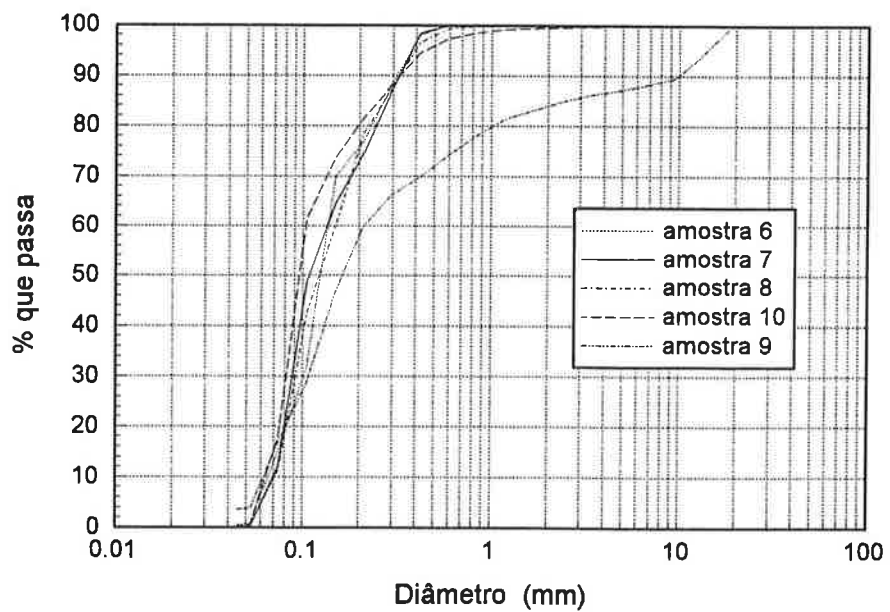
## APÊNDICE D

### CURVAS GRANULOMÉTRICAS DOS SEDIMENTOS DO RIO TIETÊ

Dados do relatório "Caracterização Físico-Química e Biológica dos Sedimentos do Rio Tietê". CTH - Centro Tecnológico de Hidráulica, 1992, v. 02/02, São Paulo.



**Figura D.1** - Curvas granulométricas do material do leito do rio - Amostras 1 a 5



**Figura D.2** - Curvas granulométricas do material do leito do rio - Amostras 6 a 10

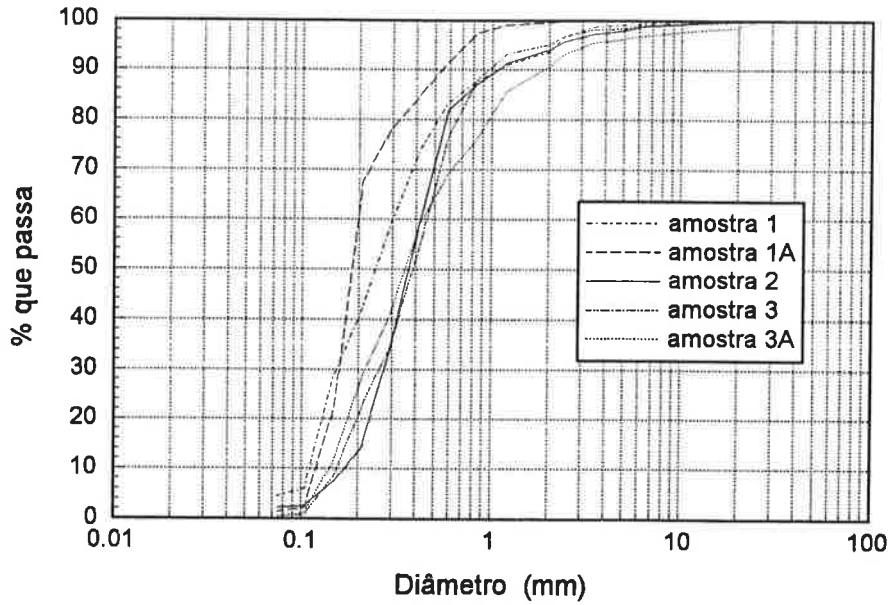


Figura D.3 - Curvas granulométricas do material dos bota-foras - Amostras 1 a 3A

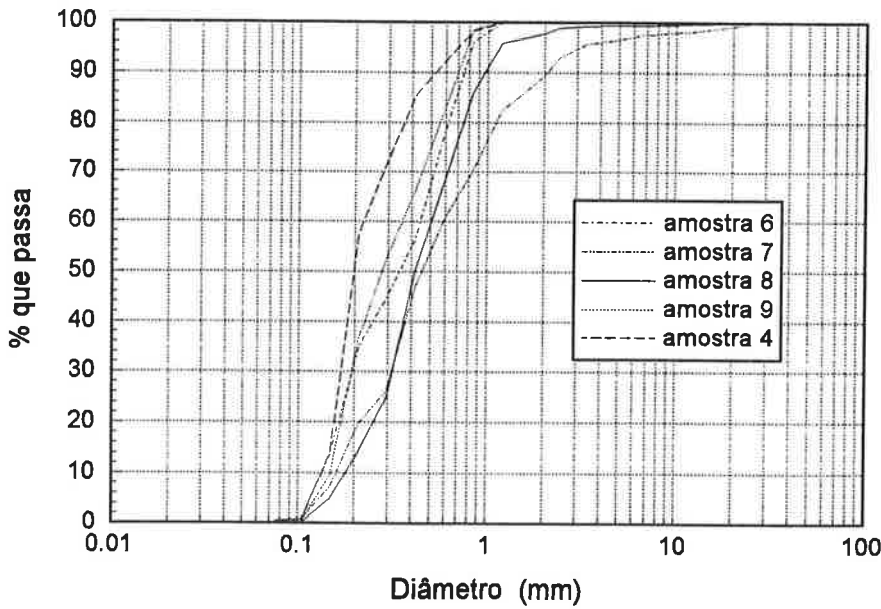


Figura D.4 - Curvas granulométricas do material dos bota-foras - Amostras 4 a 9

**APÊNDICE E**

**ENSAIOS DE LIXIVIAÇÃO E SOLUBILIZAÇÃO  
COM OS SEDIMENTOS DO RIO TIETÊ**

Dados do relatório "Disposição dos Sedimentos Dragados do Rio Tietê. Caracterização Bioquímica". CTH - Centro Tecnológico de Hidráulica, 1994, São Paulo.

**Tabela E.1 - Análises químicas do material do leito do rio - Amostras da Penha  
(abril e junho de 1994)**

	Extrato de lixiviação (mg/l)	Extrato de solubilização (mg/l)	Massa bruta (mg/kg)
Hexaclorobenzeno	< 0,01	< 0,01	< 0,01
HCH (total)	< 0,01	< 0,01	< 0,01
Lindano	< 3,0	< 3,0	< 0,03
Heptacloro	< 0,1	< 0,1	< 0,01
Aldrin	< 0,03	< 0,03	< 0,03
Heptacloro epóxido	< 0,1	< 0,1	< 0,01
Dieldrin	< 0,03	< 0,03	< 0,01
Endrin	< 0,2	< 0,2	< 0,02
DDT (total)	< 1,0	< 1,0	< 0,1
Clordano	< 0,3	< 0,3	< 0,3
Metoxicloro	< 3,0	< 0,03	< 0,03
Carbofenotion	< 0,1	< 0,1	< 0,1
Diazinon	< 0,1	< 0,1	< 0,1
Etion	< 0,1	< 0,1	< 0,1
Fenitroton	< 0,1	< 0,1	< 0,1
Malation	< 0,1	< 0,1	< 0,1
Paration	< 0,1	< 0,1	< 0,1
Metil Paration	< 0,1	< 0,1	< 0,1
Pentaclorofenol	< 0,01	< 0,01	< 0,01
Toxafeno	< 0,5	< 0,5	< 0,05
2,4-D	< 1,0	< 1,0	< 0,1
Surfactantes	-	0,06	-
Fenol	-	nd	-
Umidade	-	-	13,6%
Fluoreto	0,067	0,13	-
Cianeto	-	nd	-
Nitrato	-	0,9	-
Cloretos	-	2	-
Nitrito	-	0,023	-
Sulfato	-	132	-

**Tabela E.2 - Análises químicas do material do leito do rio - Amostras de Barueri  
(abril e junho de 1994)**

	Extrato de lixiviação (mg/l)	Extrato de solubilização (mg/l)	Massa bruta (mg/kg)
Hexaclorobenzeno	< 0,01	< 0,01	< 0,01
HCH (total)	< 0,01	< 0,01	< 0,01
Lindano	< 3,0	< 3,0	< 0,03
Heptacloro	< 0,1	< 0,1	< 0,01
Aldrin	< 0,03	< 0,03	< 0,03
Heptacloro epóxido	< 0,1	< 0,1	< 0,01
Dieldrin	< 0,03	< 0,3	< 0,01
Endrin	< 0,2	< 0,2	< 0,02
DDT (total)	< 1,0	< 1,0	< 0,1
Clordano	< 0,3	< 0,3	< 0,3
Metoxicloro	< 3,0	< 3,0	< 0,03
Carbofenotion	< 0,1	< 0,1	< 0,1
Diazinon	< 0,1	< 0,1	< 0,1
Etion	< 0,1	< 0,1	< 0,1
Fenitrothion	< 0,1	< 0,1	< 0,1
Malation	< 0,1	< 0,1	< 0,1
Paration	< 0,1	< 0,1	< 0,1
Metil Paration	< 0,1	< 0,1	-
Pentaclorofenol	< 0,01	< 0,01	< 0,01
Toxafeno	< 0,5	< 0,5	< 0,05
2,4-D	< 1,0	< 1,0	< 0,1
Surfactantes	-	0,10	-
Umidade	-	-	15,1%
Fenol	-	nd	-
Fluoreto	0,044	0,041	-
Cianeto	-	nd	-
Nitrato	-	0,3	-
Cloretos	-	2	-
Nitrito	-	0,007	-
Sulfato	-	165	-



## APÊNDICE F

### ESPECTROMETRIA DE EMISSÃO ATÔMICA COM PLASMA DE ARGÔNIO INDUZIDO<sup>5</sup>

#### 1. Plasma

O plasma é um gás parcialmente ionizado, que pode ser formado eletromagneticamente por indução de radio-freqüência acoplada ao gás argônio. É utilizado como fonte de excitação para análise quantitativa de amostras líquidas, e mais recentemente, amostras sólidas.

#### 2. Fonte de plasma induzido

A tocha é a configuração que sustenta o plasma. É circundada por uma bobina de indução de cobre, através da qual é fornecida energia de até 2 KW com freqüência de 27 ou 40 Mhz por um gerador.

Um fluxo de argônio passa através da tocha, e é ionizado pelo campo magnético produzido pela bobina de indução. Correntes de alta freqüência fluindo em uma bobina de indução geram campos magnéticos axialmente orientados dentro da espiral. Os campos magnéticos induzidos causam um fluxo de partículas carregadas eletricamente (elétrons e íons) para campos anulares fechados. As partículas encontram resistência ao fluxo, e o aquecimento é uma consequência natural, causando ionização adicional.

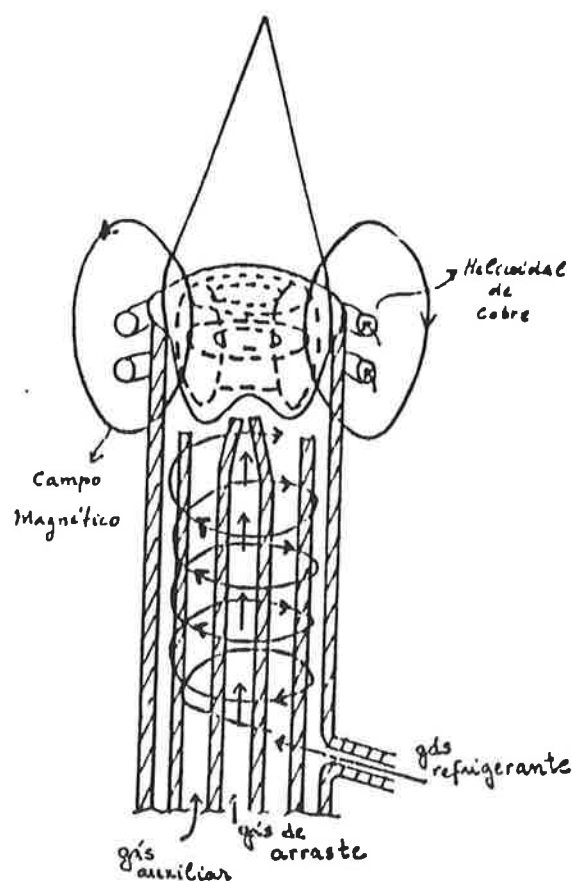
---

<sup>5</sup> Resumo da apostila do Curso "Análise por Espectrometria de Emissão Atômica com ICP", ministrado por Elizabeth de Oliveira e Roseli Fernandes Gennari, 1993, Instituto de Química, USP, São Paulo.

Assim, o fluxo de gás é semeado com elétrons livres, estes interagem com o campo magnético e rapidamente ganham energia suficiente para ionizar o fluxo de gás por excitação colisional. Após a ionização, um plasma em forma de chama forma-se perto do topo da tocha.

A tocha consiste de três tubos concêntricos. O fluxo de argônio que flue tangencialmente entre os tubos exterior e intermediário é o chamado gás refrigerante ou plasma gás. O tubo intermediário carrega o fluxo de gás argônio auxiliar, semeado com íons e elétrons por meio da bobina de indução para ignição do plasma. No tubo central, a amostra é conduzida em forma de aerossol para dentro do plasma pelo gás de arraste.

Um esquema ilustrativo de uma fonte de plasma induzido está apresentado na Figura F.1.



**Figura F.1** - Esquema ilustrativo de uma fonte de plasma induzido

A zona de maior temperatura no plasma está entre 10 e 20 mm acima da bobina de cobre; trata-se da zona de observação do espectro no plasma, onde normalmente são feitas as determinações. No tubo intermediário, perto da bobina de cobre, a temperatura é de 10000°K.

### 3. Análise

Para a introdução na tocha, as amostras líquidas são transformadas em aerossol por nebulizadores. O aerossol, após dessolvatação, passa a partícula seca, que por sua vez por volatilização-dissociação transformam-se em vapores iônicos-vapores atômicos, os quais são excitados na forma de íons-átomos.

O mecanismo de excitação é do tipo colisional, no qual a energia cinética das partículas que colidem (íons-átomos da amostra com elétrons-íons de argônio) se transforma total ou parcialmente em energia de excitação, acarretando a passagem dos elétrons dos íons-átomos da amostra do nível fundamental para níveis de maior energia. A tendência dos elétrons é de voltarem ao estado fundamental, devolvendo energia na forma de radiação eletromagnética, com a geração do espectro de emissão, onde os comprimentos de onda são característicos de cada elemento, e a intensidade da linha de espectro de emissão é proporcional à concentração do elemento em determinação.

O espectro de emissão é formado pela dispersão da luz branca, a qual, no espectrômetro de plasma de argônio induzido, é obtida pelo fenômeno de difração.

A Figura F.2 apresenta um esquema ilustrativo do espectrômetro de emissão atômica.

Os parâmetros de operação que devem ser considerados para o estabelecimento das condições experimentais adequadas para uma amostra são: altura de observação, potência da rádio-freqüência incidente, fluxo do gás refrigerante, fluxo do gás auxiliar, fluxo do gás de arraste, velocidade de introdução da amostra e tempo de exposição. Os

valores escolhidos definem o limite de detecção, a velocidade analítica, a faixa de linearidade, a precisão e a exatidão dos resultados.

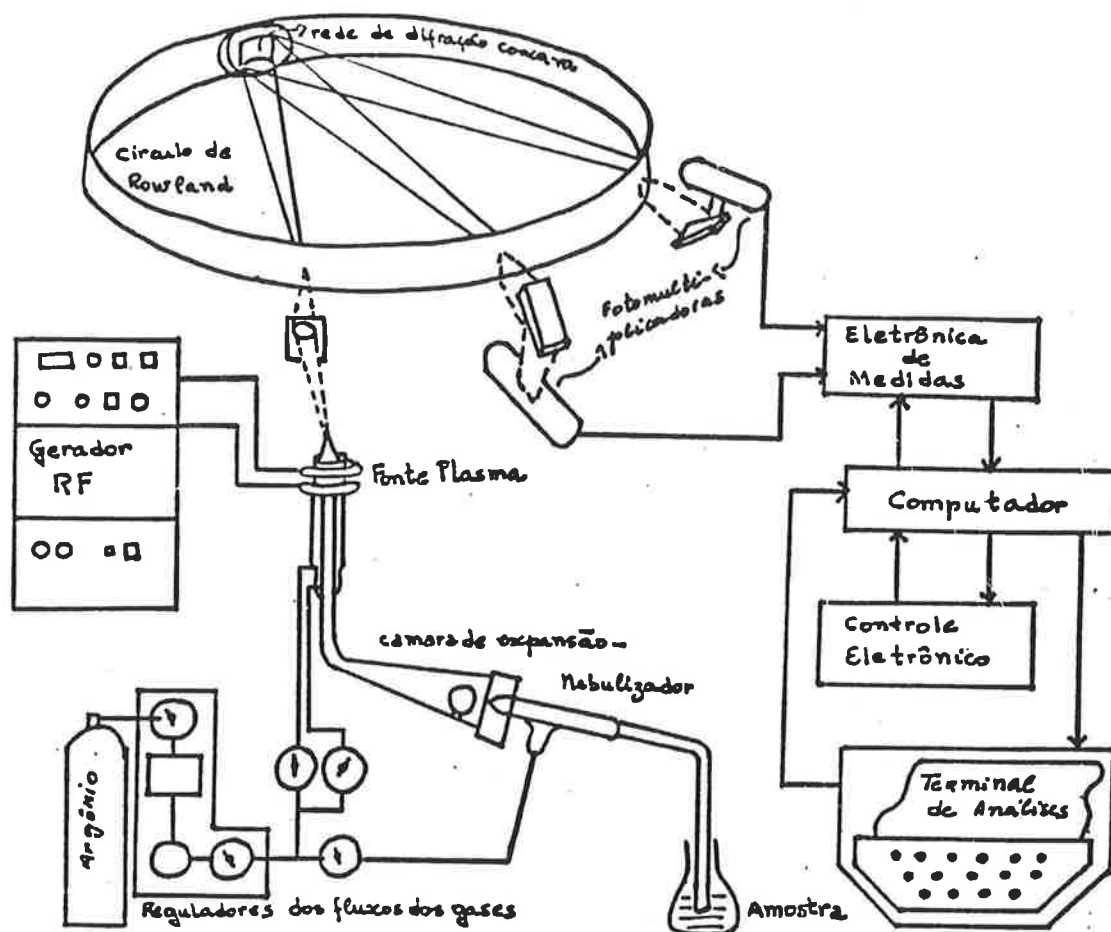


Figura F.2 - Esquema ilustrativo de um espectrômetro de emissão atômica

O ensaio completo compreende as fases de amostragem, tratamento da amostra, calibração do espectrômetro por meio de soluções-padrão adequadas com concentração exatamente definida, e análise.

Materiais em solução, como os utilizados neste trabalho, são analisados diretamente, sem tratamento prévio. A calibração permite a utilização de soluções-padrão sintetizadas de acordo com o material que se deseja analisar. Na análise, os valores de intensidade relativa são interpolados na curva de calibração para cálculo da concentração.

Para o presente trabalho, foi feito um programa de calibração que permitia a determinação da concentração de alumínio, cádmio, ferro, manganês, mercúrio e zinco, em amostras de 2 ml.

Os limites de detecção dos seis elementos para o plasma, baseados na relação sinal-ruído, estão apresentados na Tabela F.1.

**Tabela F.1** - Limites de detecção dos metais para o plasma

Elemento	Limite de detecção (ppm)
Al	0,002
Cd	0,002
Fe	0,005
Hg	0,2-0,004(*)
Mn	0,0007
Zn	0,002

(\*) com geração de hidreto

**APÊNDICE G**

**PLANILHAS DOS ENSAIOS PARA A CLASSIFICAÇÃO MCT**

---

**ENS A I O D E C O M P A C T A C A O M I N I - M C V**  
 (REGISTRO DE LADOS) - MODELO II

IDENTIFICAÇÃO: **Solo MARIA EUGENIA - Argila - TESE**

POBÇÃO + AGUA MOLDE	300+60 P.C9			300+51 S.NE			300+42 S.11			300+33 M			300+24 S.02		
	GOL- PES	LEITURA (0,01mm) an	MEAS (g/cm³) an	GOL- PES	LEITURA (0,01mm) an	MEAS (g/cm³) an	GOL- PES	LEITURA (0,01mm) an	MEAS (g/cm³) an	GOL- PES	LEITURA (0,01mm) an	MEAS (g/cm³) an	GOL- PES	LEITURA (0,01mm) an	MEAS (g/cm³) an
P H E P A R A Ç Ã O FRACÃO PASSADA NA PENEIRA DE 2 mm MASSA SECA	0	2572		0	1374		0	736		0	353		0	353	
	1	4260	3.1	1	3028	15.2	1	2230	15.7	1	1587	9.6	1	1587	9.6
	2	4550	0.2	2	3234	9.5	2	3718	14.8	2	2059	11.1	2	2059	11.1
	3	4562	0.0	3	4262	1.3	3	3522	14.3	3	2320	12.1	3	2320	12.1
	4	4567		4	4542	0.2	4	3812	12.1	4	2546	13.0	4	2546	13.0
:RAÇÃO RETIDA NA PENEIRA DE 2 mm MASSA SECA PORCENTAGEM (%)	6			6	4762	14.3	6	4270	7.5	6	2891	13.5	6	2891	13.5
	8			8	4766	14.3	8	4533	4.3	8	3164	13.4	8	3164	13.4
	12			12	4793		12	4752	0.7	12	3570	12.5	12	3570	12.5
	16			16			16	5018	0.0	16	3844	11.7	16	3844	11.7
	24			24			24	5023		24	4032	9.6	24	4032	9.6
:CONSTITUENTES: MOLDE(mm) AREA (cm²) SOQUETE 5.000 19.6 LEVE FEREÇÃO EXTENSOMETRO: Ka = Ac + La K = 5000 + 192 - 10132 ASSA COMPACTADA	32			32			32			32	4500	7.4	32	4500	7.4
	48			48			48			48	4819	4.0	48	4819	4.0
	64			64			64			64	5042	2.1	64	5042	2.1
	96			96			96			96	5170	0.2	96	5170	0.2
	128			128			128			128	5235		128	5235	
D E T E R M I N A Ç Ã O D O T E O R D E U M I D A D E FRACÃO PASSADA NA PENEIRA DE 2 mm ALTURA DESLOCADA(mm)	192			192			192			192	5278		192	5278	
	256			256			256			256			256		
CAPSULA MASSA UNIDA + TARA (g) MASSA SECA + TARA (g) TARA (g) AGUA (g) SOLO SECO (g) UMIDADE (%)	36	145		36	145		36	145		36	145		36	145	
	7927	8061		8225	8120		8225	8120		8225	8120		8225	8120	
	6143	6440		6813	7868		6813	7868		6813	7868		6813	7868	
	1438	1580		1588	1716		1588	1716		1588	1716		1588	1716	
	337	338		270	269		270	269		270	269		270	269	

DATA	UMIDADE (%)	SOLO SECO (g)	TARA (g)	MASSA SECA + TARA (g)	MASSA UNIDA + TARA (g)	ALTURA DESLOCADA (mm)
23.7	23.7	20.3	20.3	20.3	20.3	20.3
23.7	23.7	20.3	20.3	20.3	20.3	20.3
23.7	23.7	20.3	20.3	20.3	20.3	20.3
23.7	23.7	20.3	20.3	20.3	20.3	20.3
23.7	23.7	20.3	20.3	20.3	20.3	20.3

# ENSAIO DE COMPACTAÇÃO MINI-MCV (GRÁFICOS)

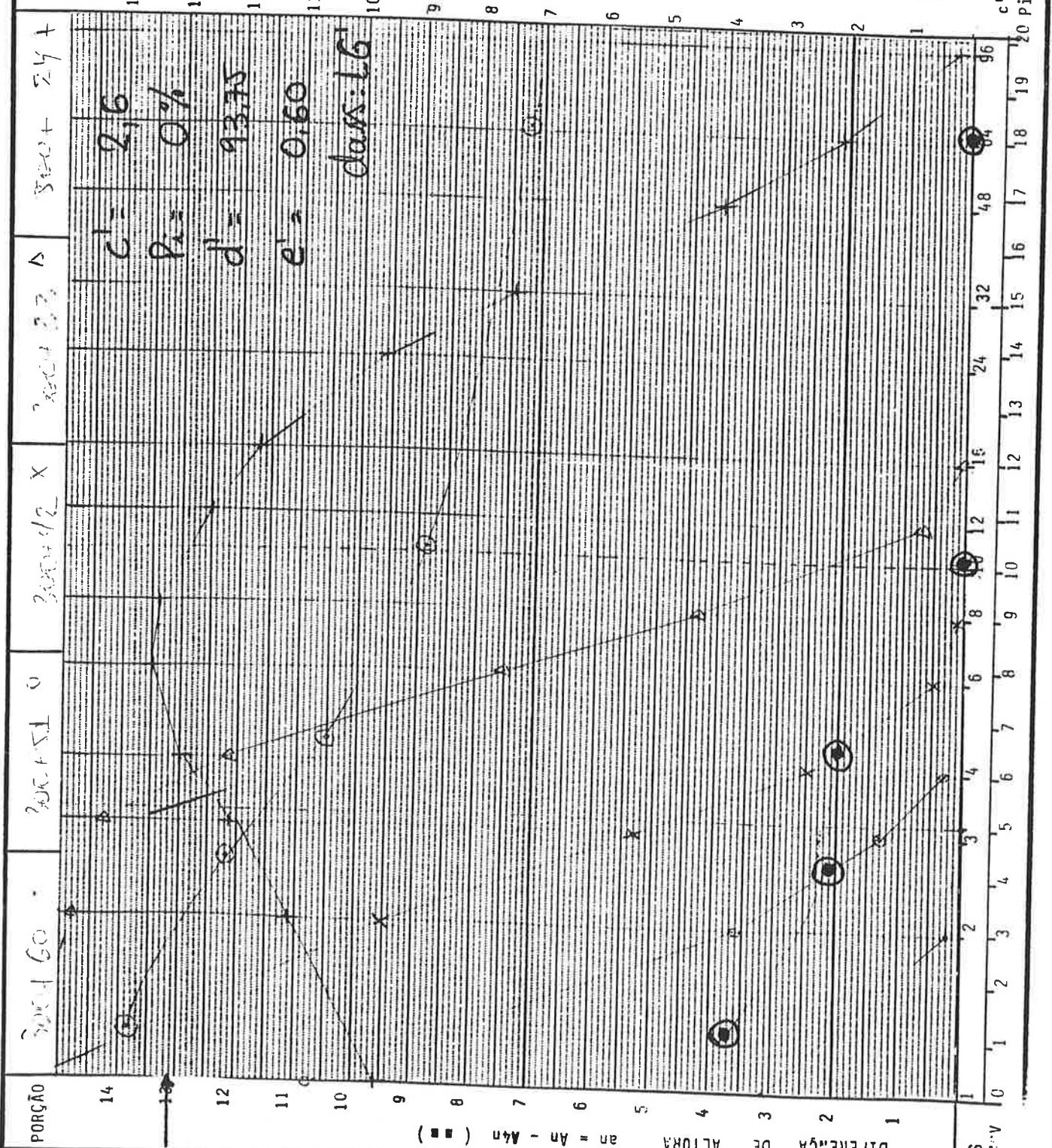
A.29

LOCAL:

IDENTIFICAÇÃO:

Solo - Maria Eugênia - Argila - Tese

00	50	100	150	200	250	300	90	22	24	26	78	90	36	30	34
PERDA DE PESO POR IMERSÃO (%)							UMIDADE DE COMPACTAÇÃO (%)								



OPERADOR: Edson

VISTO:

DATA 25/3/97

300 OFS



**Tabela E.3 - Análises químicas da amostra do bota-fora 11 do Parque Ecológico (fevereiro de 1994)**

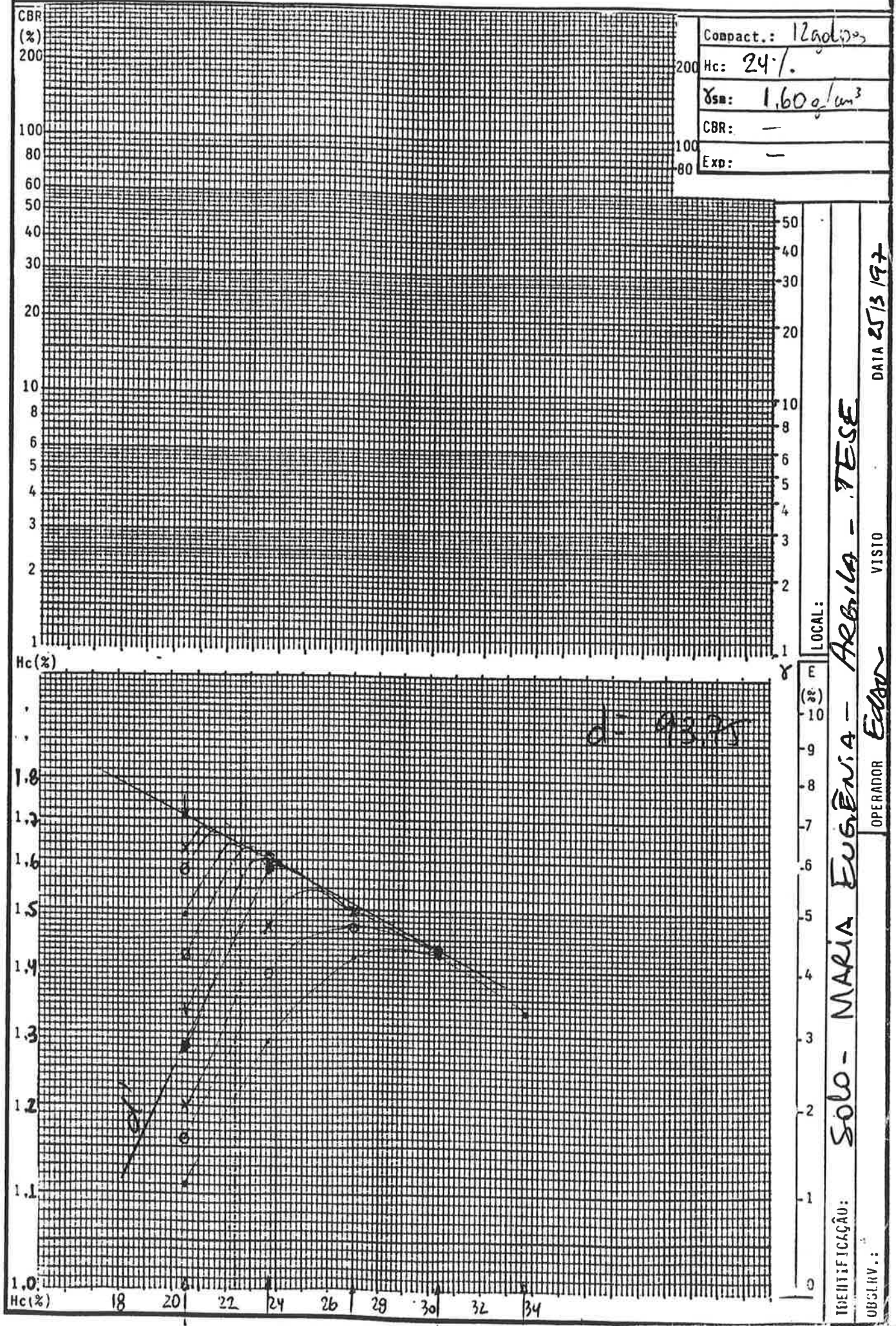
	Extrato de lixiviação (mg/l)	Extrato de solubilização (mg/l)	Massa bruta (mg/kg)
Cianeto	-	nd	-
Cloreto	-	16,0	-
Fenóis	-	nd	< 5,96
Fluoreto	0,64	0,98	156
Nitrogênio nitrato	-	nd	-
pH	-	6,63	6,54
Sulfato	-	46	-
Surfactantes	-	nd	-
Líquidos livres	-	-	0
Umidade	-	-	31,8

**Tabela E.4 - Análises químicas da amostra do bota-fora 1 do Parque Ecológico (abril de 1994)**

	Extrato de lixiviação (mg/l)	Extrato de solubilização (mg/l)	Massa bruta (mg/kg)
Cianeto	-	nd	-
Cloreto	-	44,5	-
Fenóis	-	nd	< 5,89
Fluoreto	< 0,20	< 0,20	262
Nitrogênio nitrato	-	nd	-
pH	-	7,03	6,89
Sulfato	-	79	-
Surfactantes	-	0,05	-
Umidade	-	-	21,3

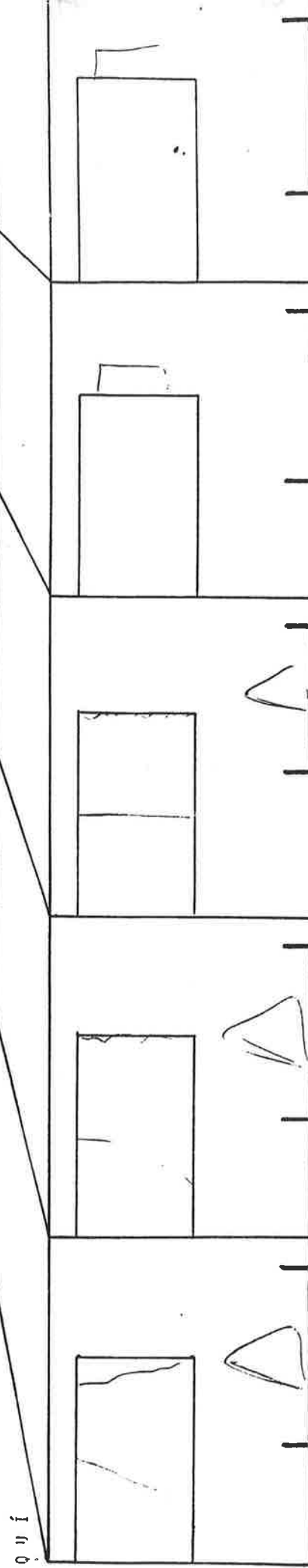
# COMPACTAÇÃO E ÍNDICE DE SUPORTE (GRÁFICOS)

A.30



DETERMINAÇÃO DA PERDA DE MASSA POR IMERSÃO DE SOLUS COMPACTADOS

TIPO DE AMOSTRA:	Solo - Mania	Eusénia - Argila - Tese
Nº DE COMPACTAÇÃO	300460	300442
DE	109	5-11
DE COMPACTAÇÃO (%)	23.7	27.0
DIMENSÃO DO CORPO DE PROVA (g)	200	200
PERDA DO CORPO DE PROVA - Ms (g)	115.49	157.48
PERDA DO CORPO DE PROVA - A (mm)	56.25	53.49



DETERMINAÇÃO DA MASSA SECA DESPRENDIDA	
Nº	118
MASSA SECA + TARA (g)	6820
MASSA DESPRENDIDA (g)	2245
MASSA DESPRENDIDA - Md (g)	44.71
FACTOR DE REDUÇÃO	29.63
PERCENTAGEM DE PESO POR IMERSÃO - Pi (%)	106
PERCENTAGEM DE PERDA - Ms	103