



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA

Pós-Graduação em Engenharia Civil

**AVALIAÇÃO DE EXPANSÃO, CONTRAÇÃO E
RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES DE
BARREIRAS SELANTES PRODUZIDAS COM SOLO
LATERÍTICO ESTABILIZADO QUIMICAMENTE.**

1210001595



OTONIEL PEREIRA DA COSTA

Ilha Solteira - SP



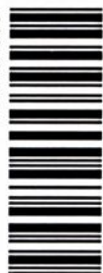
AVALIAÇÃO DE EXPANSÃO, CONTRAÇÃO E RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES DE BARREIRAS SELANTES PRODUZIDAS COM SOLO LATERÍTICO ESTABILIZADO QUIMICAMENTE.

OTONIEL PEREIRA DA COSTA

Engenheiro Civil

Orientador: Prof. Dr. TSUNAO MATSUMOTO

1210001595



Dissertação apresentada a Faculdade de
Engenharia de Ilha Solteira da Universidade

Estadual Paulista (Unesp), como parte dos
requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil, Área de concentração:
Recursos Hídricos e Tecnologias Ambientais.

ILHA SOLTEIRA
Estado De São Paulo – Brasil

Junho de 2005

Proc. 055/05-NPD 126

UNESP - "CAMPUS DE ILHA SOLTEIRA"	
SERVIÇO TÉCNICO DE BIBLIOTECA E DOCUMENTAÇÃO	
DATA DE CHEGADA	DATA DE TOMBO
<i>15.08.05</i>	<i>31.08.05</i>
REGISTRADO POR	TOMBO
<i>Ailza</i>	<i>Te. 1595</i>
AQUISIÇÃO	CLASSIFICAÇÃO
<i>doação autor R\$ 10,00</i>	<i>C837a</i>

*Co sup 323722
sup 58882*

BCpIS - FEIS - UNESP

FICHA CATALOGRÁFICA

Elaborada pela Seção Técnica de Aquisição e Tratamento da Informação/Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação da UNESP-Ilha Solteira

Costa, Otoniel Pereira da.
C837a Avaliação de expansão, contração e resistência à compressão simples de barreiras selantes produzidas com solo laterítico estabilizado quimicamente / Otoniel Pereira da Costa. --
Ilha Solteira : [s.n.], 2005
104 p. : il.

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira. Área de concentração : Recursos Hídricos e Tecnologias Ambientais, 2005

Orientador: Tsunao Matsumoto

Bibliografia: p. 99-104

1. Proteção ambiental – Tecnologia. 2. Aterro sanitário. 3. Solos – Poluição.
4. Impermeabilização. 5. Solo-cimento. 6. Mecânica do solo.

30704006

CERTIFICADO DE APROVAÇÃO

TÍTULO: AVALIAÇÃO DE EXPANSÃO, CONTRAÇÃO E RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO
SIMPLES DE BARREIRAS SELANTES PRODUZIDAS COM SOLO LATERÍTICO
ESTABILIZADO QUIMICAMENTE

AUTOR: OTONIEL PEREIRA DA COSTA

ORIENTADOR: Dr. TSUNAO MATSUMOTO

Aprovado como parte das exigências para obtenção do Título de MESTRE em
ENGENHARIA CIVIL pela Comissão Examinadora:

Dr. TSUNAO MATSUMOTO

Dr. JOSE AUGUSTO DE LOLLO

Dr. BRUNO CORAUCCI FILHO

Data da realização: 08 de abril de 2005

Presidente da Comissão Examinadora
Dr. TSUNAO MATSUMOTO

Impresso em : 07/04/2005 Pág : 1 de 1



DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho à meus pais Osvaldino e Romilda que com incentivo e apoio proporcionaram condições para que este trabalho se concretizasse.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, o todo poderoso, pois sem Ele nada teria acontecido.

Agradeço ao professor José Augusto de Lollo pelas orientações técnicas, sem as quais não seria possível a realização deste trabalho. Agradeço também pela parceria de todos esses anos que muito contribuiu para a minha formação profissional.

Agradeço ao professor Tsunao Matsumoto que assumiu a orientação do trabalho em um momento difícil e nunca deixou faltar nada.

Agradeço também ao professor Jair Camacho, co-orientador, que atenciosamente muito contribuiu para o aperfeiçoamento do trabalho.

Devo agradecer ainda aos técnicos do Laboratório de Engenharia Civil da UNESP Mario Roberto Correa Ferreira e Gilson Campos Correa que muito contribuíram na realização dos experimentos.

A todos que de uma forma ou de outra contribuíram para que mais essa vitória fosse conquistada.



SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	1
2 OBJETIVOS.....	3
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
3.1 DISPOSIÇÃO INADEQUADA DE RESÍDUOS SÓLIDOS....	4
3.2 LAGOAS DE TRATAMENTO DE EFLUENTES.....	6
3.3 BARREIRAS DE PROTEÇÃO.....	7
3.3.1 DEFINIÇÃO.....	7
3.3.2 CLASSIFICAÇÃO.....	8
3.3.3 ESPECIFICAÇÕES PARA CONSTRUÇÃO.....	8
3.3.4 CARACTERÍSTICA DOS MATERIAIS USADOS.....	12
3.4 ESTABILIZAÇÃO DE SOLO.....	13
3.4.1 DEFINIÇÃO.....	13
3.4.2 ESTABILIZAÇÃO DO SOLO COM CIMENTO.....	13
3.4.2.1 Tipo de solo.....	15
3.4.2.2 Teor de cimento.....	16
3.4.2.3 Teor de umidade.....	18
3.4.2.4 Compactação.....	18
3.4.3 ESTABILIZAÇÃO COM CAL.....	19
3.5 EXPANSÃO DOS SOLOS.....	21
3.5.1 TIPOS DE MINERAIS E PRINCIPAIS PROPRIEDADES.....	22
3.5.1.1 Grupo da Caulinita.....	23
3.5.1.2 Grupo das Esmectitas.....	24
3.5.1.3 Grupo das Micas.....	25
3.5.1.4 Grupo das Cloritas.....	26



3.5.1.5 Grupo da Vermiculita.....	26
3.5.1.6 Grupo dos interestratificados.....	27
3.5.2 SOLOS DE CARACTERÍSTICAS ARGILOSOS.....	27
3.5.3 SOLOS TROPICAIS.....	28
3.5.3.1 Constituição dos grãos das frações Areia e pedregulho de solos lateríticos.....	30
3.5.3.2 Constituição dos grãos da fração silte de solos lateríticos.....	30
3.5.3.3 Constituição dos grãos da fração argila de solos lateríticos.....	31
3.5.3.4 Influência da mineralogia no comportamento expansivo.....	31
3.5.4 MECANISMO DE EXPANSÃO.....	31
3.5.5 FATORES QUE INFLUENCIAM A EXPANSÃO.....	36
3.5.6 MÉTODOS DE IDENTIFICAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS EXPANSIVOS.....	37
3.6 CONTRAÇÃO DE SOLOS.....	38
3.6.1 COESÃO.....	39
3.6.2 SUCÇÃO.....	40
3.6.3 CAPILARIDADE.....	43
3.6.4 A RELAÇÃO DA CONTRAÇÃO COM O TIPO DE SOLO....	47
3.6.5 ENSAIOS PARA MEDIDA DE CONTRAÇÃO.....	49
3.7 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS SOLOS.....	51
3.7.1 CONSISTÊNCIA E RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES.....	52
3.7.2 ENSAIOS PARA MEDIDA DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO.....	53

4 METODOLOGIA.....	54
4.1 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO UTILIZADO.....	54
4.2 MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA.....	55
4.3 CONDIÇÕES DE EXPOSIÇÃO DOS CORPOS DE PROVA	56
4.4 ENSAIOS PARA MEDIDA DE EXPANSÃO.....	57
4.4.1 EXPANSÃO DO SOLO-CAL E DO SOLO-CIMENTO.....	59
4.4.2 EXPANSÃO DE SOLO SEM AGLOMERANTE.....	59
4.5 ENSAIOS PARA MEDIDA DE CONTRAÇÃO.....	61
4.6 ENSAIOS DE MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA.....	63
4.7 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES .	64
5 RESULTADOS OBTIDOS.....	67
5.1 GRAU DE COMPACTAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA....	67
5.2 EXPANSÃO.....	69
5.3 CONTRAÇÃO.....	70
5.4 MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA.....	71
5.5 RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES.....	74
6 ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	76
6.1 ANÁLISE DO GRAU DE COMPACTAÇÃO.....	76
6.2 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO EXPANSIVO.....	76
6.2.1 EXPANSÃO AO LONGO DO TEMPO DE CURA.....	77
6.2.1 CONDIÇÕES DE EXPANSÃO EM CAMPO E EM LABORATÓRIO.....	77
6.2.2 EXPANSÕES DIAMETRAIS E AXIAIS.....	78
6.2.3 EXPANSÃO x TEMPO.....	78
6.2.4 OS MÁXIMOS VALORES DE EXPANSÃO.....	80
6.2.5 EXPANSÃO DE SOLO SEM AGLOMERANTE.....	81



6.3 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO CONTRÁCTIL.....	82
6.3.1 CONTRAÇÃO AO LONGO DO TEMPO DE CURA.....	83
6.3.2 CONDIÇÕES DE CONTRAÇÃO EM CAMPO E EM LABORATÓRIO.....	83
6.3.3 CONTRAÇÕES DIAMETRAIS E AXIAIS.....	84
6.3.4 CONTRAÇÃO x TEMPO.....	84
6.3.5 INFLUÊNCIA DA UMIDADE RELATIVA DO AR NA CONTRAÇÃO.....	86
6.3.6 OS MÁXIMOS VALORES DE CONTRAÇÃO.....	87
6.4 ANÁLISE DA RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO.....	89
6.4.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES DE CORPOS DE PROVA CURADOS SEM IMERSÃO.....	89
6.4.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES DE CORPOS DE PROVA CURADOS IMERSO EM ÁGUA.....	91
6.4.3 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES DE CORPOS DE PROVA CURADOS SEM IMERSÃO E IMERSOS 24 HORAS ANTES DA RUPTURA.....	92
6.5 ANÁLISES FINAIS.....	94
7 CONCLUSÕES.....	97
8 RECOMENDAÇÕES.....	98
9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	99

LISTA DE FIGURAS

1.	Representação esquemática de uma montmorilonita (adaptado de YONG et. al. 1992).....	24
2.	Esquema de uma folha tetraédrica de silício e oxigênio (adaptado de GRIN, 1962).....	28
3.	Esquema de uma folha octaédrica (adaptado de GRIN, 1962).....	28
4.	Formas com que as moléculas de água são encontradas no interior dos solos (adaptado de VELDE, 1992).....	33
5.	Absorção de água por argilominerais (a) absorção intracristalina de água num mineral argiloso do tipo 2:1 não expansivo (ilita); (b) Absorção intracristalina de água num mineral argiloso do tipo 2:1 expansivo (montmorilonita) (adaptado de GILLOT, 1987).....	34
6.	Esquema ilustrativo da definição de potencial total de água no solo (adaptado de FREDLUND & RAHARDJO, 1993).....	40
7.	Esquema ilustrativo da definição de sucção (adaptado de FREDLUND & RAHARDJO, 1993).....	42
8.	Esquema ilustrativo da definição de sucção matricial, osmótica e total (adaptado de FREDLUND & RAHARDJO, 1993).....	42
9.	Ascensão de água em um capilar (adaptado de FREDLUND & RAHARDJO, 1993).....	44
10.	Reação das paredes (adaptado de FREDLUND & RAHARDJO, 1993).....	46
11.	Interação entre as forças no interior do solo nas ocorrências de entrada e saída de água.....	47

12.	Dispositivo para medida de contração (adaptado de NOGAMI & VILLIBOR, 1995).....	49
13.	Ensaio de contração usado na classificação MCT de solos (adaptado de NOGAMI & VILLIBOR, 1995).....	50
14.	Medição da expansão axial dos corpos de prova.....	58
15.	Medição da expansão diametral dos corpos de prova.....	58
16.	Corpos de prova de solo sem aglomerante que apresentaram perda de água quando submersos.....	60
17.	Aparato experimental para o ensaio de expansão confinada.....	61
18.	Medição da contração axial dos corpos de prova.....	62
19.	Medição da contração diametral dos corpos de prova.....	62
20.	Ensaio de resistência à compressão simples.....	66
21.	Imagem da estrutura interna de corpos de prova sem aglomerante.....	72
22.	Imagem da estrutura interna de corpos de prova de solo-cimento com 7 dias de cura.....	72
23.	Imagem da estrutura interna de corpos de prova de solo-cimento com 14 dias de cura.....	73
24.	Imagem da estrutura interna de corpos de prova de solo-cimento com 28 dias de cura.....	73
25.	Imagem da estrutura interna de corpos de prova de solo-cimento com 60 dias de cura.....	74
26.	Corpos-de-prova de solo-cal imersos imediatamente após a moldagem.....	75
27.	Resultados da expansão de um corpo-de-prova de solo-cimento com 7 dias de cura em função do tempo e temperaturas ambiente durante o ensaio.....	79

28.	Curva de tendência da expansão sem considerar a temperatura.....	80
29.	Resultados da contração de um corpo-de-prova de solo-cimento e temperatura ambiente com o tempo.....	85
30.	Curva de tendência da contração sem interferência da temperatura.....	86
31.	Resultados da variação da contração e umidade relativa do ar com o tempo.....	87
32.	Resultados dos ensaios de resistência à compressão simples de corpos-de-prova de solo-cal e solo-cimento curados sem imersão.....	90
33.	Resultados dos ensaios de resistência à compressão simples de corpos-de-prova de solo-cimento curados imersos.....	92
34.	Resultados dos ensaios de resistência à compressão simples de corpos-de-prova de solo-cimento e solo-cal curados sem imersão e rompidos úmidos.....	93
35.	Resultados dos ensaios de resistência à compressão simples de corpos-de-prova de solo-cimento e solo-cal em várias condições de cura.....	94

LISTA DE TABELAS

1.	Resultados dos ensaios de compactação com o solo utilizado.....	55
2.	Condições ideais de compactação do solo-cimento e do solo-cal.....	55
3.	Grau de compactação dos corpos de prova usados nos ensaios.....	67
4.	Valores máximos de expansão axial e diametral.....	69
5.	Valores máximos de expansão axial de corpo de prova confinado.....	69
6.	Valores máximos de contração axial e diametral.....	70
7.	Valores máximos de contração axial e diametral de corpos de prova de solo sem aglomerante.....	70
8.	Resultado dos ensaios de Resistência à compressão simples.....	75
9.	Valores de limites de expansão propostos por Nogami & Villibor(1995) para fins de pavimentação com solos tropicais.....	81
10.	Valores de limites de contração propostos por Nogami & Villibor (1995), para fins de pavimentação com solos tropicais.....	88

LISTA DE QUADROS

1.	Principais Poluentes do Solo.....	05
2.	Condições para que um sistema de barreiras de proteção seja considerado adequado segundo Jessberger (1995), modificado de Boff (1999).....	11
3.	Critérios para a seleção de solos quanto a granulometria, modificado de Segantini (1994).....	16
4.	Teor de cimento para o ensaio de compactação.....	17

RESUMO

Costa, O. P. **Avaliação de expansão, contração e resistência à compressão simples de barreiras selantes produzidas com solo laterítico estabilizado quimicamente.** 2005, 107 p. Dissertação (mestrado em Recursos Hídricos e Tecnologias Ambientais) – Universidade Estadual Paulista/Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira. Ilha Solteira.

Os locais de disposição final de resíduos tem sido alvo de estudos do meio técnico preocupado com a contaminação dos recursos naturais do subsolo. Essas pesquisas buscam estudar o confinamento do material contaminante por meio de barreiras de proteção compostas por diversos tipos de materiais que atendam os requisitos exigidos. Alguns trabalhos estudaram o uso de solo laterítico arenoso estabilizado com cal ou cimento como barreira selante, analisando a permeabilidade e a capacidade da barreira de reter íons, e apresentaram resultados positivos. Mas em condições de campo as barreiras serão submetidas a condições que obrigam o estudo de outros fatores comportamentais. Este trabalho avalia o comportamento de barreiras de solo-cimento e solo-cal no que diz respeito à expansão, contração e resistência à compressão simples. Altos valores de expansão poderiam causar o aumento da permeabilidade por conta do aumento do índice de vazios, contrações excessivas poderiam ocasionar o aparecimento de microfissuras que permitiriam a passagem de poluentes e barreiras pouco resistentes poderiam romper quando submetidas a altos valores de carga. Todos esses possíveis problemas comprometeriam o isolamento de fluidos contaminantes na área de disposição. Para se analisar as variações volumétricas das misturas solo-cimento e solo-cal, corpos-de-prova foram compactados nas condições ideais e submetidos a condições crítica de ganho ou perda de água. Por meio do ensaio de resistência à compressão simples foram obtidos os valores de resistências das misturas estudadas. Os resultados em laboratório obtidos mostram que corpos-de-prova de solo-cimento e solo-cal apresentam resultados de expansão, contração e resistência à compressão simples considerados aceitáveis quando submetidos a condições críticas.

Palavras-chave: barreiras de proteção, solo-cal, solo-cimento, contração, expansão, resistência à compressão simples.

ABSTRACT

Places of final residues disposition have been studied in order to avoid natural resources contamination. These researches analyses the confinement of polluting material using protection barriers, whose can be made with different technical alternatives. Some works evaluated the use of lateritic sandy soil stabilized with lime or cement as barrier, analyzing the permeability and ion high mobility retention in laboratory tests, presenting good results. However, in field conditions barriers can be submitted to environmental conditions whose can modify its behavior. This work evaluates the behavior of soil-cement and soil-lime barriers in terms of expansion, contraction and uniaxial compression resistance. High expansion values would cause permeability increases because increases the emptiness. Excessive contractions could cause barrier fissuring, allowing pollutant infiltration. And low resistant barriers could break when submitted to high load values. All those possible problems would commit the main function that is isolation of polluting fluids in the disposition area. To analyze volumetric variations of soil-cement and soil-lime mixtures, specimens were compacted in ideal conditions and submitted to critical conditions in with they are subject to significant earnings or loss of water. Using simple compression resistance tests we obtain values of resistances of soil-cement and soil-lime mixtures. Obtained laboratory results show that soil-cement and soil-lime specimens present expansion, contraction and simple compression resistance very good when submitted to critical conditions.

Keywords: liners, soil-lime, soil-cement, contraction, expansion, uniaxial compression resistance.

1 INTRODUÇÃO

A disposição inadequada de resíduos na natureza e os riscos relacionados a esse fato, têm sido alvo de muitos estudos em todo o mundo que resultaram em tecnologias apropriadas para controle da contaminação dessas áreas de grande potencial contaminante.

Porém apesar de eficientes essas tecnologias não estão ao alcance de todos os municípios, a realidade econômica dos pequenos municípios de países emergentes não acompanharam o desenvolvimento dessas tecnologias, surgindo assim uma incompatibilidade que acaba induzindo os pequenos municípios a disporem seus resíduos de forma inadequada no solo.

A grande preocupação nessas áreas de disposição inadequada é com a percolação de fluidos contaminantes através solo, o que seria desastroso para os recursos naturais do subsolo. Buscando evitar essa contaminação são construídas barreiras de características específicas nas bases e laterais de aterros sanitários e lagoas de tratamento.

Essas barreiras, quando utilizadas para controlar a infiltração de fluidos contaminantes, têm a função de reter uma parcela destes e retardar ao máximo o transporte do restante, de forma que este não atinja as águas naturais, ou caso o faça, seja com uma concentração tão baixa que sua ação possa ser considerada inócua (LEITE, 1995).

Esses critérios são atingidos com maior eficiência quando se tem disponibilidade de solos com textura fina e que, em sua composição, apresentem argilominerais com boa capacidade de troca catiônica, como se pode verificar em Lo et al (1996). Esses materiais, nem sempre se encontram disponíveis próximo da área de disposição, podendo tomar essa aplicação pouco viável economicamente devido a custos com transportes.

As dificuldades econômicas e as dificuldades de se encontrar matéria prima apropriada para a execução das obras adequadas, são os motivos de muitos municípios estarem contaminando os recursos naturais do subsolo, colocando em risco a saúde de muitas pessoas.

Uma contribuição para a solução desse problema seria o desenvolvimento de tecnologias acessíveis a municípios menos favorecidos. Dentre as possibilidades existentes, acredita-se que barreiras compostas por misturas solo-cal ou solo-cimento possam se constituir numa alternativa viável, com custos relativamente baixos se comparados às técnicas “tradicionais” (utilização de materiais argilosos ou de geotêxteis).



Ribeiro (2002) e Rizzo (2004) pesquisaram o comportamento de barreiras de solo estabilizado com cal ou cimento quanto à permeabilidade e retenção de íons, respectivamente, e apresentaram resultados interessantes dessa tecnologia quanto a esses fatores comportamentais. Porém quando essas barreiras são submetidas a condições de campo podem apresentar problemas referentes a outros fatores comportamentais.

A exposição ao sol por um determinado tempo antes do início do funcionamento, por exemplo, causaria uma perda de água da camada que poderia causar contrações indesejadas. No caso de lagoas de tratamento, o umedecimento poderia causar uma expansão exagerada que aumentaria a permeabilidade da barreira. E um outro fator a ser analisado é a resistência à compressão simples, devido a esforços de compressão causados por cargas de resíduos que estão acima das barreiras selantes.

O presente trabalho busca conhecer, através de ensaios de laboratório, o comportamento dessas misturas quando submetidos a condições críticas de expansão, contração e resistência à compressão simples. No caso da expansão a condição crítica se dá quando o solo está submetido a uma condição de imersão, a contração crítica ocorre quando o solo está submetido a condições de perda máxima de água e no caso da resistência à compressão simples a condição crítica é dada por uma carga crítica.

Para se analisar cada um destes fatores comportamentais foram moldados corpos-de-prova em condições que garantissem que eles apresentassem valores de permeabilidade compatíveis com os exigidos para uso como barreira de proteção. Os corpos-de-prova foram simulados nas condições críticas citadas anteriormente e utilizando ensaios específicos para cada condição foram obtidos os valores de críticos para cada fator comportamental.

Os resultados dos corpos-de-prova de solo-cimento e solo-cal foram analisados levando em consideração as suas características e as condições de solicitação comparando-os com resultados da literatura obtidos com solos de características semelhantes.

A comprovação de um funcionamento adequado de tais barreiras de solo arenoso estabilizado com cal e cimento pode ser de grande utilidade para pequenas comunidades interessadas em desenvolver sistemas de disposição final de resíduos urbanos com custos relativamente baixos.



2 OBJETIVOS

No presente trabalho foi analisado o comportamento físico de solo laterítico estabilizado com cimento ou cal para ser utilizado como barreira selante de aterros sanitários e lagoas de estabilização de efluentes, e para tanto buscou atingir os seguintes objetivos:

- (1) Foi verificada, nos corpos-de-prova de solo-cimento e de solo-cal utilizados no trabalho, a compatibilidade com corpos-de-prova utilizados nos trabalhos Ribeiro (2002) e Rizzo (2004) que avaliaram outros fatores comportamentais do mesmo material para uso como barreiras selantes;
- (2) Foram simuladas condições críticas de expansão, contração e resistência à compressão simples em corpos-de-prova compactados de solo-cimento e solo-cal e obtendo por meio de ensaios de laboratório os valores máximos quando submetidos a essas condições;
- (3) Foram avaliados o comportamento contrátil e expansivo das misturas solo-cimento e solo-cal quando submetidos a variações volumétricas analisando os outros fatores comportamentais desse material;



3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 DISPOSIÇÃO INADEQUADA DE RESÍDUOS NO SOLO

O aumento da população urbana nas décadas passadas juntamente com a forte industrialização que vem ocorrendo causou um aumento substancial na geração de resíduos sólidos e efluentes sanitários nas cidades.

Em muitas cidades esse aumento não foi acompanhado do desenvolvimento de tecnologias adequadas de tratamento e disposição final desses resíduos, surgindo em vários municípios os chamados “lixões”.

Esse fato é revelado pela Pesquisa Nacional de Saneamento Básico (PNSB), realizada pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2002) que mostra que a população brasileira é de aproximadamente 170 milhões de habitantes, produzindo diariamente cerca de 126 mil toneladas de resíduos sólidos. Quanto à forma de disposição final de resíduos sólidos a pesquisa indica que 63,6 % dos municípios brasileiros depositam seus resíduos sólidos em “lixões”, 13,8% utilizam aterros sanitários e 18,4% dispõem seus resíduos em aterros controlados, totalizando 32,3%. Dos entrevistados, 5% não declararam o destino de seus resíduos.

A situação também é crítica nos chamados municípios de pequeno porte. 48% dos municípios brasileiros são considerados de pequeno porte por possuírem população inferior a 10 mil habitantes. Nesses municípios a maneira mais utilizada de descarte é o depósito a céu aberto, a PNSB mostrou que 63,6% dos resíduos sólidos coletados são depositados em lixões, enquanto 16,3% são encaminhados para aterros controlados.

O “lixão” é uma forma de disposição final de resíduos sólidos urbanos, na qual estes são simplesmente descarregados sobre o solo, sem medidas de proteção ao meio ambiente ou à saúde pública (BIDONE & POVINELLI, 1999).

A grande preocupação nestes locais de disposição é a contaminação dos recursos naturais do subsolo, o que seria desastroso para a saúde da população que desfruta destes recursos. Nesta forma de disposição, a umidade que se desprende do lixo arrasta consigo substâncias sulfuradas, nitrogenadas, cloradas e tóxicas, formando o “chorume” (substância com grande potencial poluidor), que, particularmente nos períodos chuvosos, juntam-se às águas pluviais, podendo escorrer ou infiltrar no solo na forma de percolado, poluindo as águas superficiais e subterrâneas. Também é freqüente observar, em lixões, a

disposição clandestina de resíduos industriais e de serviços de saúde; nestes casos, as águas de infiltração passam a conter substâncias de forte ação tóxica, como arsenatos, cianetos, além de uma série de metais pesados (CASTELLANO & CHAUDHRY, 2000).

Se essas águas de infiltração alcançarem águas superficiais ou subterrâneas, elas contribuirão acentuadamente para a eutrofização, devido a seu elevado teor de substâncias minerais. A contaminação das águas subterrâneas por essas infiltrações depende, além da profundidade do lençol freático, da força de absorção e da capacidade de autodepuração do solo atravessado. A natureza do solo influencia também a velocidade de escoamento das águas infiltradas, de modo que os “lixões” podem comprometer as águas subterrâneas imediatamente ou após alguns anos (FELLENBERG, 1980.)

O quadro 01 mostra os principais poluentes do solo, provenientes das fontes de contaminação citadas, e suas consequências no ser humano.

Quadro 01: Principais Poluentes do Solo

Fonte Poluidora	Produto Químico	Efeitos
Solventes, produtos farmacêuticos e detergentes	Benzina	Dor de cabeça, náusea, perda de coordenação dos músculos, leucemia
Plásticos	Cloro Vinil	Câncer do fígado e do pulmão, atinge o sistema nervoso central
Herbicidas, incineração do lixo	Dioxina	Câncer, defeitos congênitos, doenças de pele
Componentes eletrônicos, fluídos hidráulicos, luzes fluorescentes	PCBs	Danos pele e ao sistema gastrointestinal; possíveis carcinógenos
Tintas, gasolina	Chumbo	Dor de cabeça, irritabilidade, perturbações mentais em crianças; danos ao fígado, aos rins e ao sistema neurológico
Processamento de zinco, fertilizantes, baterias	Cádmio	Câncer em animais; danos ao fígado e aos rins
Inseticidas	DDT, BHC	Câncer, danos no fígado, embriões e ovos de aves, Câncer, danos a embriões

Fonte: Manual Global de Ecologia

As tecnologias atuais buscam o confinamento do material de forma a evitar que esses materiais potencialmente poluidores atinjam os recursos naturais e tragam problemas à saúde da população.

3.2 LAGOAS DE TRATAMENTO DE EFLUENTES

As lagoas de tratamento de efluentes tem a função de remover substância potencialmente contaminantes de efluentes de cidades, indústrias, e outros, de forma que estes efluentes passam a apresentar concentrações consideradas aceitáveis antes de ser lançado em um corpo receptor.

Toma-se até redundante dizer a importância que tem o tratamento dos efluentes sanitários para a saúde da população, uma vez que as pesquisas desenvolvidas ao longo dos anos mostram a relação da saúde da população com a qualidade da água utilizada por ela.

As lagoas de tratamento de efluentes têm como principal finalidade a remoção da Demanda Bioquímica de Oxigênio, remoção de nutrientes e remoção de patogênicos comumente encontrados nos efluentes domésticos. Os organismos patogênicos são os principais causadores de doenças na população e podem ser causadas por bactérias, vírus entéricos e parasitas intestinais.

Gonçalves (2003) cita alguns organismos patogênicos e as doenças causadas por eles:

- Bactérias: Doenças gastrointestinais como; febre tifóide, cólera, diarreia, disenteria.
- Vírus entéricos: Hepatite infecciosa (vírus da hepatite A), as gastroenterites (enterovírus e parvovírus) e as diarreias (rotavírus e adenovírus).
- Parasitas intestinais: protozoários e helmintos, causadores de processos infecciosos.

A construção das lagoas de tratamento de efluentes busca evitar a contaminação dos corpos receptores, porém se não construídas de forma correta podem contaminar as regiões vizinhas a lagoa, para que isso não ocorra, alguns cuidados devem ser tomados na fase de planejamento e execução das mesmas.

O nível do lençol freático, a topografia do local e as características do solo da região são alguns dos critérios que se devem ter atenção para evitar a contaminação do subsolo e da água subterrânea. De todas as medidas a que requer especial atenção é o isolamento do material contaminante por meio de materiais de baixa permeabilidade.



Quando se tem disponibilidade de solos de textura argilosa, os baixos índices de permeabilidade desejados para esta finalidade são atingidos apenas com a compactação do solo local com controle de umidade e de adensamento. Esta é a situação desejável, na qual se procura balancear os volumes de corte e aterro de maneira a minimizar os movimentos de terra. Grande parte da viabilidade econômica de uma lagoa de estabilização está associada às possibilidades da minimização dos movimentos de terra (VON SPERLING, 1996).

A impermeabilização do fundo das lagoas pode ser realizada, segundo Jordão & Pessoa (1995), por meio de:

- Camada de argila, com espessura mínima de 40 cm;
- Revestimento asfáltico;
- Mantas plásticas.

Além dos tipos de impermeabilização citados existem as Barreiras de Proteção, o qual será tratado no tópico 3.3 abordando os vários tipos de barreiras utilizadas como proteção ambiental.

3.3 BARREIRAS DE PROTEÇÃO

3.3.1 DEFINIÇÃO

O termo “barreiras de proteção” é normalmente utilizado para designar camadas de baixa permeabilidade, constituídas de materiais naturais, artificiais ou a combinação de ambos, e que têm como objetivo proteger as vizinhanças da percolação de fluidos. Esses dispositivos são utilizados em diversos tipos de obras como canais, reservatórios, diques, lagoas de rejeito, lagoas de tratamento de resíduos e aterros sanitários (LEITE, 1997).

O objetivo destas barreiras, que devem apresentar baixa permeabilidade e boa capacidade de retenção de íons, é retardar ao máximo a infiltração de fluidos contaminante por meio do solo, que podem atingir as águas subterrâneas vindo a provocar a contaminação destas, do solo em questão e de áreas vizinhas. Essas barreiras são dispositivos desenvolvidos pelo homem tentando barrar as contaminações que são causadas pela ação descontrolada do próprio ser humano na disposição inadequada de resíduos tóxicos na natureza.

Segundo Leite (2000), a escolha do tipo da barreira a ser utilizada depende:



- do uso a que se destina, pois se pode esperar que ocorram efeitos diversos durante os processos de interação de diferentes contaminante e solos, que dependerão da natureza química do fluido percolador;
- do o ambiente físico no qual o mesmo será inserido (condições geológicas, geoquímicas, topográficas, pedológicas, ecológicas, climáticas, e a natureza da ocupação da área devem ser todos conhecidos e quantificados);
- do material a ser tomado como matéria-prima da barreira de proteção;
- da taxa de infiltração e a vida útil do projeto.

3.3.2 CLASSIFICAÇÃO

Segundo Boff (1998) as classificações de “barreiras de proteção” mais conhecidas são as de Viraraghavan (1987), Daniel (1993) e Rowe (1988).

Viraraghavan (1987) classifica as barreiras de proteção em relação aos materiais (naturais ou sintéticos) que são comumente usados na confecção. Para este autor as barreiras de proteção de origem natural podem ser de: solo compactado; concreto; emulsões asfálticas; solo-cimento; membranas de bentonita; misturas de areia e bentonita. Os sintéticos podem ser de: polietileno clorosulfurado (Hypalon); cloreto polivinílico (PVC); polietileno (PE); polietileno clorado; borracha butílica.

Daniel (1993) destaca a presença de materiais argilosos na composição das barreiras e sua classificação é feita em três grupos, que são: barreiras argilosas naturais; barreiras argilosas compactadas e barreiras argilosas geossintéticas.

De acordo com Rowe (1988), as barreiras de proteção podem ser classificadas em: depósitos argilosos naturais; barreiras argilosas compactadas; paredes de isolamento; depósitos rochosos naturais; coberturas sintéticas, incluindo geomembranas, jateamento de asfalto, concreto asfáltico hidráulico.

3.3.3 ESPECIFICAÇÕES PARA CONSTRUÇÃO

Por se tratar de um assunto ainda pouco estudado no Brasil, já que somente agora está havendo uma maior preocupação com relação aos problemas causados pela disposição inadequada de resíduos tóxicos, não existe atualmente nenhuma norma ou procedimento brasileiro voltado para a construção de “barreiras de proteção”. Há então, a necessidade de



se fazer uso de normas internacionais, fazendo as devidas adaptações, levando em consideração às diferenças de características dos solos brasileiros em relação aos solos considerados nestas normas internacionais.

Segundo Ribeiro (2002) a norma britânica especifica que o material a ser utilizado na confecção de barreiras de proteção deve ser ensaiado em laboratório, passar por uma avaliação técnica em relação às condições de compactação em campo e atender aos seguintes critérios:

- (1) espessura mínima de 1m;
- (2) permeabilidade inferior a 10^{-9} m/s;
- (3) boas condições de compactação comprovadas previamente;
- (4) índices de plasticidade consistentes, isto é, limite de liquidez e índice de plasticidade não deve ultrapassar a 90% e 65%, respectivamente.

O mesmo autor cita ainda que na norma alemã os critérios a serem atendidos dependem do tipo de resíduo (resíduos perigosos ou urbanos) sobre a qual estas barreiras estarão sujeitas.

Para os aterros de resíduos perigosos são previstas as seguintes exigências:

1. Deve haver solo abaixo da camada de proteção com espessura mínima de 3m, $k \leq 10^{-7}$ m/s, no mínimo com 10% de argila em peso. O nível de água deve situar-se no mínimo a 1m da base do aterro;
2. O solo, parte inferior do sistema de proteção combinado solo-geomembrana, consiste de 1,5m de solo compactado em camadas de 250mm, com permeabilidade de 5×10^{-10} m/s;
3. Instalada acima desse solo, e em contato com esse, deve existir uma camada de polietileno de alta densidade, de espessura mínima de 2,5mm;
4. A geomembrana deve ser adequadamente protegida, o que se encontra especificado no seu certificado de garantia;
5. A drenagem do material percolado deve ser de no mínimo 300mm de espessura e $k \leq 10^{-3}$ m/s, sobre toda extensão.

Para os aterros de resíduos urbanos (Classe I e Classe II) são previstas as seguintes exigências:

Classe I (resíduo de baixo grau):



1. A barreira deve ter uma camada mínima de 0,50 m de solo compactado e permeabilidade mínima de 5×10^{-10} m/s;
2. Uma camada de proteção adequada deve separar a barreira do sistema de coleta de chorume, com espessura mínima de 300 mm e k mínima de 10^{-3} m/s.

Classe II (resíduo de médio grau, ou resíduo urbano):

A barreira deve ser a mesma que a aplicada aos resíduos perigosos, redefinindo apenas a espessura do solo compactado que deve ter 0,75 m de espessura, em vez de 1,5 m.

De maneira geral, é necessário que as barreiras de proteção impeçam ou minimizem ao máximo a ação do contaminante. Para isso, é necessário que apresentem, entre outras características, baixa permeabilidade e boa capacidade de reter substâncias poluidoras.

Com relação às características essenciais que uma barreira de proteção deve possuir, Brandl (1992) destaca as seguintes exigências:

- minimizar a ação de contaminante;
- alta capacidade de adsorção e retardamento dos contaminante;
- elevada resistência a substâncias químicas e aos processos erosivos;
- habilidade natural de autodepuração;
- boa flexibilidade;
- baixas taxas de expansão e contração.

Um fator que gera discordâncias é a espessuras destas barreiras de proteção. Para Goldman et al (1998, apud BOFF, 1999) a espessura mínima deve variar entre 60 e 360cm. Para Jessberger (1995, apud BOFF, 1999), se uma barreira de proteção de 100cm de espessura for construída em 4 camadas de alta qualidade, ou seja, com baixa permeabilidade e boa união entre elas, os efeitos de variação espacial das condutividades hidráulicas podem ser compensados.

Ainda com relação à espessura, Quigley et. al. (apud BOFF, 1999) estipula a espessura de 1,0 m a 1,5 m quando destinada à resíduos domésticos e de 3,0 m a 4,0 m para resíduos industriais. Além disso, para que uma barreira tenha um bom desempenho é necessário que apresente as seguintes características:

- (1) coeficiente de permeabilidade (k) entre 10^{-9} e 10^{-10} m/s;
- (2) que sua permeabilidade não aumente quando a mesma estiver sob a ação dos fluidos potencialmente contaminantes;
- (3) devem limitar o fluxo efluente às vizinhanças da área, para evitar a contaminação destas áreas.

Para Jessberger (1995, apud BOFF, 1999) as condições para que um sistema de barreiras de proteção seja considerado adequado, proporcionando assim qualidade e segurança, estão apresentadas na quadro 02.

Quadro 02: Condições para que um sistema de barreiras de proteção seja considerado adequado segundo Jessberger (1995), modificado de Boff (1999).

Requisitos	Propriedades que devem ser inspecionadas	Influências Específicas do Local
Impermeabilidade	Permeabilidade	Gradiente hidráulico
	Coeficiente de difusão	Quantidade de contaminante solúvel (1)
		Concentração de contaminante em solução (2)
		Tipo de contaminante (3)
	Capacidade de retenção	Temperatura (1), (2), (3)
		Tipo de argila
	Sensibilidade do sistema a imperfeições	Zona de alta permeabilidade
		Deformação ou ressecamento
		Cargas de soterramento
Estabilidade	Resistência ao cisalhamento	Influências Mecânicas:
		Forças resultantes da deformação
		Forças resultantes de cargas de soterramento
Resistência	Coesão (valor residual e não residual)	Forças resultantes dos procedimentos construtivos
	Resistência à lixívia	Influências Químicas: tipo e composição da lixívia
	Resistência ao gás	Duração da exposição
	Resistência à temperatura	Influências Térmicas
	Resistência hidráulica	Temperatura alta / baixa
		Influências Hidráulicas: Forças resultantes dos movimentos da água
	Resistência à exposição	Clima e hidrogeologia do local

3.3.4 CARACTERÍSTICA DO MATERIAL USADO

Para que um material possa ser utilizado na construção de “barreiras de proteção”, é necessário que apresente certas características que garantam um bom desempenho como baixa permeabilidade e boa capacidade de retenção de íons. Para Leite (2000) estas características são: tipo de solo, capacidade de troca catiônica, pH e permeabilidade.

As características que influenciam na escolha do tipo de solo são:

- *trabalhabilidade*: é um parâmetro relacionado a facilidade ou dificuldade de manejo do material e que influencia na execução da obra, como nos processos de hidratação, homogeneização, etc;
- *gradação*: está relacionado a classificação granulométrica do solo e é importante para que se mantenham as condições necessárias sugeridas na especificação, tem influência na permeabilidade e trabalhabilidade do material; e
- *expansividade*: Influencia na permeabilidade do material. Em solos muito expansivos há a suspeita de que a expansão não confinada poderia causar o aparecimento de fissuras, elevando assim a permeabilidade do material.

A capacidade de troca catiônica (CTC) consiste na capacidade do solo de fixar íons que estão presentes na solução, que está em contato com ele, e substituí-los por íons contidos em sua composição, ou seja, o solo retira da solução uma certa quantidade de íons (que depende da concentração e da carga) e os substitui por íons presentes em sua composição. Por exemplo, se uma argila contendo cátions de sódio Na^+ for substituído pelos íons de Ca^{2+} em solução, a substituição pode ocorrer até que um certo percentual de equilíbrio na troca iônica deixe inativo o sódio e mantenha o cálcio (YONG et. al., apud BOFF, 1998).

Segundo Leite (1996) os íons trocáveis possuem esferas de hidratação variáveis que influenciam a expansão e a contração dos solos à medida que varia o teor de umidade. Assim, medidas de CTC são úteis para estabelecer as características das cargas dos solos com superfícies de carga fixadas, onde a CTC é medida pela substituição de todos os cátions naturais por um outro cátion.

O pH é um fator importante, pois exerce influência na retenção de metais pesados nos solos. Estes metais pesados estão presentes no fluido percolador e apresentam diferentes níveis de pH. O desempenho de atenuação do material é sensível ao pH do



percolado e aos esforços competitivos entre os metais pesados presentes no meio (YONG & PHADUNGCHWIT 1993, apud BOFF, 1998).

Uma característica fundamental na escolha do material a ser usado na construção de barreira de proteção é sua baixa permeabilidade. A permeabilidade em solos depende de vários fatores como a porosidade, tamanho, distribuição, forma e arranjo das partículas do meio. Quanto maior for a presença de partículas grosseiras no solo, maior será sua permeabilidade e vice-versa.

3.4 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

3.4.1 DEFINIÇÃO

O solo é um material bastante usado em obras de engenharia. Mas seu uso só é possível se o solo a ser usado possui características e propriedades que venham a atender as exigências especificadas nos projetos. Quando o solo em seu estado natural não possui condições que atendam estas exigências, é necessário que o solo seja submetido a um processo de tratamento para que apresente as características e propriedades desejadas.

Este processo de tratamento que o solo é submetido para que seja melhorado e que venha a adquirir as propriedades desejadas ao fim a que se destina é chamado de estabilização de solos.

Para Caputo (1987), a estabilização de solos pode ser agrupada em duas categorias:

- estabilização mecânica: a granulometria do solo é conservada ou corrigida pela mistura com um ou mais materiais, antes da compactação, buscando assim aumentar a coesão ou o ângulo de atrito interno ou ambos;
- estabilização por adição de aglomerantes: adiciona-se ao solo uma substância que aumente a sua coesão ou que o impermeabilize, impedindo a diminuição da sua resistência pela ação da água.

3.4.2 ESTABILIZAÇÃO DO SOLO COM CIMENTO

Uma possível forma de se fazer a estabilização do solo é acrescentar a este o cimento, originando-se assim o produto denominados solo-cimento.



O solo-cimento é produto resultante da mistura íntima de solo, cimento portland e água que, compactados ao teor ótimo de umidade e sob a máxima densidade, em proporções previamente estabelecidas, adquire resistência e durabilidade através das reações de hidratação do cimento (ABCP, 1986).

O solo-cimento vem sendo utilizado no Brasil desde 1945, quando foi construída uma casa de bombas para abastecimento das obras do aeroporto de Santarém (PA). Desde então, essa técnica começou a ser aplicada na construção e pavimentação de estradas de rodagem e vias urbanas, construção de aeroportos e acostamentos, revestimento de barragens de terra e canais de irrigação, fabricação de tijolos, pavimentação de pátios industriais e de áreas destinadas ao estacionamento de veículos, construção de silos aéreos e subterrâneos, construção de casas e pavimentação de estábulos, além de muitas outras aplicações (SEGANTINI, 2000).

Além disso, é bastante empregado na fabricação de tijolos e blocos, constituindo assim numa alternativa econômica e tecnicamente viável, pois como são constituídos apenas de solo, cimento e água, atingem valores, de resistência à compressão, similares aos blocos e tijolos cerâmicos. A resistência alcançada por estes blocos e tijolos será maior quanto maior for o teor de cimento. Entretanto, este teor de cimento deve ser limitado ao teor ótimo, conferindo assim ao material curado uma boa qualidade sem que encareça o custo do produto.

A durabilidade do solo-cimento é função da ligação estabelecida entre as partículas do solo e as do cimento.

Armam & Saifan (1967, apud SEGANTINI, 2000) verificou que a durabilidade do solo-cimento também depende da forma e tamanho das partículas, onde as partículas de silte arredondadas e uniformes, originárias de depósitos fluviais, produzem um solo-cimento de pequena durabilidade e baixa resistência.

De acordo com Levy & Helene (1996, apud SEGANTINI, 2000), a cura é um conjunto de operações ou procedimentos adotados para se evitar a evaporação da água de amassamento e hidratação do cimento presente nas regiões superficiais do material. A cura, em condições adequadas, tem como objetivo: impedir a perda de água de hidratação do cimento; controlar a temperatura do material, até que se alcance o nível de resistência desejado e, suprir água extra para as reações de hidratação.

Existem alguns fatores que interferem nas propriedades do solo-cimento. Segundo Silveira (1966) os principais fatores que influenciam nas propriedades do solo-cimento são: tipo de solo, teor de cimento, teor de água, compactação e mistura.



3.4.2.1 Tipo de Solo

Teoricamente, qualquer tipo de solo poderia ser estabilizado com cimento. Entretanto, do ponto de vista econômico e de trabalhabilidade isto não é verdadeiro, limitando assim a faixa de solos estabilizáveis. De um modo geral o custo de fabricação do solo-cimento aumenta com o teor de argila ou grau de argilosidade do solo (SILVEIRA 1966). Assim sendo, o fator mais importante a ser considerado na estabilização é o tipo de solo.

A Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) divide os solos em três tipos: os solos arenosos e pedregulhosos com cerca de 10 a 35% da fração silte mais argila e são considerados os mais favoráveis à estabilização com cimento; solos arenosos deficientes em finos, que são considerados tão bons quanto os anteriores, apenas havendo mais dificuldades quanto à compactação e acabamento e os solos siltosos e argilosos que apresentam dificuldades na pulverização.

De uma maneira geral, os solos economicamente viáveis para serem empregados na estabilização com cimento são aqueles que exigem a menor quantidade possível de cimento e que não tomem a execução difícil. Portanto, pode-se dizer que, em condições ideais, estariam os solos que apresentassem 15% de silte mais argila, 20% de areia fina, 30% de areia grossa e 35% de pedregulho (RIBEIRO 2002).

Segundo Segantini (2000), a existência de grãos de areia grossa e pedregulho é benéfica, pois são materiais inertes e tem apenas a função de enchimento e isso favorece a liberação de quantidades maiores de cimento para aglomerar os grãos menores.

Os solos devem apresentar um teor mínimo da fração fina, onde experiências têm demonstrado que quando os solos possuem um teor de silte mais argila inferior a 20%, não se consegue uma resistência inicial que propicie a sua compactação (RIBEIRO 2002).

Outros fatores que influenciam nas propriedades do solo-cimento estão relacionados: ao teor de matéria orgânica, que deve ser limitado a 2% no máximo, pois sua presença proporciona redução na resistência do solo-cimento; e a presença de certos tipos de sais, principalmente os sulfatos, que são prejudiciais pelo fato de provocarem a recristalização nos poros da mistura, produzindo a desagregação do solo-cimento (SILVEIRA, 1966).



O quadro 03 mostra os critérios para a seleção de solos com relação a granulometria.

Quadro 03: Critérios para a seleção de solos quanto a granulometria, modificado de Segantini (1994).

Autor	Teor de areia (%)	Teor de silte (%)	Teor de argila (%)	Teor de silte+argila (%)	Limite de Liquidez
CINVA (1963)	45 a 80	-	-	20 a 55	-
ICPA (1973)	60 a 80	10 a 20	5 a 10	-	-
MERRIL (1949)	> 50	-	-	-	-
MAC (1975)	40 a 70	<30	20 a 30	-	-
CEPED (1984)	45 a 90	-	<20	10 a 55	45 a 50

3.4.2.2 Teor de Cimento

O teor de cimento a ser utilizado na estabilização do solo é um outro fator importante, tanto do ponto de vista técnico como econômico. Por isso é que se deve buscar um teor ótimo de estabilizante que alcance as propriedades desejadas com o menor custo possível.

Segundo Ribeiro (2002) os teores usuais de cimento variam entre 5% e 15%, apesar de terem sido utilizados com sucesso misturas com 4% e em outros casos, devido a circunstâncias especiais, misturas com até 20 a 25% de cimento. Mas a dosagem apropriada deve ser obtida em função das características do solo, do teor de umidade e da densidade a ser obtida na compactação (CEPED 1986, apud SEGANTINI, 1994).

A determinação da quantidade ótima de cimento é obtida por meio de ensaios de compactação de corpos de prova, considerando diferentes teores de cimento.

A Norma Geral de Dosagem de Solo-cimento, segundo a ABCP pode ser resumida nas seguintes operações:

- identificação e classificação do solo;
- escolha do teor de cimento para o ensaio de compactação;
- execução do ensaio de compactação do solo-cimento;
- escolha dos teores de cimento para o ensaio de durabilidade;
- moldagem de corpos de prova para ensaio de durabilidade;

- f) execução do ensaio de durabilidade por molhagem e secagem;
- g) escolha do teor de cimento adequado em função dos resultados do ensaio.

Segundo a ABCP (1986), a melhor maneira de fixar os teores de cimento para os ensaios é a comparação do solo em estudo com outros já ensaiados, levando-se em consideração a granulometria, os índices de consistência, a origem geológica, a coloração, a região de coleta e a profundidade da amostra.

Ainda segundo a ABCP (1986) para solos com os quais não se tenham experiências anteriores, o teor a ser adotado no ensaio de compactação pode ser o mostrado no quadro 04, elaborada pela Portland Cement Association (PCA):

Quadro 04: Teor de cimento para o ensaio de compactação.

Classificação do solo segundo a AASHTO (M 145)	Teor de cimento em massa (%)
A1-a	5
A1-b	6
A2	7
A3	9
A4	10
A5	10
A6	12
A7	13

Segundo Segantini (2000) a desvantagem apresentada pela Norma Geral de Dosagem é o tempo de duração dos ensaios, principalmente os de durabilidade que levam, 40 dias para apresentarem resultados.

Baseada na correlação estatística obtida nos resultados de ensaios de durabilidade e de resistência à compressão simples aos 7 dias com 2438 solos arenosos, a PCA, visando sanar tal desvantagem, apresentou um método simplificado para a dosagem de solo-cimento, recomendado para solos que contenham no máximo 50% de partículas com diâmetro inferior a 0,05 mm (silte mais argila) e no máximo 20% de partículas com diâmetro inferior a 0,005 mm (argila). Esse método pode ser resumido nas seguintes operações (SEGANTINI, 2000):

- (1) ensaios preliminares dos solos;

- (2) ensaio de compactação de solo-cimento;
- (3) determinação da resistência à compressão simples aos sete dias;
- (4) comparação entre a resistência média obtida aos sete dias e a resistência admissível para o solo-cimento produzido com o solo em estudo.

3.4.2.3 Teor de Umidade

A quantidade de água a ser adicionada à mistura de solo e cimento é a que proporcione a densidade máxima e garanta a pega do cimento, ou seja, uma umidade ótima que é função, do tipo de solo, do teor de cimento e do método de compactação.

3.4.2.4 Compactação

O ensaio de compactação consiste na moldagem de corpos-de-prova, variando, para cada corpo-de-prova a umidade, para que se obtenha uma curva Umidade x Tempo, na qual podem ser obtidos os valores da umidade ótima e da massa específica aparente seca máxima.

O termo compactação do solo refere-se à prática de, artificialmente, aplicar sobre ele cargas dinâmicas, com a finalidade de aumentar a sua densidade e se conseguir maior resistência. O valor da densidade obtida pela compactação é influenciado pelo teor de umidade do solo e pela sua natureza (granulometria e propriedades físicas), bem como pela energia de compactação empregada; em menor grau, depende, ainda, da temperatura do solo e da água (FREIRE 1976).

Para se obter solo-cimento de alta qualidade Freire (1976) sugere que para solos argilosos e siltosos, a mistura de solo e cimento seja compactado a uma umidade de moldagem igual ou superior à ótima (1% a 2%), enquanto que, para solos arenosos, a umidade de moldagem deve ser igual ou levemente inferior à ótima. A mistura solo-cimento usando solo argiloso é mais sensível à variação da umidade do que o executado com solo arenoso.



3.4.3 ESTABILIZAÇÃO DO SOLO COM CAL

Os solos estabilizados com cal podem sofrer alterações significativas nas suas propriedades, de acordo com a idade da mistura. De acordo com Lima (1981), Bauer & Carvalho (1990), Pinto & Boscov (1990), Ferraz (1994), Alcântara (1995) e Alcântara & Lollo (1999) as principais alterações referentes ao processo de estabilização do solo com a cal são:

- a) *Modificações nas Condições de Compactação*: De modo geral, observa-se que a umidade ótima de compactação nas misturas solo-cal aumenta, e a massa específica aparente seca diminui com o aumento do teor de cal, com relação às propriedades do solo em seu estado natural.
- b) *Modificações nos Limites de Atterberg*: Observa-se que a adição de cal promove a diminuição do limite de liquidez de solos muito plásticos, e o concomitante aumento do limite de plasticidade, reduzindo então o índice de plasticidade dos solos.
- c) *Variações Volumétricas*: A cal promove diminuição significativa da expansão dos solos. Este efeito é crescente com o teor de cal até determinado teor, considerado como ótimo para esse fim.
- d) *Permeabilidade*: Em decorrência de uma possível floculação e modificação da estrutura do solo para uma condição mais granular, devem ocorrer aumentos no volume de vazios do solo, favorecendo desta forma a permeabilidade. Porém deve-se levar em conta o tempo de cura, pois durante o processo, em razão da cimentação promovida, reduz o volume de vazios e, conseqüentemente, a permeabilidade.

Segundo Lima (1981) e Alcântara (1995) os principais processos químicos atuantes durante o processo são:

- a) *Troca de Cátions e Floculação*: sabe-se que as partículas do solo são dotadas de cargas elétricas em suas superfícies, principalmente em decorrência de substituições isomórficas na estrutura dos argilominerais, ou quebras na estrutura com exposição de cargas. Geralmente, as cargas superficiais são negativas, em decorrência de substituições isomórficas, as quais são neutralizadas por íons como o Na^+ ou o K^+ , possíveis de serem substituídos por outros íons positivos, dentro de



uma seletividade natural a partir de alguns princípios. Quando substituídos pelo íon Ca^+ ou Mg^+ , as partículas assumem uma condição favorável à floculação, havendo o fenômeno relação com a compressão da dupla camada difusa.

- b) *Carbonatação*: é conhecido no meio técnico como o ciclo da cal. A reação de carbonatação é o retorno da cal hidratada à condição de carbonato de cálcio, o qual ocorre com a presença de CO_2 . Cabe salientar que o tipo de cimento formado é fraco, razão pela qual o efeito da carbonatação não é desejável no processo.
- c) *Reações pozolânicas*: são compreendidas como aquelas que ocorrem entre os materiais inorgânicos e o hidróxido de cálcio Ca(OH)_2 , formando compostos insolúveis mesmo sob condições de imersão, análogos aos obtidos na hidratação de cimento Portland. O solo, em função de sua constituição mineralógica, tem um grau de pozolanicidade, conforme a variação de seus constituintes, sendo o termo “reação pozolânica” adotada para explicar as reações que possivelmente ocorrem entre o solo e cal, pela literatura tradicional.

A eficiência da estabilização solo-cal depende essencialmente de alguns fatores, a saber:

- a) *A Classe de Solo*: considerando solos do Estado de Illinois, Estados Unidos, Thompson (1966) destaca alguns aspectos importantes na estabilização, dentre os quais podem ser citados:
- os solos com argilominerais do grupo das montmorilonitas apresentam as maiores reatividades solo-cal;
 - os solos com pH acima de 7 apresentam boa reatividade solo-cal, enquanto que a presença de carbono orgânico é indicio de possível ocorrência de retardo de reações;
 - os parâmetros de classificação dos solos (porcentagem de fração de argila, limite de liquidez, índice de plasticidade) não são indicativos da reatividade solo-cal;
 - todos os solos calcários se apresentam bem reativos à cal;
 - não está bem definida a correlação entre a capacidade de troca catiônica (CTC) do solo e a reatividade solo-cal.



- b) *Tipo e Teor de Cal*: segundo Lima (1981) o tipo de cal não influencia grandemente no processo de estabilização de solos, enquanto outros relatam experiências que contrariam esta concepção. Quanto ao teor de cal, de modo geral, o ganho de resistência mecânica das misturas solo-cal é limitado por um teor do aditivo, sendo este teor dependente do tempo de cura, para cada tipo particular de solo.
- c) *Condições de Cura*: para Lima (1981) e Pinto (1985) o ganho de resistência das misturas solo-cal é lento, resultantes de reações pozolânica. Estas podem ser influenciadas por aceleradores de reação, dentre os quais pode-se citar a temperatura.

3.5 EXPANSÃO DOS SOLOS

A expansibilidade de solos, bem como de rochas sedimentares, ígneas e metamórficas alteradas, tem causado inúmeros imprevistos em obras de Engenharia. As modificações volumétricas apresentadas por estes materiais causam, deformações diferenciais em fundações, ocasionam desmoronamento em túneis, provocam desagregação em lastros de ferrovias e em enrocamento de barragem, e vários outros danos causados pela alteração de outras propriedades do solo como consequência da expansão.

Como o presente trabalho estuda a possibilidade do uso de solo estabilizado na construção de barreiras de baixa permeabilidade, o efeito de uma expansão muito grande pode ser drástico para esta barreira, uma vez que expandindo o solo, obviamente aumentará seu índice de vazios, conseqüentemente aumentara também sua permeabilidade. Outro problema que pode surgir com a expansão é o surgimento de pressões no interior das camadas compactadas, essas pressões que podem causar fissuras que se tornam verdadeiros canais condutores de contaminantes através das barreiras. Daí a importância de se conhecer quais são as causas dessas modificações volumétricas.

Quando se discute a variação volumétrica de solos de ambiente tropical, é importante discutir a natureza do solo em questão, pois sua granulometria e constituição, lhes implicam comportamentos diferentes. Um solo arenoso, por exemplo, possui minerais pouco ativos em presença de água, apresentando dessa forma uma pequena variação



volumétrica devido unicamente a pressões de sucção nos capilares do solo, assunto que será tratado no item 3.4.1. Por outro lado os solos argilosos, apresentam uma expansão mais significativa, devido a sua natureza mineralógica que é a responsável por sua capacidade de expansão.

De qualquer forma, haverá mudanças de volume em um solo quando forem modificadas suas condições de umidade, isto ocorre tanto em solos argilosos como em solos arenosos, porém em grandezas bem diferentes, o que é muito importante conhecer para se estudar suas respectivas aplicações.

O que dita a distribuição de solos expansivos no globo são os fatores geológicos e climáticos, principalmente em regiões semi-áridas de zonas tropicais e temperadas. Em regiões onde a evapotranspiração anual excede a precipitação, ocorre a abundância de solo com esse comportamento, isto se sustenta na teoria de que em regiões semi-áridas, a lixiviação baixa ou ausente auxilia na formação de argilominerais expansivos (CHEN, 1975, apud VILAR, 1998).

No Brasil, as formações expansivas mais importantes e conhecidas são as integrantes da bacia sedimentares do Recôncavo Baiano, do Paraná e Rio Grande do Sul.

Segundo Costa Nunes, (1979, *apud* SIMÕES, 1987), na Bahia são representadas pelas Formações do Grupo Ilha e Santo Amaro e pelo Membro médio da Formação São Sebastião. Em São Paulo, Paraná, Santa Catarina e Rio Grande do Sul, formações Taubaté, Guabirotuba, Morro Pelado e Rosário do Sul/Estrada Nova, respectivamente.

3.5.1 TIPOS DE MINERAIS E PRINCIPAIS PROPRIEDADES

Para se conhecer e explicar o comportamento de um determinado solo quanto a sua variação volumétrica, é indispensável estudar os minerais que compõem esse solo. O processo de formação de um solo é o que faz com que ele possua em sua estrutura determinados tipos de minerais e o comportamento destes dita, na maioria das vezes, o comportamento de um solo quanto à variação volumétrica.

Sendo assim, é interessante se conhecer as principais propriedades de alguns grupos de minerais que compõem a fração fina do solo a qual é responsável pelo comportamento plástico do solo e por sua expansão. As informações apresentadas a seguir tiveram como base o trabalho de Vilar (1998).

A estrutura básica dos argilominerais tem como principal característica a união das moléculas dos minerais que os compõem na forma de planos, fazendo parte do grupo dos



filossilicatos (silicatos que tem sua estrutura básica organizada em camadas). As camadas essenciais na estrutura de um argilomineral são compostas de tetraedros de sílica e de octaedros de hidróxido.

As folhas tetraédricas são constituídas por um átomo de silício com quatro átomos de oxigênio ou grupo de hidroxilas, caso seja necessário equilibrar a estrutura. Os tetraedros formam um arranjo hexagonal, que se repete indefinidamente, formando uma camada de composição $\text{Si}_4\text{O}_6(\text{OH})_4$.

As folhas octaédricas são constituídas por um plano de cátions entre dois planos de hidroxilas e oxigênio. Cada cátion é coordenado por seis hidroxilas, que se dispõem nos vértices de um octaedro. A partilha das hidroxilas ou oxigênio pelos octaedros vizinhos, gera arranjo hexagonal de unidades que se repetem formando uma camada.

3.5.1.1 Grupo da Caulinita (1:1)

As camadas do tipo 1:1, que resultam da combinação de uma folha tetraédrica com uma folha octaédrica, são características do grupo da caulinita.

Os minerais do grupo da caulinita, são pouco expansivos, porque não ocorre hidratação das camadas estruturais, devido à distância reticular (entre as camadas) e a adsorção superficial serem muito pequenas. A adsorção superficial é incipiente, devido a estrutura ser quase eletricamente neutra, por não ocorrer ou ocorrer pouca substituição isomórfica. Podem existir pequenas substituições de Al por Fe e/ou Ti nas variedades relativamente menos cristalinas (GRIN, 1962). A haloisita contém água intercamadas, possuindo um espaçamento basal de 1,0nm. Diferenciando-se da caulinita que é de 0,71nm. A capacidade de expansão da haloisita é muito limitada.

Os minerais do grupo da caulinita apresentam baixa capacidade de troca catiônica, da ordem de 1 a 10 meq/100g (GILLOTT, 1987).

De acordo com Carvalho (1997), a caulinita é o mineral mais comum em solos residuais maduros, por ser estável, não caracteriza o solo como problemático, principalmente quanto à característica de plasticidade e expansão (solo medianamente plástico e com comportamento não expansivo).

3.5.1.2 Grupo das Esmectitas (2:1)

As Esmectitas se distinguem, do ponto de vista da expansibilidade intracristalina, devido à água e líquidos orgânicos penetrarem entre as camadas. Pode também haver contração resultante da desidratação (DEER *et al.*, 1966).

Na figura 01, pode-se observar a capacidade de absorção de água entre as camadas estruturais de uma montmorilonita.

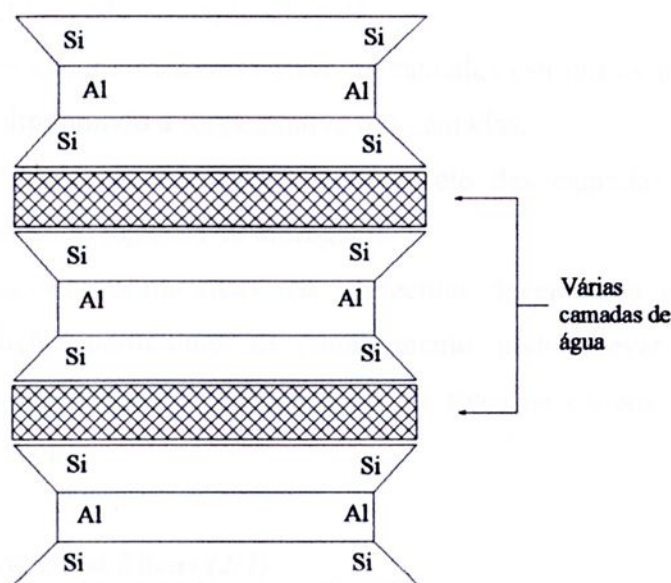


Figura 01: Representação esquemática da estrutura típica de uma montmorilonita (adaptado de YONG *et al.*, 1992)

A montmorilonita é a principal espécie das esmectitas, que são representadas ainda pelas saponitas, ricas em Mg, hectoritas, ricas em Li e Mn, nontronitas, rica em Fe e beidelita, rica em Al.

As partículas da montmorilonita são muito pequenas e finas, tendo uma grande área específica (podendo atingir $800\text{m}^2/\text{g}$), possuindo, portanto, uma enorme plasticidade e um elevado comportamento coloidal (CARVALHO, 1997).

Nas montmorilonitas, quando o Ca e o Mg são os cátions trocáveis predominantes, a expansão é menor, pois esta aumenta com a diminuição da valência do cátion.

Segundo Gomes (1986), a natureza dos cátions intercalares influencia a quantidade de água absorvida. Por exemplo, na montmorilonita-Ca, podem desenvolver-se até duas folhas ou lâminas de água, enquanto que a montmorilonita-Na, pode absorver mais água.

O número de camadas de água dependerá da natureza do cátion, tendo geralmente a montmorilonita cálcica duas camadas por malha unitária, com espaçamento interestrato de aproximadamente 1,55nm e as sódicas uma (1,25nm), duas (1,55nm), três (1,9nm) ou mais camadas por malha unitária (DEER et al., 1966).

A expansibilidade intracristalina permite que ocorra a absorção de várias camadas monomoleculares de água, podendo chegar no máximo a duplicar o volume da partícula (CASTRO, 1974 *apud* JEREMIAS, 1991).

De acordo com Olphen (1963, *apud* JEREMIAS, 1991) a expansibilidade intracristalina das esmectitas pode ser explicada pela:

- Hidratação dos cátions existentes entre as camadas estruturais pelas moléculas polares de água, diminuindo a força atrativa das camadas.
- Adsorção de moléculas de água na superfície das camadas formadas por oxigênio, estabelecendo ligações de hidrogênio.

As maiores variações volumétricas nas esmectitas devem-se a expansibilidade osmótica que, em condições particulares de confinamento, podem levar a pressões de expansão (pressão osmótica) elevadas. A capacidade de troca de cátions do grupo é da ordem de 80 – 150 meq/100g.

3.5.1.3 Grupo das Micas (2:1)

Este grupo é constituído por uma folha octaédrica intercalada a duas folhas tetraédricas sendo as camadas estruturais ligadas por cátion monovalentes, normalmente K^+ . O principal representante do grupo é a Ilita.

A principal diferença entre a ilita e a montmorilonita, é que a primeira não apresenta expansão intracristalina, devido à forte atração eletrostática gerada pelos íons K^+ entre as camadas estruturais.

Apesar disto, na montmorilonita K^+ ocorre expansibilidade intracristalina, pelo número menor de íons potássio e pela carga negativa estar localizada na folha octaédrica, e por isso, a maior distância dos íons K^+ , originando forças eletrostáticas mais fracas, (OLPHEN, 1963 *apud* JEREMIAS, 1991).

A ilita somente manifesta sensibilidade à água em condições de extrema degradação, e esta ocorre devido a perda de íons K^+ das arestas expostas das partículas, tornando-a muito plástica.

Segundo Gomes (1986), a illita possui maior carga elétrica negativa por unidade de superfície do que a montmorilonita, e a carga negativa da illita está localizada na folha tetraédrica, ou seja, mais próxima dos cátions intercalares. Ao contrário, na montmorilonita a carga está concentrada na folha octaédrica. Assim, as forças estruturais intercamadas nas illita são mais fortes, e a água e outros líquidos polares dificilmente podem penetrar entre aquelas camadas. A capacidade de troca de cátions do grupo é da ordem de 10 – 40meq/100g.

3.5.1.4. Grupo da Clorita (2:1:1)

O grupo das cloritas apresenta camadas do tipo 2:1 regularmente intercaladas com uma folha octaédrica (folha intercamadas), onde o cátion coordenado pelas hidroxilas é normalmente o Mg^{2+} , podendo ser Fe^{2+} ou Al^{3+} e menos freqüentemente o Li^{+} (GOMES, 1986).

Possui um espaçamento basal de 1,4nm (GRIM, 1962). Podem ser dioctaédricas, ditrioctaédricas, e mais freqüentemente trioctaédricas.

De acordo com Gillott (1987), a capacidade de troca de cátions das cloritas é pequena, na ordem de 10 – 40meq/100g. Algumas cloritas denominadas “cloritas expansivas”, quando tratadas com glicerol, mostram um aumento do espaçamento basal, que normalmente é de 1,4nm.

3.5.1.5 Grupo da Vermiculita (2:1)

A vermiculita possui uma expansão mais limitada que a montmorilonita na presença de água e outras moléculas polares.

Segundo Carcedo (1986), a vermiculita têm uma capacidade expansiva pouco menor que a montmorilonita na presença de cátions bivalentes, sendo que para cátions monovalentes é variável: semelhante no caso do Li, muito inferior para o Na e inexistente para o K.

A maior diferença entre as vermiculitas e as esmectitas, é que aquelas não expandem além de 1,5 nm (LOUGHNAN, 1969 *apud* JEREMIAS, 1991).

O espaçamento basal do grupo, varia entre 1,0 nm e 1,5 nm, dependendo do cátion de troca e diminui com a desidratação. Estes minerais argilosos apresentam uma alta capacidade de troca catiônica, que está num intervalo de 100 a 150meq/100g.



3.5.1.6 Grupo dos Interestratificados

Devido a semelhança entre as estruturas básicas, pode ocorrer a intercalação de mais de um tipo de mineral argilosos.

Ocorrem com frequência os interestratificados: montmorilonita-clorita, montmorilonita-ilita, clorita-vermiculita, ilita-vermiculita-ilita e vermiculita-clorita. Os interestratificados, com potencial expansivo maior, são os de montmorilonita-vermiculita.

3.5.2 SOLOS DE CARACTERÍSTICAS ARGILOSAS

Todas as argilas são constituídas por partículas cristalinas extremamente pequenas, de um número restrito de minerais conhecidos como “argilominerais”. As argilas podem ser compostas por partículas de um ou uma mistura de diversos argilominerais.

Segundo Santos (1989), as argilas além dos argilominerais, geralmente contêm outros materiais e minerais tais como: matéria orgânica, sais solúveis, partículas de quartzo, pirita, mica, calcita, dolomita e outros minerais residuais, além de minerais não-cristalinos ou amorfos.

Os argilominerais pertencem a classe dos filossilicatos e organizam-se em folhas e camadas, sendo constituídos pela alternância de unidades compostas por tetraedros de oxigênio e silício ou alumínio, e algumas vezes de Fe^{+3} no centro dos octaedros de oxigênio ou OH^- com o centro ocupado por cátions como Al^{3+} , Fe^{3+} , Mg^{2+} , Fe^{2+} , e mais raramente Ni^{2+} (GRIM, 1962).

A divisão dos grupos em subgrupos dioctaédricos, trioctaédricos, é feita com base na valência do cátion presente nas folhas octaédricas das camadas estruturais. As folhas são dioctaédricas quando dois terços das posições disponíveis são ocupadas por cátions trivalentes, e trioctaédricas quando todas as posições estão ocupadas por cátions bivalentes.

Segundo a nomenclatura recomendada pela Association Internationale pour l'Étude des Argiles (JEREMIAS, 1991), os minerais argilosos são constituídos pelo agrupamento de átomos na forma de folhas, que se combinam em camadas. O conjunto de camadas estruturais básicas e dos espaços intercamadas que se repetem, são denominadas unidades estruturais. Desta forma, a estrutura dos minerais argilosos resulta da combinação do empilhamento das folhas de silício (Figura 02) e dos octaedros de alumínio ou magnésio (Figura 03).



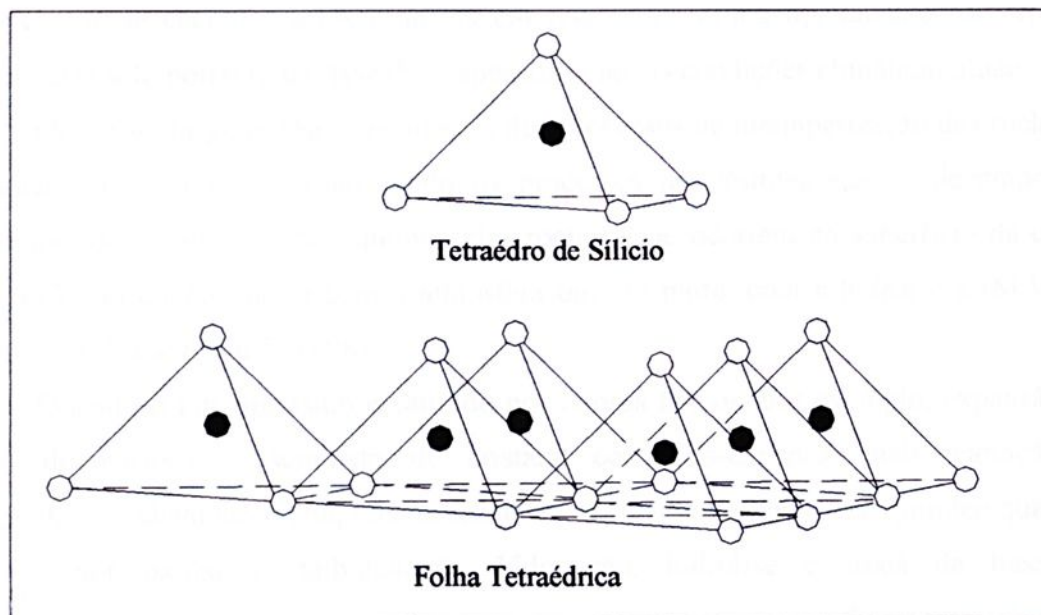


Figura 02: Esquema de uma folha tetraédrica de silício e oxigênio (Adaptado de GRIN, 1962).

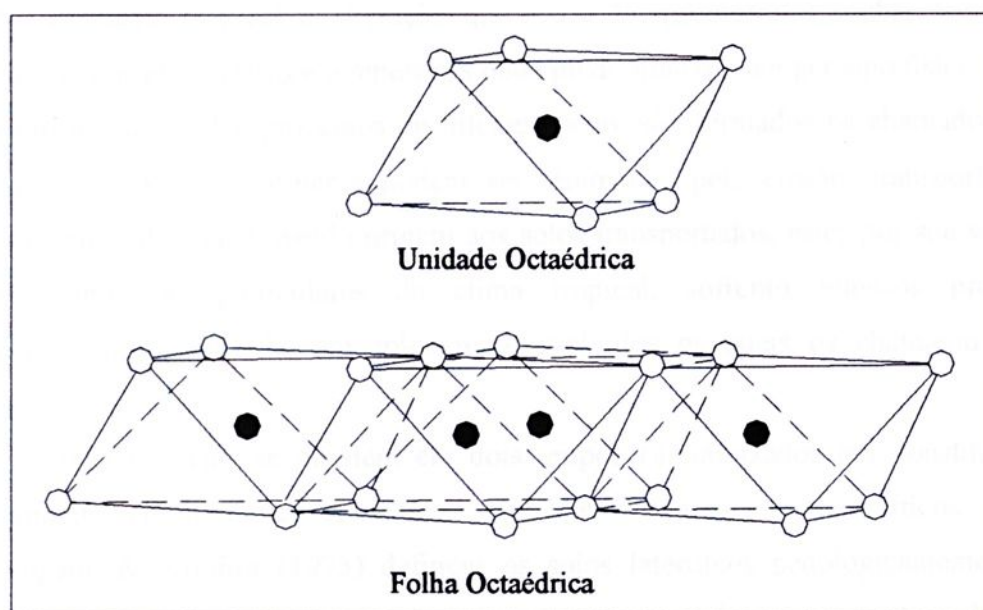


Figura 03: Esquema de uma folha octaédrica (adaptado de GRIN, 1962)

3.5.3 SOLOS TROPICAIS

Este tópico está voltado a formação e composição dos solos tropicais, uma vez que este será o solo utilizado neste trabalho.

A formação dos solos tropicais está intimamente ligada ao clima reinante quando de sua formação, mais especificamente às condições de temperatura e pluviosidade. Porém é

possível que se encontre solos tropicais em regiões de clima tipicamente não tropical, estando este solo portanto em fase de adaptação às novas condições climáticas atuais.

Os solos em geral são provenientes dos processos de intemperização das rochas. O intemperismo é definido como sendo os processos de desintegração e decomposição (decomposição mineralógica e química das rochas) que ocorrem na superfície da crosta, em função do contato desta com a atmosfera ou, em parte, com a hidrosfera (MACIEL FILHO, 1994 *apud* BOFF, 1998).

Quando o intemperismo é causado por fatores físicos, por exemplo, expansão por alívio de tensões, crescimento de cristais, contração-expansão pela variação da temperatura, é chamado intemperismo físico e é chamado intemperismo químico quando é causado por oxidação, carbonatação, hidratação, hidrólise e troca de bases. O intemperismo físico é o conjunto de processos que desintegram e fragmentam a rocha, enquanto o intemperismo químico é o conjunto de processos que levam à decomposição da rocha.

No ambiente tropical a alteração química e bioquímica das rochas tem maior influência que nos climas frios e temperados onde predomina o intemperismo físico.

Com a ação destes processos de intemperismo, são formados os chamados solos residuais, os quais posteriormente podem ser removidos pela erosão, transportados e depositados em outro local, dando origem aos solos transportados, estes por sua vez, sob condições climáticas particulares de clima tropical, sofrerão intensos processos pedogenéticos que resultarão em solos mais evoluídos os quais os chamamos solos tropicais.

Os solos tropicais se dividem em dois grupos caracterizados por constituição e comportamento bem diferentes, são eles; os solos lateríticos e os solos saprolíticos

Nogami & Villibor (1995) definem os solos lateríticos pedologicamente como sendo uma variedade de solo superficial pedogenético que é típico das partes bem drenadas das regiões tropicais úmidas.

Os mesmos autores definem solos saprolíticos como aqueles que resultam da decomposição e ou da desagregação *in situ* da rocha, conservando ainda de maneira nítida a estrutura da rocha que lhe deu origem, sendo dessa forma um solo residual.

Como a área de empréstimo estudada neste trabalho possui solo laterítico, como é mostrado no item 2.3 do anexo A, será estudado o comportamento e constituição de solos tropicais lateríticos.



Devido a importância que os minerais tem no comportamento expansivo do solo é importante saber os constituintes mineralógicos mais freqüentemente encontrados em cada fração granulométrica dos solos lateríticos para se tentar entender a expansão deste tipo de solo.

3.5.3.1 Constituição dos grãos das frações Areia e pedregulho de solos lateríticos

Os solos lateríticos apresentam uma mineralogia relativamente simples. O quartzo é um mineral encontrado com muita freqüência e, quase sempre, de maneira predominante nas frações areia e pedregulho desses solos, sendo também encontrado em solos não tropicais, sua ocorrência é tão comum que quando não se especifica o mineral da fração areia e pedregulho dos solos, pode-se admitir que o constituinte é o **quartzo**.

Outros minerais resistentes à ação de intempéries podem também ocorrer nesses solos. Dentre eles destacam-se aqueles designados genericamente de minerais pesados, dos quais são encontrados com maior freqüência os seguintes: **magnetita**, **ilmenita**, **rutilo**, **turmalina**, **zircão**, etc. A magnetita e a ilmenita podem, às vezes, ser os minerais predominantes da fração areia dos solos conhecidos por “terra roxa” e “terra roxa estruturada”, segundo terminologia pedológica. Esses solos são muito freqüentes na região centro sul e sul da Brasil (NOGAMI & VILLIBOR, 1995).

Outro mineral (associação de minerais) que freqüentemente ocorre os solos superficiais lateríticos, principalmente na fração pedregulho, é a laterita ou concreção laterítica, constituída essencialmente por óxidos hidratados de ferro e alumínio. A essa substância geralmente associam-se a magnetita, a ilmenita, a **hematita** e sobretudo o quartzo.

3.5.3.2 Constituição dos grãos da fração silte de solos lateríticos

Similarmente ao caso da fração areia, a constituição mineralógica dessa fração é quase sempre muito simples, sendo nítida a predominância do quartzo. Nos solos desenvolvidos com contribuição importante de rochas básicas, sobretudo basaltos, podem ocorrer siltes nos quais os constituintes predominantes são a magnetita e a ilmenita.

A laterita (forma concrecionada de óxidos hidratados de ferro e/ou alumínio) também pode ocorrer nessa fração; contudo, é difícil de ser distinguida dos torrões de

argila não totalmente desagregáveis pelo processo de dispersão utilizado na separação da fração argila para determinação granulométrica.

De maneira geral, os constituintes distintos do quartzo, acima considerados, contribuem nas propriedades e comportamento dos solos que os contêm, de maneira similar à considerada na fração areia.

3.5.3.3 Constituição dos grãos da fração argila de solos lateríticos

A fração argila dos solos lateríticos caracteriza-se por conter elevada porcentagem de óxidos e hidróxidos de Fe e de Al. Em casos extremos, podem-se ter, inclusive, solos lateríticos nos quais na fração argila predominam minerais não argílicos.

O argilomineral geralmente presente na fração argila dos solos lateríticos é a caulinita, que é o membro da família dos argilominerais menos ativos coloidalmente. Essa atividade é ainda reduzida quando se associa aos óxidos e hidróxidos de Fe ou de Al. Somando esses fatos às peculiaridades dos óxidos e hidróxidos considerados, pode-se justificar o comportamento peculiar dos solos lateríticos.

3.5.3.4 Influência da mineralogia no comportamento expansivo

A mineralogia básica dos solos tropicais é composta por quartzo, óxidos e hidróxidos de Fe, Al e Ti e caulinita. Tais minerais apresentam baixa capacidade de troca catiônica e, portanto, baixo potencial expansivo, o que faz com que a esmagadora maioria dos solos, evoluídos em clima tropical úmido, apresentem baixo potencial expansivo.

De uma maneira geral, os solos lateríticos, mesmo que sejam argilas ou muito argilosos, possuem pequena expansão, quando compactados na umidade ótima correspondente à massa específica aparente seca máxima da energia adotada. Além disso, os solos considerados apresentam expansão pouco dependente da sobrecarga, porém os mesmos solos compactados no ramo úmido da curva de compactação, podem apresentar expansões relativamente elevadas (acima de 1%) (NOGAMI & VILLIBOR, 1995)

3.5.4 MECANISMO DE EXPANSÃO

Os mecanismos de expansão podem ser mecânicos e/ou físico-químicos. A expansão mecânica ocorre em resposta às forças de descompressão elásticas e estão



relacionadas ao fator tempo; na prática podem ser devidas às escavações feitas pelo homem, à ação dos movimentos tectônicos e a erosão (TAYLOR & SMITH, 1986 *apud* JEREMIAS, 1991).

Segundo Snethen *et al.*, (1977 *apud* CARCEDO *et al.*, 1986) os mecanismos físico-químicos que determinam o potencial expansivo de uma argila, são: Atração superficial das partículas; Hidratação dos cátions; Pressão osmótica (importante em condições de umidade e concentração iônica elevadas).

Segundo Gomes (1986), a expansão físico-química é governada por forças repulsivas entre as partículas dos minerais argilosos, uma vez que as forças atrativas são muito pequenas em comparação com o conjunto das cargas exteriores. As partículas são envolvidas por duplas camadas elétricas, cujas características dependem da carga elétrica global das partículas e dos cátions de troca, que estão em solução na água livre dos poros. A concentração do eletrólito, a valência dos cátions e a temperatura são muito importantes na expansibilidade físico-química. Assim, os cátions monovalentes e em fraca concentração, geram duplas camadas difusas mais amplas, e conseqüentemente, maiores pressões de expansão.

Gomes (1986) ainda cita que um processo adequado de troca catiônica pode, em alguns casos, diminuir as propriedades expansivas das argilas e facilitar a estabilidade dos materiais geológicos argilosos. Como por exemplo, cita o tratamento com água de cal (hidróxido de cálcio), que pode ser útil na estabilização de argilas sódicas.

A propriedade mais importante das argilas expansivas é a capacidade de mudar de volume pela absorção de moléculas de água ou de outros íons polares em sua estrutura.

Isso acontece pelo fato das argilas possuírem um diâmetro de grãos menores que 2 μm e uma forma cristalográfica em folhas. Estes fatores dão a argila uma área superficial muito grande o que lhe confere, em conjunto com a força de atração iônica, a propriedade de adsorção de água. Todas as argilas atraem água para as suas superfícies (adsorção), mas somente algumas a conduzem para a sua estrutura (absorção), Figura 04..



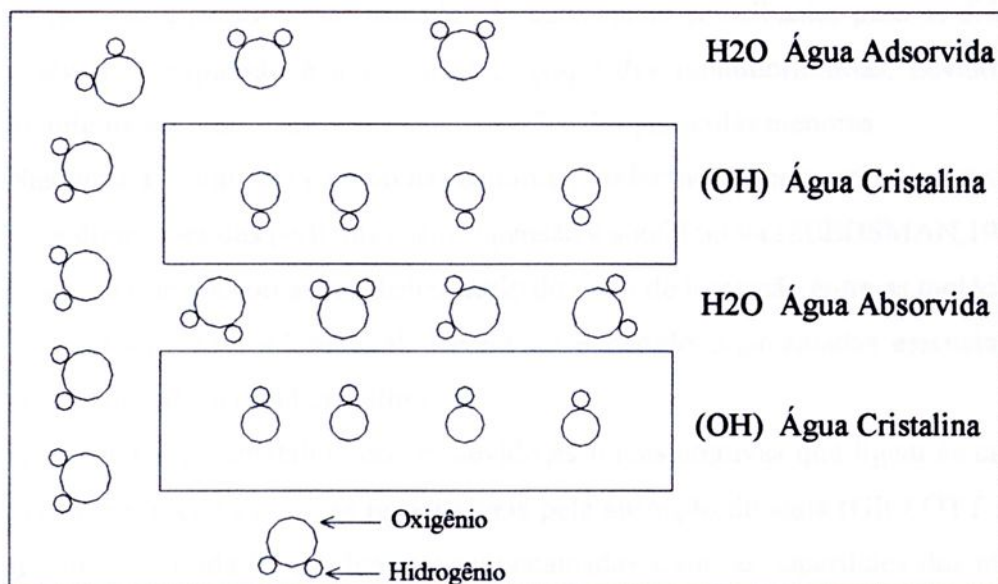


Figura 04: Formas com que as moléculas de água são encontradas no interior dos solos (adaptado de VELDE, 1992).

Este segundo processo é que provoca a expansão, já que a água absorvida é quem ocupa os espaços intra-estruturais dos argilominerais gerando o aumento de volume.

O grupo das esmectitas, grupo argilomineral conhecido por sua expansão, atraem água entre as folhas das camadas da estrutura, mudando seu volume.

A hidratação é mais forte quando a carga da unidade estrutural é menor, como é o caso das esmectitas (montmorilonitas, beidelitas, hectoritas). Nas esmectitas ocorrem variações significativas de hidratação e como consequência de volume, pelas variações de carga, que normalmente ocorrem pelas substituições isomórficas e cátions adsorvidos.

Nas montmorilonitas a hidratação é mais forte segundo a seguinte sequência: montmorilonita Na > montmorilonita K > montmorilonita Mg > montmorilonita Ca. Verificou-se ainda que o efeito é muito mais fraco nas argilas de carga alta, como nos interestratificados do grupo da caulinita (TESSIER, 1986 *apud* PEJON, 1995).

O processo de expansão das argilas se deve a interação das moléculas polares de água e a carga elétrica superficial (SEEDSMAN, 1986 *apud* PEJON, 1995). As argilas têm grandes superfícies com cargas negativas, que são compensadas por cátions adsorvidos e pelas moléculas de água orientadas, que representam um papel importante na expansão.

Pejon (1995) diz que são dois os tipos de camadas de hidratação: Água adsorvida com cerca de 1nm de espessura (expansão cristalina); Dupla camada da água – com 10 a 20nm de espessura (expansão osmótica).

Apesar das espessuras das camadas de água serem semelhantes para os diferentes tipos de argila, a expansão é maior para o grupo das montmorilonitas, devido a sua superfície interna ser mais acessível e as dimensões das partículas menores.

Nas ilitas a hidratação é como nas caulinita, preferencialmente externa, mas devido às pequenas dimensões das partículas, sua expansão é significativa (SEEDSMAN,1993).

Segundo este mesmo autor, dependendo do nível de interação entre as moléculas de água e a superfície do argilomineral, haverá ou expansão intercamadas essencialmente osmótica, ou estrutural a nível cristalino.

A expansão intracristalina ocorre devido às forças atrativas que ligam as camadas estruturais, serem menores que as responsáveis pela absorção de água (GILLOTT, 1987). Assim, a água absorvida forma diversas monocamadas sobre as superfícies dos minerais argilosos, separando suas partículas ou suas unidades estruturais, Figura 05.

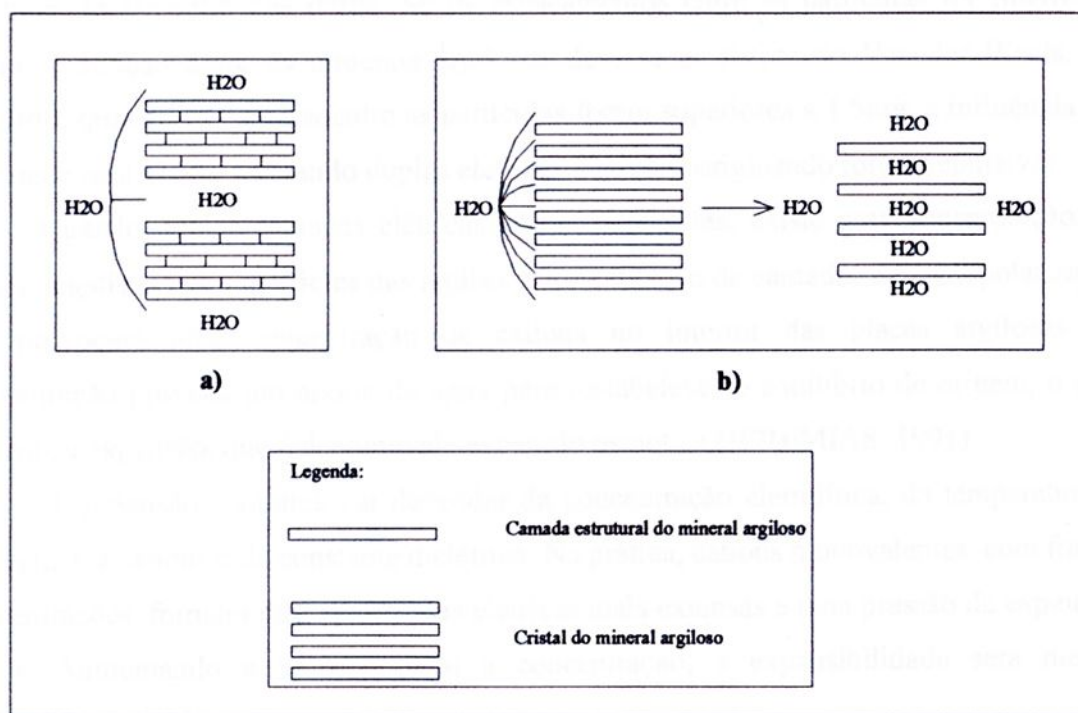


Figura 05: Absorção de água por argilominerais - a) absorção intercamada de água num mineral argiloso do tipo 2:1 não expansivo (ilita); b) absorção intracristalina de água num mineral argiloso do tipo 2:1 expansivo (montmorilonita) (adaptado de GILLOTT, 1987)

Segundo Jeremias (1991), a absorção de água pelas superfícies internas das argilas está relacionada com o tipo de cátion intercalar, por exemplo, as montmorilonitas cálcicas absorvem até duas camadas monomoleculares de água, enquanto as montmorilonitas sódicas, podem absorver um número maior. As esmectitas, vermiculita, cloritas

expansivas, haloisita e alguns minerais interestratificados, apresentam expansibilidade intracristalina.

A expansão cristalina vai depender, sobretudo da energia livre superficial, ou seja, da afinidade da superfície sólida com a água. Este processo é muito importante nas esmectitas.

A expansão osmótica, também chamada expansão da dupla camada elétrica, ocorre com a entrada de molécula de água entre as camadas de argilas 2:1, principalmente nas montmorilonitas, com íons monovalentes intercamadas. Seu espaçamento pode passar de 1,9nm para 3 ou 4nm e chegar a 13 nm (SEEDSMAN, 1993). Se o cátion intercamada for bivalente (Ca ou Mg), o espaçamento se manterá em 1,9nm (AUÑON, 1990 *apud* PEJON, 1995).

Segundo Taylor & Smith (1986 *apud* JEREMIAS, 1991), a expansão osmótica vai depender do tamanho dos poros. Se os espaçamentos entre as partículas for inferior a 1,5nm, a atração entre os minerais argilosos deve-se as forças de Van der Waals, ao contrário, quando os espaços entre as partículas forem superiores a 1,5nm, a influência do fenômeno será maior, formando duplas elétricas distintas, originando forças repulsivas

Quando duplas camadas elétricas estão sobrepostas, existe uma concentração de cargas negativas nas superfícies das argilas, e uma ligação de camadas de água polarizada, que provocam uma concentração de cátions no interior das placas argilosas. A concentração provoca um aporte de água para restabelecer o equilíbrio de origem, o que aumenta a expansão, que é denominada expansão osmótica (JEREMIAS, 1991).

A expansão osmótica vai depender da concentração eletrolítica, da temperatura e valência dos cátions e da constante dielétrica. Na prática, cátions monovalentes, com fracas concentrações, formam duplas camadas elétricas mais extensas e uma pressão de expansão maior. Aumentando a valência e/ou a concentração, a expansibilidade será menor (JEREMIAS, 1991).

Segundo Taylor & Smith (1986 *apud* JEREMIAS, 1991), os mecanismos de expansão osmótica da caulinita são mecânicos, na illita vai depender do tipo de cátion, nas montmorilonitas sódicas os efeitos da expansão são físico-químicos, e nas cálcicas terá os dois tipos de mecanismos.



3.5.5 FATORES QUE INFLUENCIAM A EXPANSÃO

As características expansivas de um solo são manifestadas quando houver disponibilidade de água, e isso geralmente ocorre pela infiltração de águas pluviométricas ou pela elevação do nível freático. No caso das barreiras propostas neste trabalho, além destas condições de umidade, as barreiras estarão em grande parte do tempo expostas à condições de umidade normais de aterros sanitários e lagoas de tratamento.

Segundo Simões (1987 *apud* VILAR, 1998), quando um solo é submetido a condições de umidade há a ocorrência de gradientes que fazem com que haja movimentação de água em seu interior. Esses gradientes devem-se a gravidade (Infiltração ou variação do N.A.), sucção por capilaridade (zona de ascensão capilar) e osmótica (pela diferença de concentração de íons na água), além do gradiente térmico que origina um fluxo de água nas fases líquida e gasosa das zonas mais quentes para as mais frias. Havendo esta movimentação, grande parte do solo terá contato com água, e essa hidratação é a responsável por grande parte da expansão. Dessa forma esses fatores que influenciam esta movimentação, conseqüentemente influenciam também a expansão.

O mesmo autor ainda afirma que a expansão de um solo está fundamentalmente ligada aos seus fatores intrínsecos, como:

- 1) Tipo e teor dos argilominerais presentes, tais como os grupos das esmectitas, como a montmorilonita, beidelita, nontronita, saponita e dos grupos interestratificados;
- 2) Tipo e concentração dos cátions adsorvidos na partícula, sendo que a capacidade expansiva diminui na seguinte ordem: Na, K, Ca, Mg, Al, Cr e Fe
- 3) Tipo e resistência da cimentação, quanto mais forte entre as partículas, menores as expansões;
- 4) A umidade e densidade iniciais, materiais mais úmidos e menos densos apresentam menores expansões;
- 5) Macroestrutura do material: presença de trincas, fissuras, descontinuidades, etc, no maciço, relaxam as pressões desenvolvidas pela expansão;
- 6) Histórias de tensões e umedecimento;
- 7) Temperatura.



3.5.6 MÉTODOS DE IDENTIFICAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS EXPANSIVOS

Durante as etapas preliminares de um projeto alguns métodos são úteis para a identificação de solos potencialmente expansivos, alertando os técnicos à necessidade de ensaios usando técnicas quantitativas de predição da expansão.

Existem vários critérios para a avaliação e determinação da expansibilidade de solos e rochas, que são baseados na composição mineralógica, no teor da fração argila, nos limites de consistência e nos ensaios de expansão e pressão de expansão (FRAZÃO, 1981 apud VILAR, 1998).

São inúmeros os métodos utilizados para a identificação e classificação de solos expansivos, desde técnicas simples até muito sofisticadas. Estes métodos podem ser classificados em duas categorias, sendo estas:

a) Técnicas indiretas

- Difração de raio X;
- Análise Térmica Diferencial (ATD);
- Adsorção de corantes;
- Espectroscopia no infravermelho;
- Capacidade de troca de íons;
 - Titulação com azul de metileno.
 - Método da mancha
- Microscopia Eletrônica;
- Limites de Atterberg;
- Índice de atividade do solo.

b) Técnicas diretas

- Expansão livre;
- Pressão de expansão;
 - Método da amostra a volume constante;
 - Ensaio edométrico direto;
 - Ensaaios edométricos múltiplos;
 - Ensaaios edométricos duplos;
 - Ensaio edométrico simples.
- Ensaio de CBR (Compact Bearing Radio)



3.6 CONTRAÇÃO DE SOLOS

Assim como o comportamento expansivo do solo, tratado anteriormente, depende entre outras coisas da granulometria do solo em questão, o comportamento contráctil de um solo, obviamente, também depende. Solos de granulometria fina geralmente apresentam altos valores de expansão, devido a alta capacidade de absorção de água, e tendem também a apresentar altos valores de contração ao perder esta. Já solos arenosos, que apresentam baixos valores de expansão, podem apresentar valores críticos de contração quando, da perda d'água, surgirem tensões internas superiores as de resistência do solo.

A capilaridade e a sucção são dois fenômenos importantes que serão tratados nessa seção pois geram forças internas que influenciam o comportamento quanto à contração de determinados tipos de solo. Como dito anteriormente, a granulometria é um importante fator a ser analisado, isso porque a capilaridade e a sucção dependem do tamanho dos poros existentes no interior dos solos, o que está intimamente ligados à granulometria dos mesmos.

As variações volumétricas dos solos tem sido geralmente estudadas por profissionais da área viária, dando muito mais atenção ao comportamento expansivo dos solos do que seu comportamento quanto à contração. Porém em determinadas regiões, o solo apresenta características contráteis, e este comportamento se torna preocupante para determinados tipos de obras de engenharia.

Em rodovias, por exemplo, se o solo usado na compactação das camadas apresentar uma contração muito elevada, haverá o surgimento de fissuras ou até rachaduras no momento em que as camadas do pavimento estiverem expostas a condições que permitam a perda d'água para o meio. Essas rachaduras ~~permitirão a entrada de água nas camadas do~~ pavimento podendo diminuir drasticamente a capacidade de suporte e/ou a deformabilidade do pavimento (NOGAMI & VILLIBOR, 1995).

No caso de barreiras de proteção ambiental, usadas para impermeabilização de fundo de lagoa de tratamento ou na base de aterros sanitários, é intuitivo imaginar que qualquer fissura causada pela contração excessiva do solo passará a ser verdadeiros condutos de poluentes.

Tendo em vista a utilização do trabalho em questão, torna-se importante o conhecimento dos mecanismos de contração dos solos bem como os valores máximos de



contração apresentados pelos corpos de prova estabilizados com cimento e cal, uma vez que se espera que a estabilização de solos com esses aglomerantes melhore as características do solo nesse aspecto também.

Para se falar dos mecanismos de contração de solos é preciso entender as interações das forças que agem no interior do mesmo nas situações representadas pela presença de água e após sua saída. Para entender o equilíbrio destas forças internas é importante o conhecimento de umas das propriedades mais importantes dos solos, a *coesão*.

3.6.1 COESÃO

Coesão é a resistência que a fração argilosa empresta ao solo pela qual ele se torna capaz de se manter íntegro, em forma de torrões ou blocos. Pode-se definir coesão como a resistência ao cisalhamento de um solo quando, sobre ele, não atua pressão interna alguma (VARGAS, 1978).

Segundo Vargas (1978) essa resistência pode ter origem de três maneiras:

a) A primeira delas diz respeito à presença de um material cimentante aglutinando os grãos entre si. Esse aglomerante é geralmente constituído por grãos extremamente finos coagulados entre os grãos que desempenha um papel idêntico ao que o cimento Portland desempenha no concreto, aglutinando os agregados.

b) Outra provável origem dessa resistência é no efeito de ligações entre os grãos muito próximos uns dos outros, exercida pelo potencial atrativo de natureza molecular ou coloidal, é a chamada "*coesão verdadeira*".

c) Essa resistência pode ter ainda sua origem no efeito de pressões capilares na água intersticial, quando o corpo de prova, ou camada de solo, sofre esforço de ruptura. Os grãos tendem a moverem-se uns em relação aos outros e, então, formam-se meniscos capilares entre seus pontos de contato. Os grãos são nesse caso, pressionados uns contra os outros pelo efeito de tensão superficial que age ao longo da linha de contato entre o grão sólido e o filme de água. É a chamada "*coesão aparente*".

Nos solos tropicais, a intensa lixiviação durante sua gênese é responsável por intensa remoção da fração fina (argilosa) e a parcela da fração argilosa restante é composta por argilas de baixa atividade. Nestes casos, a coesão aparente é o tipo de coesão reinante, e sua existência é devida às forças capilares presentes no solo.

A entrada de água no solo faz com que o equilíbrio de forças coesivas antes estabelecido seja modificado, isso pelo surgimento de novas componentes de força. Dessa



forma é interessante estudar a maneira que o solo absorve a água, e os fenômenos que explicam esse ganho de água são a *sucção* e a *capilaridade*.

A importância que estes fenômenos tem no comportamento contrátil de um solo não está no momento de ganho de água, porém em sua saída, neste momento de perda d'água novamente há um rearranjo das forças internas buscando novamente o equilíbrio e é este o momento que o solo passa a ter um comportamento contrátil.

3.6.2 SUCCÃO

A retenção de água no solo e os gradientes que determinam o fluxo podem ser expressos, quantitativamente, em termos da energia livre da água do solo, em relação à água padrão. A energia livre é representada em termos de um potencial equivalente ou pressão de sucção (FREDLUND & RAHARDJO, 1993).

O mesmo autor diz que o Potencial Total da água do solo (ψ), representa o trabalho útil que deve ser realizado em uma quantidade infinitesimal de água pura, para conduzi-la, reversível e isotermicamente, desde um reservatório sob condições padronizadas (isto é água pura, em uma determinada cota e sujeita à pressão atmosférica) – Ponto A – até a água no solo, na cota de interesse (Ponto B). A figura 06 esquematiza essa definição:

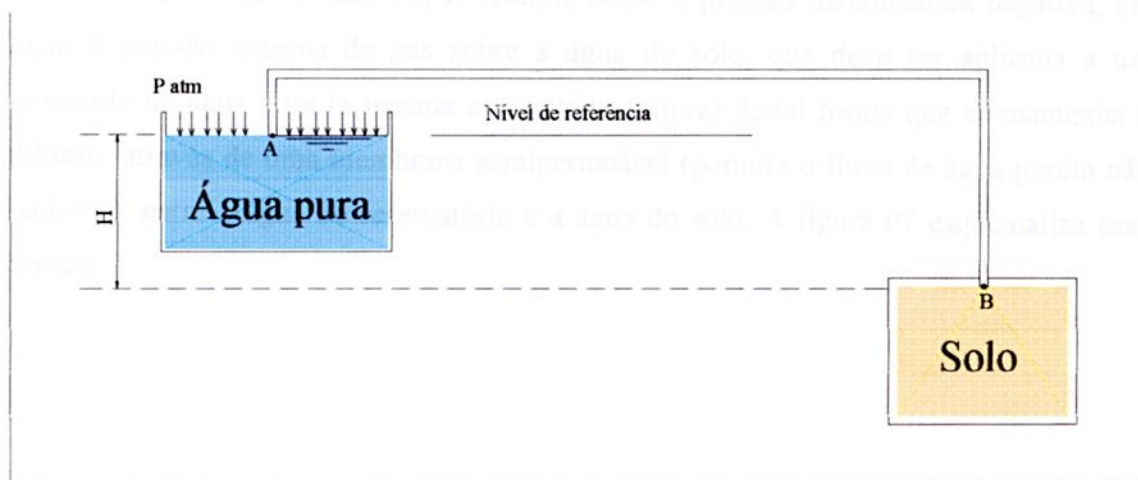


Figura 06: Esquema ilustrativo da definição de potencial total da água no solo (adaptado de FREDLUND & RAHARDJO, 1993)

Ainda segundo o mesmo autor, os componentes do potencial total são o potencial osmótico, o potencial gravitacional, o potencial matricial e o potencial pneumático. Existem ainda outros potenciais, como o potencial de consolidação e o potencial térmico, que não serão considerados no presente texto por terem menor importância no comportamento geotécnico de solos.

O Potencial Osmótico (ψ_{os}) ou de soluto reflete a influência da presença de solutos na água do solo. O Potencial Gravitacional (ψ_g) traduz a componente de posição, isto é, o fato de que a água no solo esteja em cota diferente da água do reservatório padrão ($h \neq 0$). O Potencial Matricial (ψ_m) decorre de forças de capilaridade e de adsorção originadas da interação entre a matriz de solo e a água. O Potencial Pneumático (ψ_{pn}) origina-se de pressões externas de gás diferente da pressão atmosférica.

Dessa forma pode-se escrever que o potencial total é a soma dos potenciais osmótico, gravitacional, matricial e pneumático.

$$\psi = \psi_{os} + \psi_g + \psi_m + \psi_{pn} \quad (01)$$

A interação solo-água pode também ser quantificada a partir da afinidade que um solo não saturado tem por água. Se um solo for colocado em contato com água de um reservatório ele absorve parcela dessa água, isto é, ele exerce uma sucção sobre esta água.

A sucção total do solo (S) é definida como a pressão manométrica negativa, em relação à pressão externa de gás sobre a água do solo, que deve ser aplicada a um reservatório de água pura (a mesma cota e temperatura) de tal forma que se mantenha o equilíbrio, através de uma membrana semipermeável (permite o fluxo de água porém não de solutos), entre a água do reservatório e a água do solo. A figura 07 esquematiza essa definição.

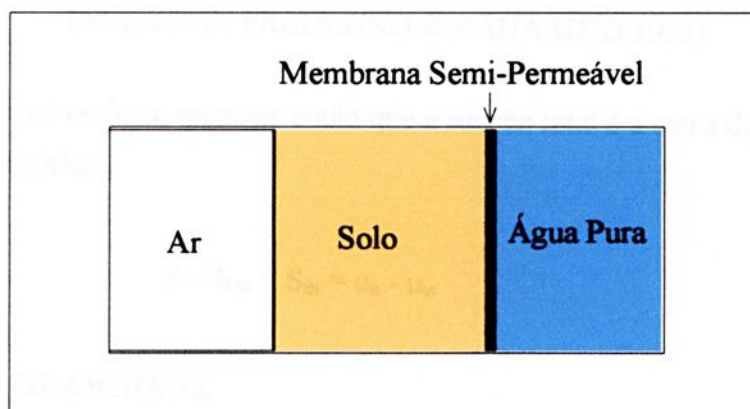


Figura 07: Esquema ilustrativo da definição de sucção. Corresponde a $u_a - u_w$ de sorte a não haver fluxo através da membrana semipermeável. Comumente $u_a = p_{atm}$ (adaptado de FREDLUND & RAHARDJO, 1993)

Quando os potenciais gravitacionais e pneumáticos podem ser desprezados, a sucção total corresponde ao potencial total. Nestas condições, a sucção total pode ser separada em suas duas componentes, a sucção osmótica e a sucção matricial, que correspondem, respectivamente, ao potencial osmótico e ao potencial matricial.

A sucção osmótica (S_{os}) equivale a sucção total quando o solo se encontra saturado, ou seja, quando a componente matricial não ocorre, restando apenas o efeito da concentração de solutos.

Em contrapartida a sucção matricial (S_m) equivale a sucção total quando a água do solo é idêntica a água padrão (água pura ou solução com a mesma composição da água do solo), restando apenas o efeito da matriz do solo (capilaridade e adsorção).

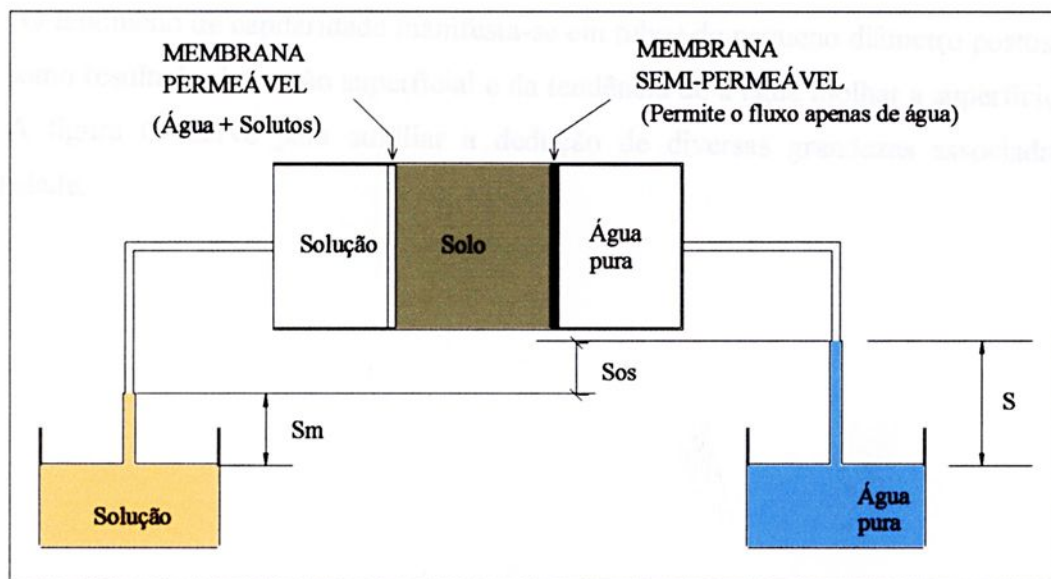


Figura 08: Esquema ilustrativo da definição de sucção matricial, osmótica e total

(adaptado de FREDLUND & RAHARDJO,1993).

Dessa forma pode-se escrever então que a sucção total é a soma da sucção matricial com a sucção osmótica.

$$S = S_{os} + S_m = u_a - u_w \quad (02)$$

3.6.3 CAPILARIDADE

Nos diferentes estados físicos presentes em uma porção de solo não saturado, a presença de sólidos, de ar e de água faz com que ocorram diferentes interfaces e interações entre estes componentes. Interações como, por exemplo, pelo contato da água com as partículas sólidas, pelas interfaces ar-água e pela forma com que o ar pode ser encontrado no interior da água, seja na forma de bolhas ou dissolvido.

Na interface ar-água desenvolve-se uma membrana contráctil, decorrente da atuação de forças intermoleculares. Uma molécula de água presente no interior da massa de água sofre a atuação de forças iguais em todas as direções, o que não acontece com as moléculas presente na interface da água com o ar, pois as moléculas de água na superfície são atraídas para o interior da massa de água com mais intensidade do que pelo ar.

Para que ocorra o equilíbrio entre as solicitações, a superfície do líquido se contrai e fica tracionada. A propriedade que expressa o estado de tensão na interface chama-se tensão superficial (T_s). (FREDLUND & RAHARDJO,1993)

O fenômeno de capilaridade manifesta-se em tubos de pequeno diâmetro postos em água, como resultado da tensão superficial e da tendência de a água molhar a superfície do tubo. A figura 09 serve para auxiliar a dedução de diversas grandezas associadas à capilaridade.



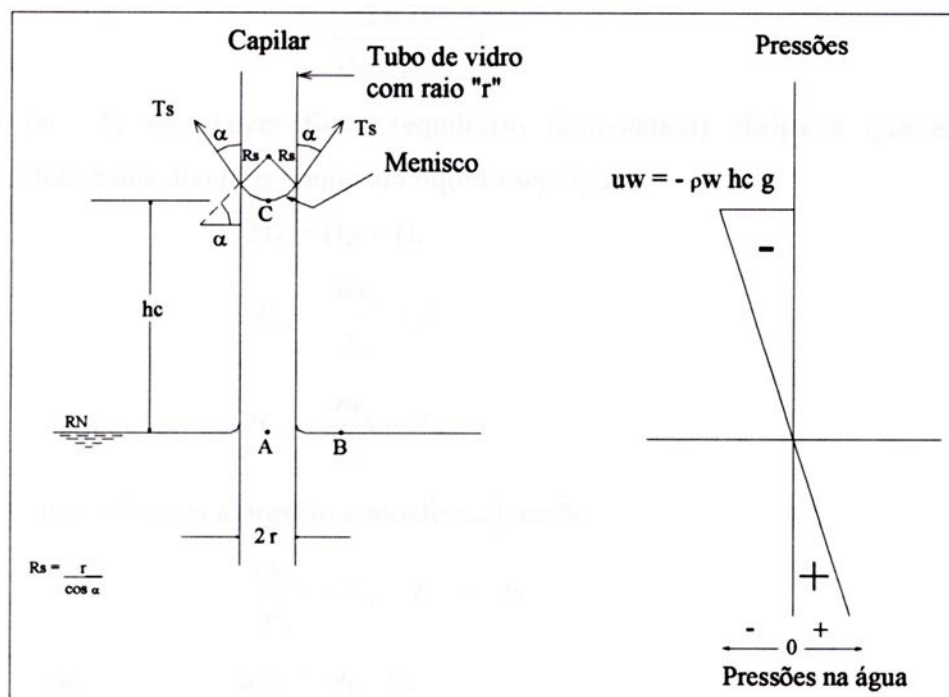


Figura 09: Ascensão de água em um capilar
(adaptado de FREDLUND & RAHARDJO, 1993).

Nessa figura, " α " é o ângulo de molhamento de água sobre o material do tubo, " r " o raio do tubo e " R_s ", o raio de curvatura do menisco capilar.

Do equilíbrio de forças na direção vertical, pode-se escrever: (FREDLUND & RAHARDJO, 1993)

$$2 \cdot \pi \cdot r \cdot T_s \cdot \cos \alpha = \pi \cdot r^2 \cdot h_c \cdot \rho_w \cdot g \quad (03)$$

Resulta para a altura de ascensão capilar (h_c):

$$h_c = \frac{2 \times T_s \times \cos \alpha}{\rho_w \times g \times r} \quad (04)$$

com

$$R_s = \frac{r}{\cos \alpha} \quad (05)$$

Então:

$$h_c = \frac{2 \times T_s}{\rho_w \times g \times R_s} \quad (06)$$

Se $\alpha = 0$ (água pura e vidro limpo), $R_s = r$, e

$$hc = \frac{2 \times Ts}{\rho_w \times g \times r} \quad (07)$$

O fato de não haver fluxo (equilíbrio hidrostático) obriga a que as cargas hidráulicas totais nos diversos pontos do líquido seja igual:

$$H_A = H_B = H_C \quad (08)$$

$$H_A = \frac{uw_c}{\gamma_w} + Z_A \quad (09)$$

$$H_C = \frac{uw_c}{\gamma_w} - Z_C \quad (10)$$

mas $uw_A = uw_B = 0$ (atua a pressão atmosférica), então

$$\frac{uw_c}{\gamma_w} = Z_A - Z_C = -hc \quad (11)$$

$$\text{ou} \quad uw_c = -\gamma_w \cdot hc \quad (12)$$

No lado côncavo do menisco atua “ua” e no lado convexo, “uw”. Pela equação de Laplace

$$\Delta u = \frac{2 \times Ts}{Rs} = ua_c - uw_c \quad (13)$$

$$\text{Como} \quad hc = \frac{2 \times Ts}{\gamma_w \times Rs} \quad (14)$$

Onde γ_w é o peso específico da água. tem-se

$$ua_c - uw_c = \gamma_w \cdot hc \quad (15)$$

Se $u_{ac} = p_{atm}$, tem-se

$$uw_c = -\gamma_w \times hc = -2 \times \frac{Ts}{Rs} \quad (16)$$

É importante observar que hc independe da pressão atmosférica, porém a pressão na água uw depende dela. O exposto para um capilar vertical independe da posição do tubo, podendo este estar até na horizontal, porque a “altura de ascensão” depende da tensão superficial e do raio de curvatura do menisco.

Com a ascensão da água é interessante notar o surgimento de reações nas paredes do tubo na tentativa de voltar ao equilíbrio de forças, alterado pela tensão superficial. (Figura 10) Quando se decompõe essa reação, uma de suas componentes tende a comprimir as paredes do tubo e a outra tende a aproximá-las.

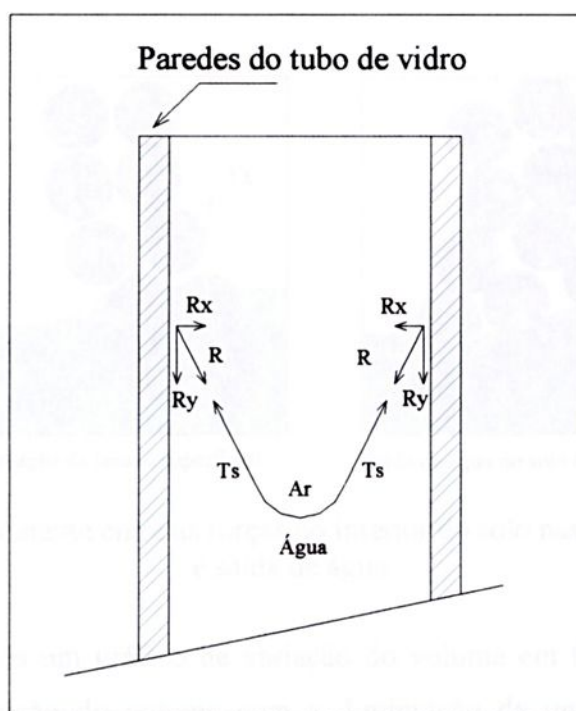
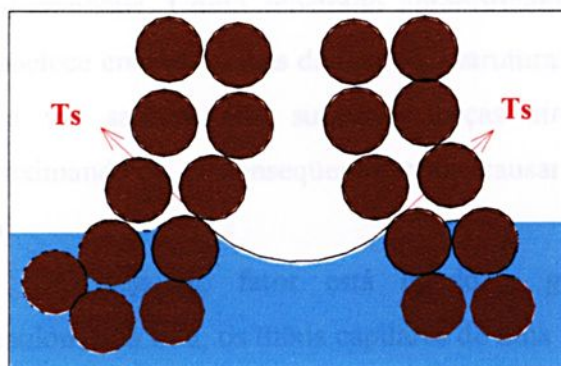


Figura 10: Reações das paredes (adaptado de FREDLUND & RAHARDJO, 1993)

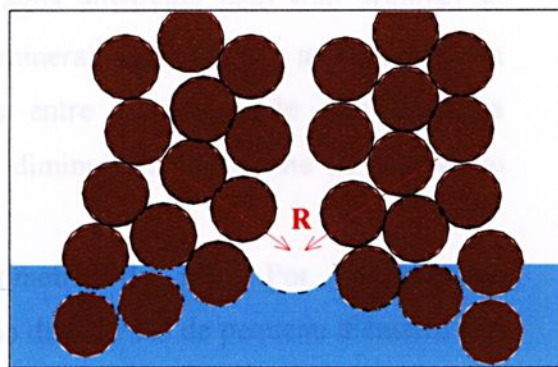
Os poros capilares do solo são comparados aos tubos capilares, dessa forma o mesmo conceito se aplica aos vários capilares presentes em uma porção de solo não saturado. O comportamento contráctil do solo pode ser explicado usando essa teoria da capilaridade, quando uma porção de solo é submetida à entrada e saída de água.

Com a entrada de água os espaços entre as partículas do solo atuam como paredes de tubos capilares reagindo à tensão superficial. A componente dessa reação na direção vertical (R_y) exerce uma compressão no tubo, causando um aumento substancial da tensão entre as partículas do solo. A outra componente (R_x), atua no sentido de aproximar as paredes do tubo, tendendo a diminuir o diâmetro do capilar naquele local.

Após algum tempo estabelece-se o equilíbrio de forças entre a tensão superficial e as reações nas paredes das partículas. No entanto, quando essa massa de solo começa a perder água para o meio, a tensão superficial começa a diminuir tendendo a zero, porém as forças de reações do solo demoram mais tempo a se equilibrarem e continuam atuando. Dessa forma, à medida que a umidade do solo diminui as pressões capilares aumentam causando a aproximação destes grãos, e neste instante com a ausência da tensão superficial da água, as forças que interagem em resistência as pressões capilares são as forças coesivas do solo. Se o solo não apresenta coesão para equilibrar as pressões capilares, este desequilíbrio de força provoca a contração do solo.



Entrada de água no solo e o atuação da tensão superficial



Saída de água no solo e o atuação da força de reação do solo

Figura 11: Interação existente entre as forças no interior do solo nas ocorrências de entrada e saída de água.

Nestas condições um gráfico de variação do volume em função da sua umidade mostraria uma diminuição do volume com a diminuição da umidade. Entretanto essa diminuição de volume tem um limite, além do qual o solo não pode mais contrair.

Esse volume corresponde ao máximo de aproximação dos grãos, além do qual as forças de natureza molecular não mais o permitem. À umidade correspondente a esse volume chama-se limite de contração (VARGAS, 1978). Quando as tensões capilares atingem valores que ultrapassem as resistências de natureza coesiva do solo, surgem então as trincas e rachaduras.

3.6.4 A RELAÇÃO DA CONTRAÇÃO COM O TIPO DE SOLO

As características dos solos bem como sua gênese são fatores que determinam o mecanismo de contração dos solos, por esse motivo é importante buscar entender o comportamento de diferentes tipos de solos quando são submetidos à variadas condições de umidade.

Os solos residuais, que contêm argilas ativas em sua composição, apresentam características importantes no comportamento contrátil de um solo, como por exemplo, granulometria fina, altos valores de expansão, alta plasticidade, grande capacidade de absorção de água e coesão verdadeira.

Por apresentarem estas características a contração em os solos argilosos se dá em função de dois fatores:

O primeiro deles diz respeito ao efeito de atração entre os planos dos argilominerais. Como mostrado anteriormente, a água absorvida pelo solo argiloso se estabelece entre as folhas da camada estrutural dos minerais argilosos e, a medida que esta água vai saindo, vão surgindo forças atrativas entre as placas de argilominerais aproximando-as e, conseqüentemente, causando a diminuição do volume da porção do solo.

O segundo fator está ligado a granulometria do solo. Por apresentarem granulometria fina, os tubos capilares de uma porção de solo são de pequeno diâmetro isto faz com que o raio de curvatura do menisco capilar (R_s) também seja pequeno. Ao analisarmos a Equação 16 podemos afirmar que:

$$uw_c = -\gamma_w \times hc = -2 \times \frac{T_s}{R_s} \quad (16)$$

considerando que a uma temperatura constante a tensão superficial (T_s) e o peso específico da água (γ_w) são constante, quanto menor for R_s maior será hc , ou seja, maior será a altura de ascensão capilar e conseqüentemente maiores serão as reações das paredes dos tubos capilares. Por fim pode-se afirmar que quanto menor for o diâmetro dos tubos capilares maiores serão os valores de contração.

Já solos muito lixiviados apresentam características arenosas, ou seja, pouca argila em sua composição, sendo estas argilas de baixa atividade, apresenta coesão aparente, granulometria grossa e baixa plasticidade.

Não havendo argilominerais em sua composição, o primeiro mecanismo de contração, que diz respeito à atração entre as placas de argilominerais, está descartado. O segundo mecanismo, que diz respeito à ação de forças capilares, é então o responsável pela contração neste tipo de solo.

Este tipo de solo possui granulometria grossa e isso faz com que o raio de curvatura do menisco capilar (R_s) seja maior que em solos de granulometria fina. Ao analisar a equação 16, vê-se que sendo maiores os valores de R_s serão menores os valores de hc , conseqüentemente menores valores das forças de reações das paredes.

Analisando exclusivamente este mecanismo de contração podemos afirmar que para solos muito lixiviados formados em clima tropical úmido quanto maior a granulometria do solo menores serão as forças capilares que causam a contração.

Outro fator que não pode ser esquecido é a coesão que o solo apresenta. A importância da coesão se dá pela interação de forças que há no momento em que a água

esta saindo do solo e as tensões capilares estão aumentando, forçando o solo a diminuir seu volume. Nesse instante a força que atua em resistência a tensão capilar é a coesão, por isso solos poucos coesivos que sofrem tensões capilares de valores altos podem apresentar fissuras ou até rachaduras.

3.6.5 ENSAIOS PARA MEDIÇÃO DA CONTRAÇÃO

Assim como a expansão, vários procedimentos podem ser usados para a determinação da contração, não existindo um que possa ser considerado como o mais usado. Justifica-se essa situação, porquanto a contração não é considerada uma propriedade muito importante na geotécnica mundial (NOGAMI & VILLIBOR, 1995).

Serão citados aqui dois ensaios de medida de contração, o primeiro deles é um ensaio adotado pela metodologia MCT de estudos geotécnicos (NOGAMI & VILLIBOR, 1979 *apud* NOGAMI & VILLIBOR, 1995). Nesse ensaio determinam-se os valores de contração diametral e axial separadamente por meio de um dispositivo esquematizado na figura 12, que mede a diminuição do volume usando um extensômetro.

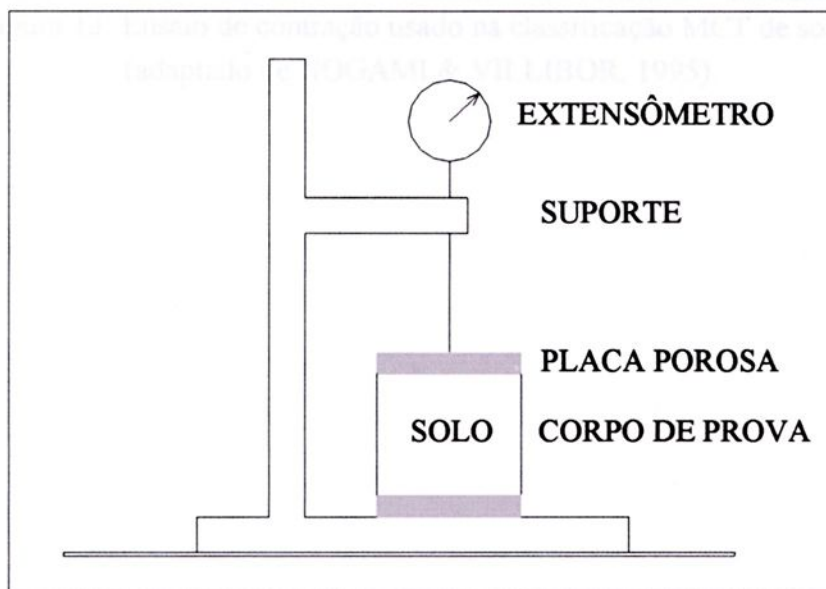


Figura 12: Ilustração do aparato experimental usado para medição da contração (adaptado de NOGAMI & VILLIBOR, 1995).

Outra forma de determinação de valores de contração é usada em uma obtenção expedita da classe MCT. Obtêm-se os parâmetros e os índices dessa classificação MCT pela consideração da contração, consistência e inchamento de corpos de prova moldados

em anéis de 20 mm de diâmetro (NOGAMI & VILLIBOR, 1995). Neste ensaio a contração é apenas um dos parâmetros para a classificação e é obtida medindo-se a diferença de diâmetro entre o anel e o corpo-de-prova após a secagem dos corpos-de-prova em estufa a 60 °C. A figura 13 mostra a contração ocorrida em corpos-de-prova após a secagem.

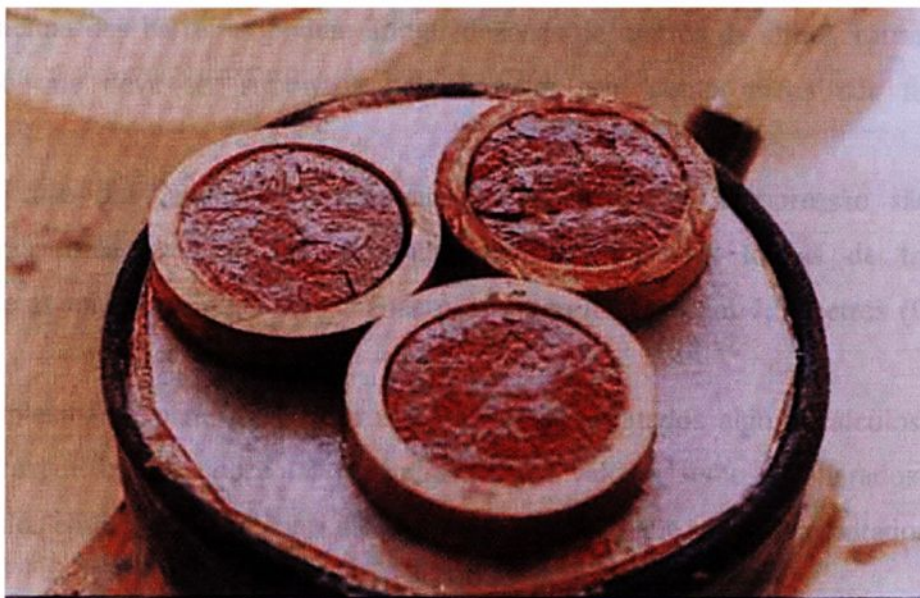


Figura 13: Ensaio de contração usado na classificação MCT de solos (adaptado de NOGAMI & VILLIBOR, 1995).

3.7 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS SOLOS

As barreiras de proteção ambiental de fundo e lateral de aterros ou lagoas, devem ser analisadas quanto a sua resistência a compressão simples, isso porque sobre essas barreiras atuam cargas de valores muitas vezes significativos.

No caso de aterros sanitários, por exemplo, as camadas de resíduos sólidos que são formadas acima das barreiras podem atingir dezenas de metros de altura, causando uma compressão que deve ser suportada pela barreira sem comprometer sua função de isolamento.

No caso das lagoas de tratamento, essas cargas de compressão são menos significativas, uma vez que as profundidades máximas das lagoas de tratamento (geralmente as maiores são as lagoas anaeróbias) não ultrapassam 4,5 metros (CETESB, 1992).

Simplesmente para efeito ilustrativo serão apresentados alguns cálculos visando obter valores de cargas sobre tais barreiras. Estes valores serão comparados com os resultados dos ensaios de resistência a compressão simples, que serão apresentados no item 5.4.

Aterro Sanitário – Visando uma situação crítica será adotado um resíduo composto de um material que apresenta o maior peso específico, e segundo Branco (1973), o entulho é o resíduo que apresenta maior peso específico com valor de 1500kg/m^3 , ou seja, 15KN/m^3 . Apesar da proposta do presente trabalho ser para municípios de pequeno porte, e conseqüentemente aterros de pequeno porte, será considerado um aterro com altura de 50 metros. Sendo assim utilizando a equação 17 e os dados de massa específica do resíduo e altura do aterro obtém-se um valor de tensão igual a $0,75\text{MPa}$.

$$\sigma = \gamma \times h \quad (17)$$

Lagoa de tratamento – No caso de lagoas de tratamento, a solicitação será bem menor, uma vez que a coluna de efluente acima da barreira atinge valores máximos de 4,5 metros. Os efluentes domésticos possuem aproximadamente 95% de água, dessa forma pode-se dizer que o peso específico do efluente é de aproximadamente 1000kg/m^3 , ou seja, 10kN/m^3 . Assim utilizando a equação 17 e dos dados de massa específica do efluente e profundidade máxima das lagoas, obtém-se a tensão de $0,45\text{MPa}$, valor bem menor que o valor de tensão apresentado nos aterros sanitários.



Diante dessas solicitações é importante entender os fatores que conferem resistência ao solo, as formas com que essas resistências eram medida e como são medidas atualmente e para isso é necessário entender os conceitos de consistência e resistência à compressão.

3.7.1 CONSISTÊNCIA E RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES

As informações contidas neste tópico foram sintetizadas de Vargas (1978) que tratou o assunto com muita propriedade.

A consistência refere-se sempre à solos coesivos e é definida como a maior ou menor dureza em que um solo é encontrado na natureza. Sabe-se que a dureza de um solo varia inversamente com seu teor de umidade, isto é, à medida que a umidade de uma massa de solo argiloso diminui sua dureza vai aumentando. Para grandes teores de umidade, o solo se torna mole como a lama, para pequenos teores de água se torna duro como um tijolo. A partir desse fato, pode-se compreender a seguinte noção de consistência.

Se admitirmos que a umidade “u” de um solo for maior que a umidade referente ao seu limite de liquidez, o solo terá uma consistência fluida. Se “u” estiver entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade sua consistência será plástica, finalmente, se “u” for maior que o limite de plasticidade sua consistência será dura.

Assim define-se “índice de consistência” pela expressão:

$$I_c = \frac{LL - h}{IP} \quad (18)$$

De acordo com esse índice convencionou-se:

$I_c < 0$	consistência de vaza.
$0 < I_c < 0,5$	consistência plástica mole.
$0,5 < I_c < 0,75$	consistência plástica média
$0,75 < I_c < 1$	consistência plástica rija
$I_c > 1$	consistência dura.

Mas é possível também definir a consistência de uma argila a partir de sua maior ou menor coesão. Entendendo, de maneira bem simplista, que coesão é a maior ou menor dureza que um torrão de solo argiloso apresenta ao se tentar deformá-lo, pode-se então medir a consistência de um solo coesivo através resistência que o mesmo suporta quando submetido à esforços de compressão.

Vargas (1978) apresentou resultados de ensaios de compressão simples sobre corpos de prova de um mesmo solo, umedecidos com umidades diferentes. A correlação entre a resistência a compressão (R) e a umidade (u), fornece uma reta, em papel semilogarítmico, onde altas umidades correspondem a pequenas resistências à compressão simples e vice-versa. Assim se estabeleceu uma relação entre coesão e consistência.

Dessa forma, resistência a compressão simples R (kgf/cm^2) poderá ser uma medida da consistência dos solos, saturados segundo a convenção seguinte (VARGAS, 1978).

$R < 0,5 \text{ kgf/cm}^2$	— consistência mole
$0,5 \text{ kgf/cm}^2 < R < 1,5 \text{ kgf/cm}^2$	— consistência média
$1,5 \text{ kgf/cm}^2 < R < 4 \text{ kgf/cm}^2$	— consistência rija
$R > 4 \text{ kgf/cm}^2$	— consistência dura

3.7.2 ENSAIOS PARA MEDIÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

A princípio as medidas de consistência de solos eram feitas pelo ensaio do cone. Esse ensaio consistia no puncionamento de um cone sobre a superfície da amostra de solo, se definiria, assim, a consistência como a pressão necessária para fazer o cone penetrar, por exemplo 1 cm na amostra.

Um outro tipo de ensaio cuja utilização predominou sobre o ensaio do cone, foi o chamado “ensaio de compressão simples”. Para executar esse ensaio moldam-se corpos de prova cilíndricos e comprimem-se esses corpos de prova em uma máquina de ensaio adequada até rompê-lo. A carga de ruptura dividida pela área média do cilindro é a chamada “resistência a compressão simples” (kg/cm^2). O corpo de prova pode romper de duas maneiras: por cisalhamento ao longo de um plano de ruptura inclinado (solos mais duros e menos plásticos), ou por embarrigamento (solos plásticos), isto é, ruptura por cisalhamento ao longo de vários planos paralelos (VARGAS, 1978).

O ensaio de resistência à compressão simples é o mais usado no meio técnico e será mais bem tratado no item 4.6 quando se apresentar as condições de ensaio dos corpos-de-prova.



4 MATERIAIS E MÉTODOS

Como a proposta do trabalho é analisar os comportamentos, expansivo, contráctil e de resistência à compressão do solo-cimento e solo-cal, neste item são descritos os procedimentos adotados para se fazer estas análises em laboratório.

O primeiro procedimento em qualquer atividade de pesquisa que envolva o solo é o conhecimento de características como composição, textura, índices físicos e condições de compactação do solo em uso. Estas importantes informações foram obtidas de trabalhos desenvolvidos por Rizzo (2004), Rodrigues (2003) e Ribeiro (2002) com o mesmo solo.

Nestes trabalhos foram feitos os ensaios de caracterização do solo, classificação do solo, ensaios de compactação proctor normal e proctor modificado. Posteriormente também foram feitos ensaios de compactação, de misturas solo-cal e solo-cimento, para várias porcentagens de aglomerantes visando obter a quantidade ótima de aglomerante a ser adicionado ao solo e a melhor energia utilizada na compactação.

Os resultados desses ensaios estão no anexo A, anexo B, anexo C e anexo D.

4.1 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO UTILIZADO

O solo usado neste e nos trabalhos de Rizzo (2004), Rodrigues (2003) e Ribeiro (2002), foi extraído de uma jazida no município de Ilha Solteira – SP, em uma área de empréstimo de propriedade da Prefeitura Municipal de Ilha Solteira e apresenta como principais características a grande espessura de horizonte B exposto em corte (até 9m em alguns pontos) e uniformidade textural do horizonte de solo amostrado.

A escolha desse solo se justifica não só devido à sua presença na localidade onde este trabalho foi desenvolvido, mas principalmente em função da distribuição geográfica expressiva no Estado de São Paulo de solos com características bastante similares, podendo os resultados do estudo ser facilmente aplicados em outros locais.

Esse solo costuma ser caracterizado como Latossolo Vermelho Escuro, tendo se desenvolvido sobre substrato da Formação Santo Anastácio (a qual na área é composta por arenitos arcoseanos finos a médios com lentes conglomeráticas de espessuras variadas). IPT (1988) e IAC (1994) descrevem esse solo como Latossolo Vermelho Escuro, eutrófico a moderado, textura média, sendo designado (IAC, 1994) Unidade Estrela.



Segundo Alcântara & Lima (1997) e Alcântara & Lollo (1999), a composição mineralógica principal do solo usado pode ser assim descrita: cerca de 70% de quartzo, representando predominantemente a fração areia, e 14% de hematita, 10% de gibbsita, e 5% de caulinita, na fração argila.

A caracterização textural desse solo, definida a partir de ensaios de granulometria conjunta (MB-32), mostrou forte predominância da fração areia (11% de areia média e 51% de fração areia fina) e secundariamente fração argila (24%), caracterizando o mesmo como *areia fina argilosa*.

Os resultados dos ensaios de caracterização e a curva granulométrica desse solo estão no anexo A. Neste anexo está também a classificação do solo utilizado neste trabalho feita por Rodriguez (2003).

4.2 MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA

As tabelas 01 e 02 apresentam os resultados dos ensaios de compactação, ou seja, umidade ótima e massa específica aparente seca máxima para o solo sem aglomerante e para o solo com os teores ideais de estabilizantes. Para se obter estas proporções ideais, Ribeiro (2002) realizou ensaios de compactação com o solo sem aglomerante e com as misturas solo-cimento e solo-cal, os resultados destes ensaios estão no anexo B.

Tabela 01: Resultados dos ensaios de compactação com o solo utilizado.

Ensaio Proctor Normal		Ensaio Proctor Modificado	
W_{ot} (%)	ρ_{dmax} (g/cm ³)	W_{ot} (%)	ρ_{dmax} (g/cm ³)
12,5	1,89	10,5	2,07

Tabela 02: Condições ideais de compactação do solo-cimento e do solo-cal

	Solo - Cal	Solo - Cimento
Umidade Ótima (W_{ot})	14,2 %	12,5 %
Massa Específica Aparente. Seca Máxima (ρ_{dmax})	1,8 (g/cm ³)	1,92 (g/cm ³)
Porcentagem ideal em massa de aglomerante	8 %	7 %

Determinadas as condições de compactação passou-se então à moldagem dos corpos-de-prova, tendo como controle de qualidade o grau de compactação superior a 95%,

ou seja, a relação entre a massa específica aparente seca dos corpos de prova e a massa específica aparente seca máxima do ensaio de compactação proctor normal superior a 95%.

Esse cuidado com o controle de compactação é imprescindível para garantir que os valores de resistência à compressão simples, valores de contração e expansão representem realmente o comportamento de uma mistura em seu estado ideal. Um corpo-de-prova mal compactado, ou seja, fora das condições ideais de compactação previstas, poderia apresentar comportamentos incoerentes nos ensaios em que seria utilizado.

Ribeiro (2002) e Rizzo (2004) estudaram, respectivamente, a permeabilidade e a capacidade de retenção de íons de camadas compactadas, de solo-cimento e solo-cal, produzidas com o mesmo solo deste trabalho e nas mesmas condições de compactação. Alguns resultados dessas pesquisas estão nos anexos C e D.

4.3 CONDIÇÕES DE EXPOSIÇÃO DOS CORPOS DE PROVA

A principal preocupação no momento da realização dos ensaios era expor os corpos-de-prova a condições que representassem de forma mais fiel possível as condições que as barreiras de proteção ambiental são submetidas em campo.

Devem ser analisadas de forma atenciosa a condição de exposição das barreiras e em que tempo de cura estas barreiras serão submetidas a essa exposição.

A condição de exposição está relacionada ao ambiente onde as barreiras são submetidas, podendo ser úmidas ou secas. Essa preocupação existe porque durante o processo de execução da barreira selante e ao longo de toda sua vida útil, a barreira será submetida a ambientes úmidos e secos possibilitando ganho ou perda de água durante o processo de cura.

Outra preocupação é em que tempo as barreiras serão submetidas a essas condições. Como as camadas compactadas são compostas de solo e aglomerante o tempo confere propriedades diferentes a essas misturas fazendo com que se comportem de maneira diferente se forem solicitadas em tempos de cura diferentes.

Para que as condições de campo sejam simuladas, corpos-de-prova de diferentes idades e curados em condições de imersão e de não imersão, devem ser ensaiados. Buscando simular essas condições moldaram-se corpos-de-prova para serem ensaiados nas condições de seca e úmida, com tempos de cura de 7, 14, 28 e 60 dias.



Corpos-de-prova destinados a ensaios com cura seca foram embalados logo após suas moldagens, para não trocarem umidade com o meio, e mantidos em câmara úmida durante os tempos de cura preestabelecidos. Corpos-de-prova destinados a ensaios com cura imersa foram mantidos em recipientes com água até a data do ensaio.

Buscou-se ainda analisar o comportamento desses corpos-de-prova quando foram ensaiados imediatamente após suas moldagens. Este ensaio simula uma situação onde a camada impermeabilizante de uma lagoa de tratamento recebe as águas residuárias logo após sua compactação. Apesar desta não ser uma situação que ocorra nas construções de lagoas de tratamento, este ensaio está tentando simular uma condição onde não se houvesse tempo de cura da mistura, ou seja, a pior solicitação.

4.4 ENSAIOS PARA MEDIÇÃO DA EXPANSÃO

Um dos ensaios utilizados para a obtenção dos valores de expansão é o chamado “ensaio de expansão livre”, que consiste na imersão dos corpos-de-prova em um recipiente com água e medição dos valores de expansão. Esse ensaio permite obter, em termos percentuais, valores de expansão diametral e axial.

Nesse ensaio um dispositivo é utilizado para sustentar um extensômetro que toca sua haste na superfície do corpo-de-prova, que fica acomodado nesse dispositivo na posição que se pretende fazer as medidas (axial ou diametral). Após os corpos-de-prova estarem acondicionados no dispositivo, ajusta-se o extensômetro, que permite fazer leituras diretas de até 0,01 mm, e enche-se o recipiente com água até as proximidades do topo do corpo-de-prova (Figuras 19 e 20). Os corpos-de-prova não foram totalmente imersos pois testes prévios mostraram que o umedecimento é maior em condições de submersão total.

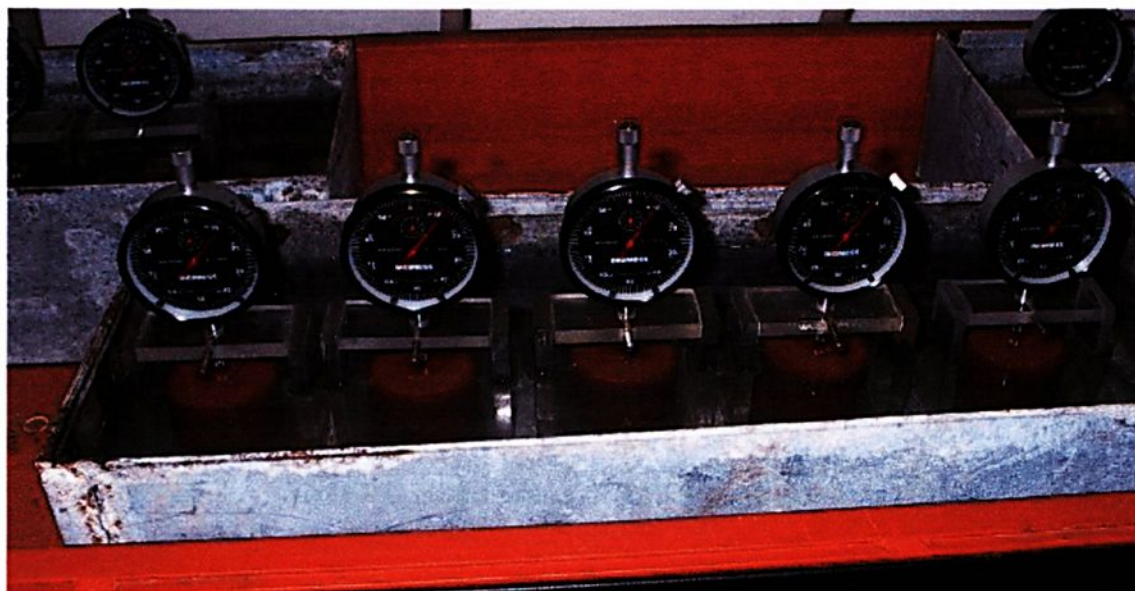


Figura 14: Medição da expansão axial dos corpos de prova



Figura 15: Medição da expansão diametral dos corpos de prova

A partir da imersão os corpos-de-prova começam a ganhar água aumentando seu volume, essas variações volumétricas são registradas pelos extensômetros. Com os valores da leitura inicial e os valores de leitura registrados durante o ensaio, podem-se calcular os valores máximos de expansão utilizando os pela expressão 19.

$$E = \frac{\Delta H}{H} \times 100 \quad (19)$$

Em que:

E = Expansão livre (axial ou diametral) (%);

ΔH = máximo acréscimo de altura (mm);

H = altura inicial do corpo de prova (mm)

As leituras dos extensômetros foram feitas duas vezes ao dia com intervalos mínimos de tempo de oito horas. Além das leituras dos extensômetros foram anotados os horários das leituras e, em alguns casos, foram registradas a temperatura e a umidade ambiente, como forma de tentar avaliar o efeito destas variáveis no processo de expansão.

4.4.1 EXPANSÃO DO SOLO-CAL E DO SOLO-CIMENTO

Visando simular os efeitos do contato da barreira com a água, imediatamente após a compactação e depois de decorrido um determinado tempo de sua compactação, foram realizados ensaios em corpos-de-prova sem tempo de cura e com os tempos de cura de 7, 14, 28, e 60 dias. Para cada tempo de cura foram feitos ensaios em vinte corpos-de-prova, sendo dez de solo-cal e dez de solo-cimento. Desses dez, cinco foram analisados quanto à expansão axial e cinco quanto à expansão diametral, dessa forma para cada condição de exposição foram analisados cinco corpos-de-prova.

4.4.2 EXPANSÃO DE SOLO SEM AGLOMERANTE

Para se analisar os benefícios em termos de expansão proporcionados pela estabilização química foram ensaiados corpos-de-prova sem a adição de aglomerantes. Os resultados deste ensaio seriam comparados com os resultados obtidos com solo-cal e solo-cimento. Para isso foram moldados corpos-de-prova de solo sem aglomerante em seus parâmetros ótimos de compactação e, após a moldagem, foram submetidos ao mesmo ensaio de expansão que os corpos-de-prova de solo-cal e de solo-cimento.

Porém não foi possível realizar este ensaio, pois quando os corpos-de-prova eram imersos apresentavam perda de massa por imersão impossibilitando registrar qualquer valor de expansão já que os corpos-de-prova se desintegravam, como mostra a figura 21.





Figura 16: Corpos de prova de solo sem aglomerante que apresentaram perda de massa quando submersos

Sabe-se que em campo essa desintegração não ocorre pelo fato do solo estar confinado no interior da camada compactada. A alternativa encontrada para se obter os valores de expansão do solo puro foi o ensaio de expansão da sistemática MCT, descrita em Nogami & Villibor (1995). Neste ensaio os corpos-de-prova são submetidos à expansão dentro do cilindro onde foram moldados, impedindo que ocorra perda de massa no momento da imersão como no ensaio anterior. As expansões foram determinadas sem o uso de sobrecarga.

A figura 22 mostra o aparato experimental para o ensaio de expansão confinada e a tabela 10, no item 5.2, apresenta os valores de expansão obtidos neste ensaio.

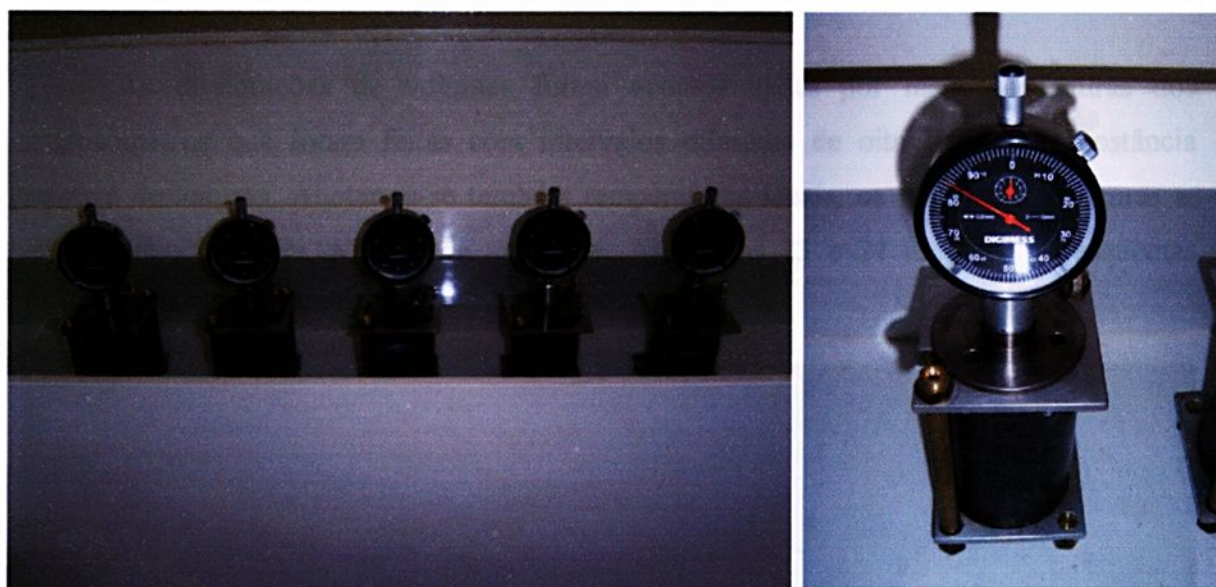


Figura 17: Aparato experimental para o ensaio de expansão confinada

4.5 ENSAIOS PARA MEDIÇÃO DE CONTRAÇÃO

Da mesma forma que as misturas foram analisadas nos ensaios de expansão também foram analisadas em ensaios de contração. Para isso foram realizados ensaios em corpos-de-prova sem tempo de cura, e com os tempos de cura de 7, 14, 28, e 60 dias, sendo que para cada tempo de cura preestabelecido eram moldados dez corpos-de-prova de solo-cal e dez corpos-de-prova de solo-cimento. Em cinco de cada se faziam medições de contração axial e nos outros cinco, medições de contração diametral. Dessa forma para cada condição de exposição se tinha resultados de cinco corpos-de-prova.

Para se registrar os valores de contração dos corpos-de-prova foi utilizado o ensaio adotado pela sistemática MCT de estudos geotécnicos (NOGAMI e VILLIBOR, 1979). Esse ensaio é bem parecido com o ensaio de expansão livre, ou seja, é usado o mesmo dispositivo para a medição das variações volumétricas dos corpos-de-prova.

Para a realização dos ensaios os corpos-de-prova foram colocados nos dispositivos para determinação das medições de contração axial e de contração diametral. Os corpos-de-prova para o ensaio de contração foram preparados nas mesmas condições daqueles preparados para os ensaios de expansão, descritos no item 4.4.1. Ajustados os extensômetros, fez-se a primeira medição da altura ou do diâmetro, conforme o caso e, a

partir de então, os corpos-de-prova foram deixados expostos ao ar para perderem água para meio.

As diminuições de volumes foram acompanhadas por meio de leituras dos extensômetros que foram feitas com intervalos mínimos de oito horas até constância relativa de leituras. Anotaram-se também temperaturas locais, os horários das leituras e, em algumas ocasiões, a umidade ambiente. As figuras 23 e 24 mostram os esquemas utilizados.

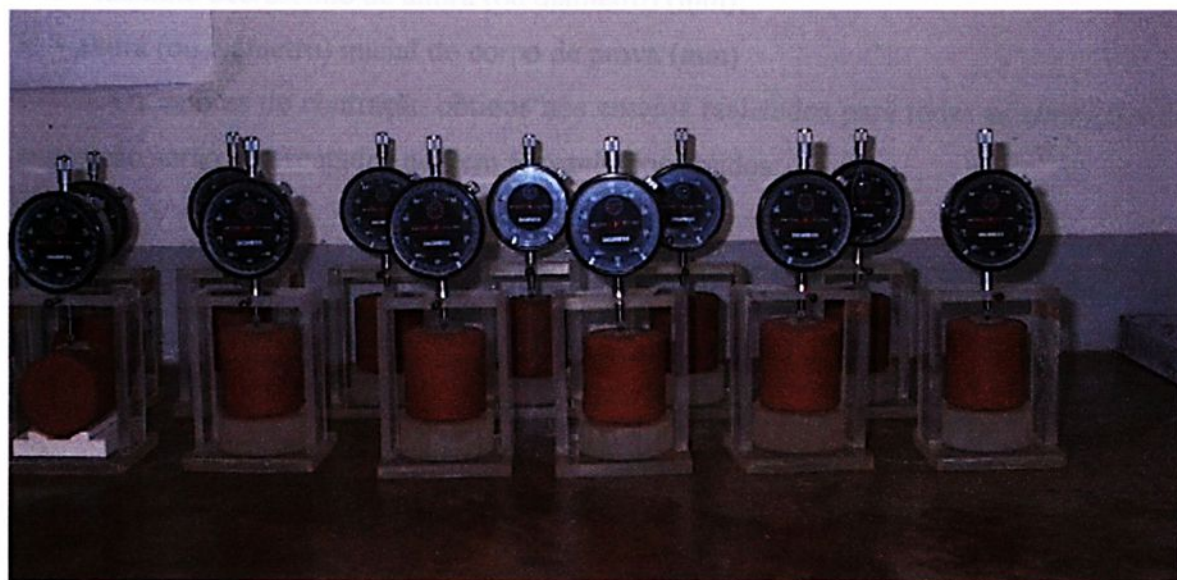


Figura 18: Medição da contração axial dos corpos de prova

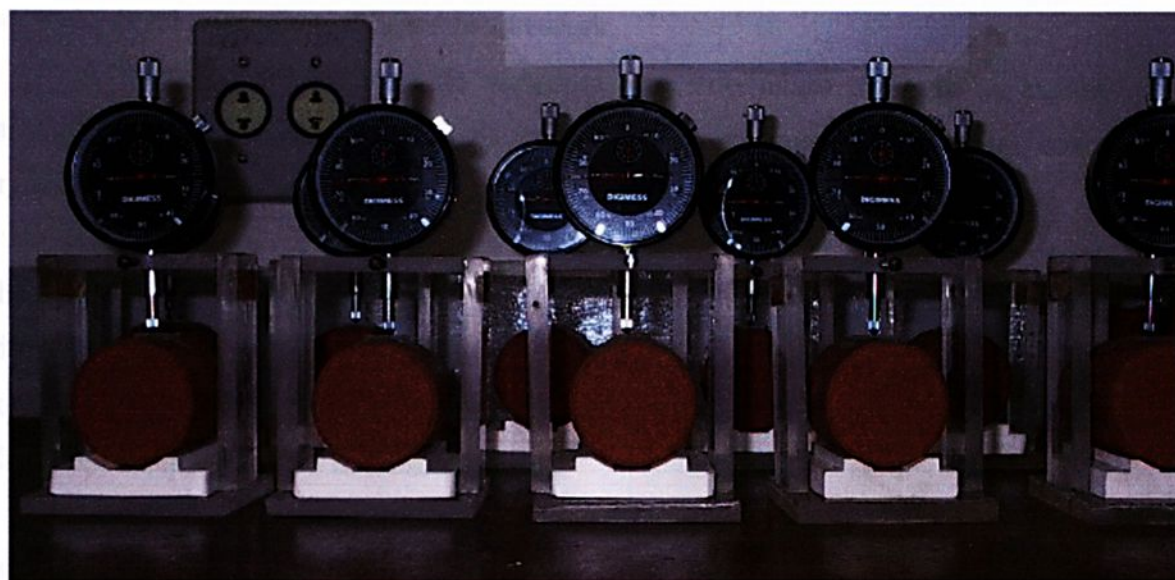


Figura 19: Medição da contração diametral dos corpos de prova

Da mesma forma que se calcula os valores de expansão, calcula-se os valores de contração, ou seja:

$$C = \frac{\Delta H}{H} \times 100 \quad (19)$$

em que:

C = Contração livre (axial ou diametral) (%);

ΔH = máximo decréscimo de altura (ou diâmetro) (mm);

H = altura (ou diâmetro) inicial do corpo de prova (mm)

Os valores de contração obtidos nos ensaios realizados para todas as condições de exposição serão apresentados no item 5, resultados obtidos.

4.6 ENSAIOS DE MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA

Uma outra forma de avaliar a evolução do comportamento contráctil é por meio da análise da estrutura interna dos corpos-de-prova. Essa análise permite observar o comportamento das microfissuras dos corpos-de-prova ao longo do tempo de cura e o efeito da cimentação na estrutura interna do solo. Análises desta natureza podem ser feitas por meio da microscopia eletrônica de varredura.

A microscopia eletrônica de varredura tem sido muito utilizada na análise da microestrutura de inúmeros materiais como metais, polímeros, cerâmicas, concreto, argamassa, materiais biológicos, solos, rochas e outros materiais.

O Microscópio Eletrônico de Varredura (M.E.V.) é um aparelho que permite a observação e a análise da superfície de amostras espessas através de imagens tridimensionais. A razão principal de sua utilização está associada à alta resolução que pode ser atingida, da ordem de 30 Å, e à grande profundidade de foco que é da ordem de 300 vezes melhor que a do microscópio ótico.

Através das imagens obtidas neste equipamento foram feitas análises da estrutura interna do solo e das misturas, observando a evolução da contração nos diversos tempos de cura. Acredita-se que se a amostra apresentar valores de contração muito grandes esse comportamento também será observado na estrutura interna dos corpos-de-prova.



Foram feitas análises da estrutura interna de corpos-de-prova de solo sem aglomerante, de corpos-de-prova de solo-cal e solo-cimento curados expostos ao ar e corpos-de-prova de solo-cal e solo-cimento curados em câmara úmida embalados em sacos plásticos. Em corpos-de-prova com aglomerantes foram feitas análises aos 7, 14, 28 e 60 dias de cura, assim a evolução do comportamento contráctil e do possível surgimento de fissuras foi observada em tempos de cura diferentes, o que, juntamente com os valores de contração obtidos nos ensaios de contração livre, possibilitou uma análise mais completa deste fenômeno.

4.7 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO

Como foi visto no item 3.5.1 é possível definir a consistência de um solo a partir de sua maior ou menor coesão, ou seja, solos mais coesivos apresentam uma maior consistência. A medida dessa consistência pode ser feita medindo a carga que o solo suporta quando é submetido a esforços de compressão.

Segundo Vargas (1978), a coesão pode ocorrer em um solo devido a três fatores: por efeito de ligação entre os grãos do solo, por efeito de tensões capilares ou pela presença de um material cimentante. A utilização de materiais cimentantes como a cal e o cimento aglutinam os grãos do solo aumentando significativamente a sua coesão. Por esse motivo, a estabilização com cal e a estabilização com cimento proporciona uma significativa melhoria do solo que é um expressivo aumento de sua resistência à compressão.

O tempo de cura e as condições em que os corpos-de-prova são curados são fatores importantes na realização de ensaios de resistência à compressão simples, pois as condições de exposição de uma barreira ambiental durante o seu período de cura influi diretamente no valor de resistência à compressão.

Buscando obter os valores de resistência a compressão em condições de cura seca, foram moldados os corpos-de-prova, sendo ensaiados 5 de solo-cal e 5 de solo-cimento imediatamente após a moldagem. Outros corpos-de-prova foram moldados, envolvidos em sacos plásticos, para que não perdessem umidade, e levados para a câmara úmida para posteriormente serem ensaiados para os tempos de cura de 7, 14, 28, 60, e 120 dias. Em cada data de preestabelecido eram ensaiados 5 corpos-de-prova de solo-cal e 5 corpos-de-prova de solo-cimento. Os corpos-de-prova ensaiados nestas condições serão tratados neste



trabalho como corpos-de-prova curados sem imersão e rompidos secos. Esse ensaio busca simular o carregamento dos liners ao longo de sua vida útil em condições secas.

Foi moldada a mesma quantidade de corpos-de-prova para o ensaio de resistência à compressão com cura imersa. Neste ensaio os corpos-de-prova foram colocados em recipientes com água separados em grupos por tempo de cura. Os corpos-de-prova deste ensaio serão tratados neste trabalho como corpos-de-prova curados imersos e rompidos úmidos.

Foram feitos também ensaios com corpos-de-prova curados sem imersão e rompidos úmidos buscando simular uma condição onde a barreira selante pode ser compactada e submetida a algum fluido após um determinado período. Nesse caso o processo de cura aconteceria a seco e a solicitação de resistência aconteceria quando a barreira estivesse imersa em algum fluido.

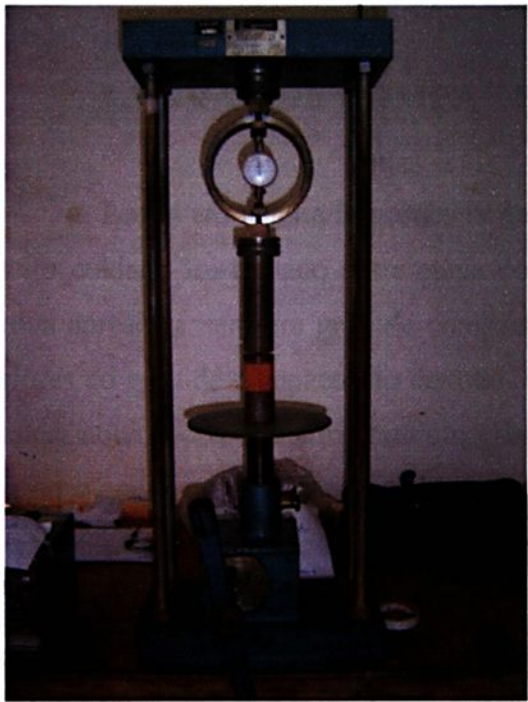
Com a intenção de simular essa condição moldaram-se corpos-de-prova de solo-cal e solo-cimento para serem curados sem imersão. Após a moldagem os corpos-de-prova foram envolvidos em sacos plásticos para não perderem umidade, e nos tempos de cura de 7, 14, 28 e 60 dias os corpos-de-prova foram imersos em água por 24 horas. Depois deste período foram submetidos ao ensaio de resistência à compressão simples. Os corpos-de-prova deste ensaio serão tratados neste trabalho como corpos-de-prova curados sem imersão e rompidos úmidos.

Esta condição de exposição é a mais provável de ocorrer em campo. Geralmente existe um período entre a compactação das camadas das barreiras selantes e o início de operação do aterro sanitário, condição em que as camadas ficam expostas ao ar. Esse tempo de exposição ao ar equivale aos tempos de cura sem imersão simulados em laboratório.

Para os ensaios de resistência à compressão simples foi usada uma prensa CBR com anel dinamométrico de capacidade de 4000 kg. Os corpos de prova foram comprimidos axialmente mantendo uma taxa de aplicação da força correspondente a de $0,21 \text{ kgf/cm}^2 \cdot \text{s}$. As deformações do anel até a ruptura dos corpos-de-prova foram medidas.



3 RESULTADOS OBTIDOS



Prensa CBR



Corpo de prova rompido

Figura 20: Ensaio de resistência à compressão simples

5 RESULTADOS OBTIDOS

5.1 GRAU DE COMPACTAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA

Tendo em vista a importância de se garantir a compactação dos corpos-de-prova, muito cuidado foi tomado nesta etapa do trabalho de forma a garantir que os corpos-de-prova apresentassem um grau de compactação maior que 95 %. A tabela 03 apresenta os valores do grau de compactação de todos os corpos-de-prova usados em ensaios e como se podem notar todos eles atingiram um grau de compactação maior que 95%, sendo 98,82% o menor grau de compactação obtido.

Tabela 03: Grau de compactação dos corpos de prova usados nos ensaios.

	T.C	SOLO – CAL					SOLO – CIMENTO				
Expansão Axial (%)		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
	0	99.97	99.73	99.77	99.71	99.90	99.99	100.2	100.1	100.2	100.1
	7	100.20	99.83	100.26	100.24	100.09	100.1	100.1	99.99	100.03	100.04
	14	99.89	99.93	99.97	100.1	99.96	99.62	99.77	99.79	99.60	99.65
	28	100.1	100.1	100.1	100.2	100.2	100.3	100.2	100.2	100.4	100.4
	60	100.1	100.1	100.2	100.0	100.2	100.2	100.2	100.3	100.2	100.3
Expansão Diametral (%)	0	100.0	99.85	99.95	100.0	99.72	100.2	100.2	100.1	100.1	100.1
	7	100.21	100.16	100.04	99.99	100.14	99.96	100.00	100.05	100.05	99.94
	14	99.87	99.92	99.82	99.96	100.1	99.68	99.66	99.72	99.50	99.67
	28	100.0	100.0	100.0	100.1	100.0	100.3	100.3	100.3	100.3	100.4
	60	100.2	100.2	100.2	100.0	100.2	100.3	100.1	100.3	100.2	100.3
Expansão confinada (%)		SOLO PURO									
		100.12		100.15		99.98		99.79		99.81	
	T.C	SOLO – CAL					SOLO – CIMENTO				
Ensaio com M.E.V (%)		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
	7	100.03	100.01	100.05	99.98	100.01	100.05	100.03	100.04	100.00	99.95
	14	99.95	100.02	99.94	99.99	100.03	99.96	99.98	100.03	100.01	99.99
	28	100.06	100.04	100.00	99.97	100.01	100.06	100.04	100.05	99.98	100.04
	60	100.02	100.00	99.99	100.05	100.06	100.05	100.03	100.09	99.98	100.05
Ensaio com M.E.V (%)		SOLO PURO									
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
		100.01	100.10	100.05	99.92	100.01	99.95	100.03	100.00	100.02	99.99

Tabela 03: Grau de compactação dos corpos de prova usados nos ensaios (continuação)

Contração Axial (%)		SOLO-CAL					SOLO-CIMENTO				
	0	99.93	99.97	99.83	99.90	99.93	99.99	99.92	99.81	99.88	99.99
	7	99.78	100.1	99.98	99.98	99.97	99.36	99.28	99.41	99.38	99.32
	14	100.1	99.98	100.0	100.1	99.95	99.36	99.36	99.40	99.43	99.07
	28	100.2	100.0	100.0	99.99	100.2	99.52	99.56	99.59	99.53	99.54
	60	100.2	100.3	100.3	100.0	100.2	99.71	99.71	99.65	99.58	99.70
Contração Diametral (%)	0	100.1	100.0	100.1	99.93	100.0	100.0	99.95	99.94	100.0	99.97
	7	100.1	100.4	100.1	100.7	100.0	99.09	99.11	99.19	99.40	99.37
	14	99.91	100.0	99.87	100.1	99.71	98.82	99.38	99.40	99.15	99.37
	28	100.1	100.0	99.99	100.2	100.3	99.43	99.54	99.65	99.70	99.64
	60	99.98	100.0	100.1	100.2	100.2	100.0	100.1	100.1	100.1	100.1
Contração solo sem aglomerante (%)		CONTRAÇÃO AXIAL					CONTRAÇÃO DIAMETRAL				
		99.96	99.98	99.99	99.95	100.02	99.92	100.05	100.02	100.02	100.04

Resistência à compressão, cura seca e imersão 24h antes da Ruptura	T.C	SOLO - CAL					SOLO - CIMENTO				
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
	7	99.96	100.00	100.00	100.00	100.00	100.03	100.03	100.06	100.08	100.14
	14	100.05	100.00	100.07	100.06	100.01	100.16	100.19	100.20	100.12	100.11
	28	100.03	100.08	100.06	100.04	100.08	100.02	99.99	99.97	100.06	100.06
	60	100.03	100.06	100.01	100.05	100.05	100.06	100.06	99.98	100.06	100.05
Resistência Compressão Cura Seca	0	100.1	100.1	99.98	100.0	100.0	99.7	99.86	99.86	99.78	99.85
	7	99.96	99.90	100.1	99.94	99.91	101.0	101.3	101.0	101.2	101.1
	14	100.6	100.7	100.6	100.3	100.6	100.9	100.9	101.0	101.2	101.2
	28	100.0	100.1	100.1	100.2	100.1	99.74	99.86	99.69	100.0	99.85
	60	101.4	100.7	100.7	100.9	101.1	100.8	100.9	101.1	101.2	101.2
	120	100.62	100.64	100.56	100.63	100.53	101.19	101.16	101.19	101.42	101.86
Resistência à Compressão Cura Imersa	7	99.99	100.21	100.26	100.26	100.31	99.83	100.1	99.99	99.99	100.1
	14	100.28	100.26	100.16	100.26	100.3	99.93	100.0	100.1	100.0	99.91
	28	100.16	100.42	100.29	100.34	100.30	100.0	100.0	100.1	99.98	100.0
	60	100.31	100.14	100.22	100.28	100.32	100.1	100.1	100.0	100.1	100.1
	120	100.28	100.41	100.28	100.20	100.27	99.97	100.1	100.0	100.2	100.1

T.C. – Tempo de Cura



5.2 EXPANSÃO

Conforme o procedimento descrito no item 4.4 foram realizados os ensaios de expansão simples com os corpos-de-prova com aglomerantes, e expansão confinada com os corpos-de-prova de solo sem aglomerantes.

A tabela 04 e a tabela 05 mostram os resultados dos ensaios de expansão para os corpos de prova de solo-cimento e solo-cal em termos de expansão máxima ocorrida durante o ensaio. A tabela apresenta apenas os valores de expansão máxima por serem estes os mais importantes quando se trata de barreiras selantes, no entanto para se fazer uma análise mais crítica do comportamento expansivo é necessário analisar o comportamento de cada corpo-de-prova no decorrer do ensaio. Análises desta natureza encontram-se no item 6.4.1.

Tabela 04: Valores máximos de expansão axial e diametral

	T.C	SOLO - CAL					SOLO - CIMENTO				
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
MÁXIMA EXPANSÃO AXIAL (%)	0	0,152	0,140	0,190	0,158	0,146	0,122	0,244	0,240	0,196	0,138
	7	0,250	0,052	0,178	0,172	0,210	0,042	0,148	0,170	0,164	0,178
	14	0,160	0,164	0,122	0,180	0,130	0,036	0,002	0,010	0,060	0,000
	28	0,114	0,092	0,140	0,190	0,098	0,136	0,102	0,170	0,138	0,152
	60	0,112	0,142	0,142	0,018	0,178	0,018	0,000	0,000	0,160	0,124
MÁXIMA EXPANSÃO DIAMETRA L (%)	0	0,118	0,120	0,104	0,120	0,124	0,040	0,076	0,062	0,082	0,060
	7	0,144	0,112	0,128	0,162	0,132	0,122	0,044	0,086	0,102	0,108
	14	0,000	0,000	0,088	0,000	0,004	0,002	0,000	0,010	0,000	0,000
	28	0,036	0,080	0,058	0,050	0,070	0,000	0,038	0,096	0,022	0,032
	60	0,002	0,040	0,028	0,122	0,000	0,040	0,034	0,078	0,068	0,036

Tabela 05: Valores máximos de expansão axial de corpo de prova confinado

	SOLO SEM AGLOMERANTE				
MÁXIMA EXPANSÃO AXIAL (%)	1	2	3	4	5
	0,024	0,000	0,200	0,118	0,100

5.3 CONTRAÇÃO

Nos ensaios realizados procurou-se simular situações de campo que expusessem as camadas compactadas ao ar livre levando-as a perder água para o meio. Buscou-se estudar o comportamento da barreira quando submetida a essa situação em seus respectivos tempos de cura.

A tabela 06 mostra os resultados dos ensaios de contração para os corpos de prova de solo-cimento e solo-cal e a tabela 07 mostra os resultados de contração dos corpos-de-prova de solo sem estabilizante. Os resultados apresentados são em termos de contração máxima ocorrida durante os ensaios, sendo estes valores os de maior preocupação em cada ensaio.

Tabela 06: Valores máximos de contração axial e diametral.

	T.C	SOLO – CAL					SOLO – CIMENTO				
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
MÁXIMA CONTRAÇÃO AXIAL (%)	0	0,538	0,550	0,516	0,522	0,558	0,548	0,590	0,538	0,484	0,558
	7	0,578	0,488	0,558	0,614	0,540	0,480	0,458	0,444	0,424	0,538
	14	0,544	0,628	0,584	0,568	0,562	0,562	0,584	0,538	0,578	0,556
	28	0,370	0,374	0,384	0,382	0,332	0,488	0,406	0,384	0,382	0,426
	60	0,256	0,268	0,296	0,296	0,270	0,310	0,288	0,324	0,318	0,376
MÁXIMA CONTRAÇÃO DIAMETRAL (%)	0	0,458	0,504	0,582	0,522	0,540	0,638	0,602	0,670	0,589	0,592
	7	0,572	0,542	0,522	0,534	0,554	0,498	0,492	0,462	0,490	0,454
	14	0,598	0,602	0,572	0,640	0,580	0,540	0,588	0,542	0,616	0,558
	28	0,404	0,394	0,376	0,428	0,448	0,408	0,438	0,404	0,418	0,568
	60	0,304	0,332	0,320	0,320	0,256	0,316	0,316	0,340	0,350	0,324

Tabela 07: Valores máximos de contração axial e diametral de corpos de prova de solo sem aglomerante.

		MÁXIMA CONTRAÇÃO AXIAL (%)					MÁXIMA CONTRAÇÃO DIAMETRAL (%)				
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
SOLO PURO		0,550	0,608	0,622	0,556	0,560	0,648	0,648	0,656	0,598	0,620



5.4 MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA

Para se fazer um acompanhamento das modificações que ocorriam na estrutura interna dos corpos de prova durante o processo de cura e, assim, verificar de que forma esta estrutura influenciava os mecanismos de contração dos corpos de prova, foram realizadas imagens com microscópio eletrônico de varredura (M.E.V.) em corpos de prova com diferentes tempos de cura.

Tais imagens foram feitas em corpos de prova de solo sem aglomerante e das misturas solo-cimento e solo-cal considerando os tempos de 7, 14, 28 e 60 dias após a moldagem dos corpos de prova.

Essa consideração se aplica tanto para os corpos-de-prova curados ao ar como aqueles curados em câmara úmida, visto que a preparação dos corpos-de-prova para a microscopia exigiu exposição ao ar (para secagem) dos corpos-de-prova curados em câmara úmida. Para se obter uma imagem de qualidade no MEV, os corpos-de-prova não podiam apresentar umidade superior a 5%, por esse motivo era necessária a secagem ao ar dos corpos-de-prova curados em câmara úmida.

Sendo assim, no momento de sua visualização no MEV, os corpos-de-prova tinham estado expostos há pelo menos 48h de secagem ao ar, tendo sofrido contração durante este tempo, razão pela qual as fissuras de contato desenvolvidas e observadas na imagem do microscópio tinham atingido o seu máximo.

Por esta razão, não se observou diferença no grau de fissuração desenvolvido em função da contração dos materiais além do tempo de cura de 7 dias, resultando desnecessária a realização de imagens de MEV para tempos de cura de 120 dias após moldagem, pois os resultados dos corpos-de-prova com 7, 14, 28 e 60 dias de cura foram iguais em termos de padrão de fissuração.

Os resultados obtidos mostram forte correspondência com os padrões de contração verificados nos ensaios de laboratório, ou seja, todo o processo de contração é pouco significativo e se completa nos primeiros dias após a moldagem.

É importante destacar ainda que as características das fissuras de contato entre grãos observados no MEV, em termos de tamanho das fissuras, sua abertura e quantidade, não variam com o tempo após o primeiro intervalo (7 dias) independentemente do aglomerante utilizado. Tal situação é ilustrada nas figuras 21 a 25 que representam,

respectivamente, o solo sem aglomerante, e a mistura solo-cimento após 7, 14 e 60 dias de cura.

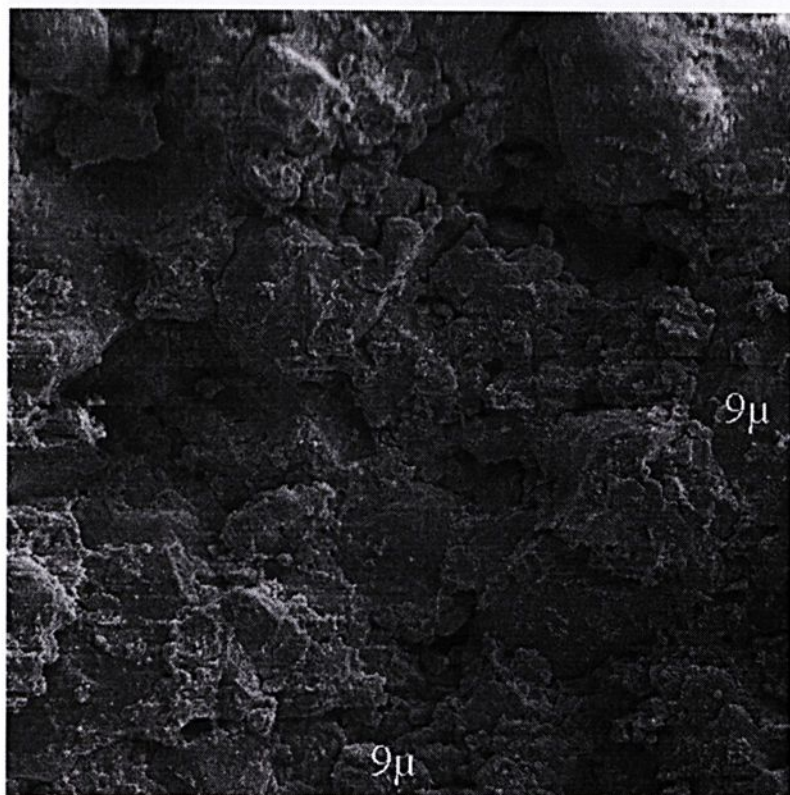


Figura 21: Imagem da estrutura interna de corpos-de-prova de solo sem aglomerante

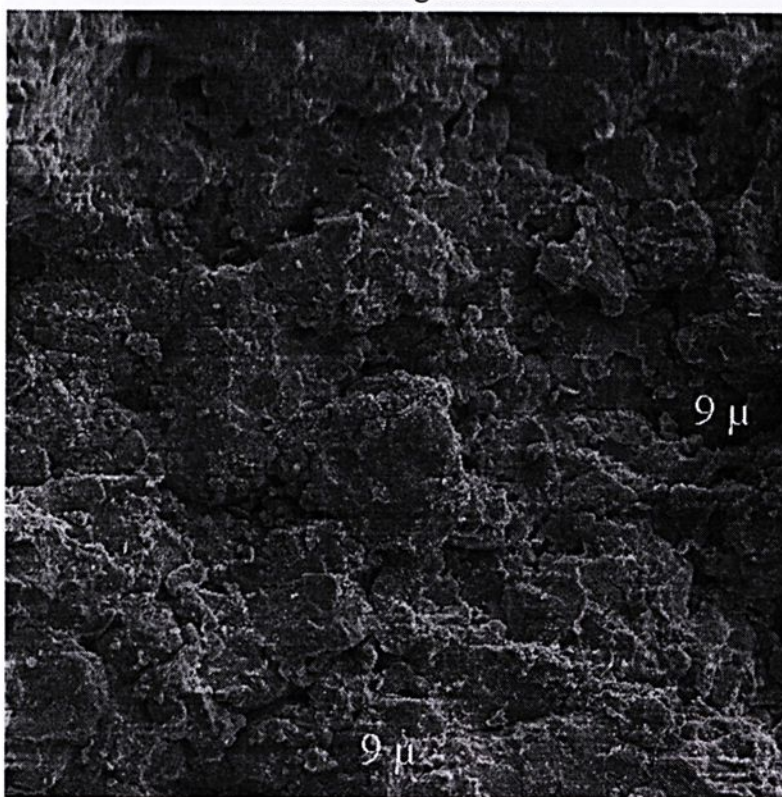


Figura 22: Imagem da estrutura interna de corpos-de-prova de solo-cimento com 7 dias de cura

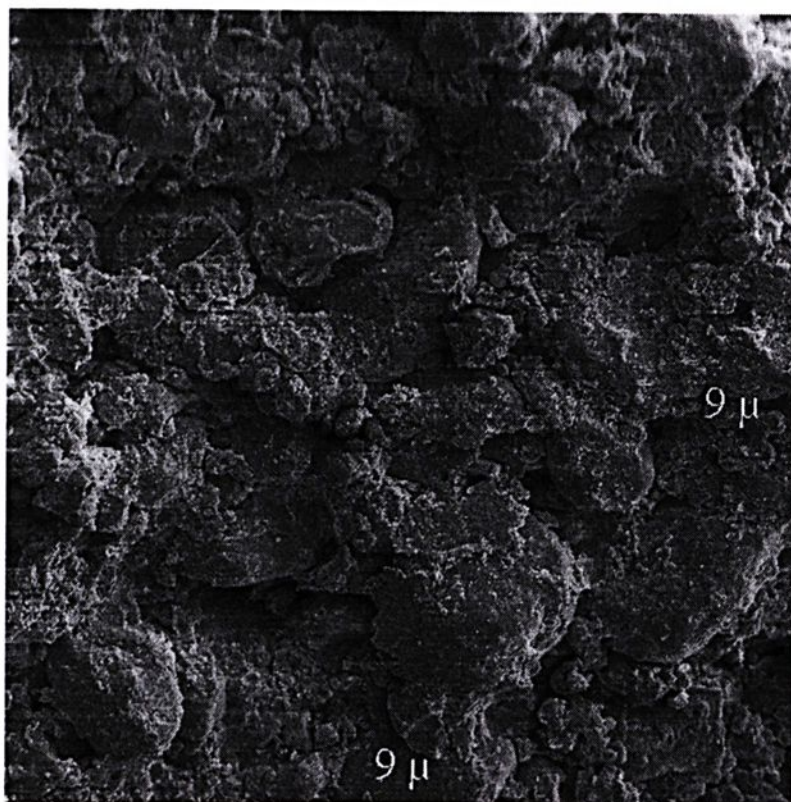


Figura 23: Imagem da estrutura interna de corpos-de-prova de solo-cimento com 14 dias de cura

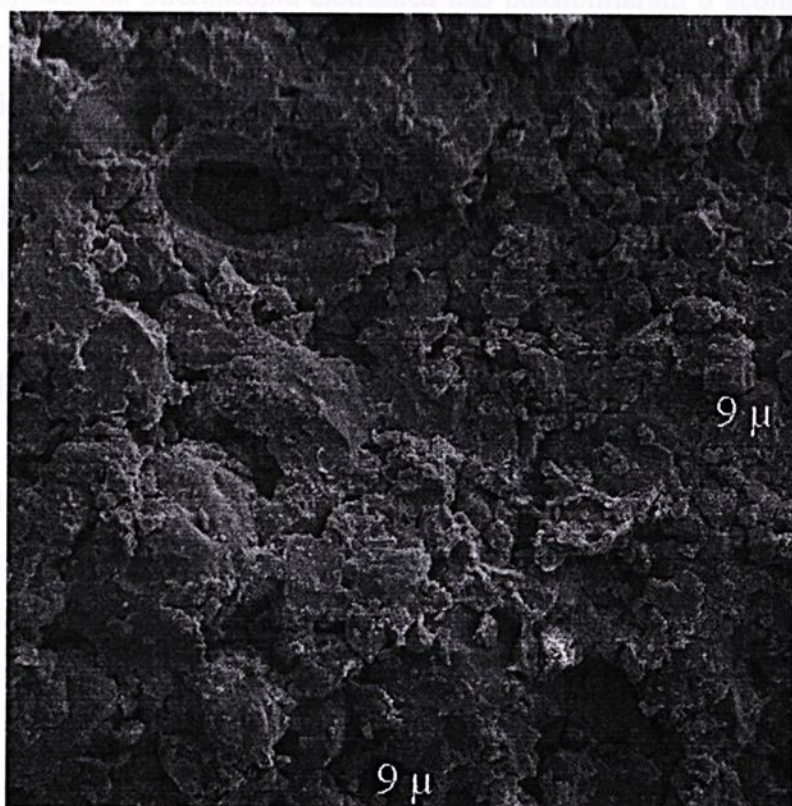


Figura 24: Imagem da estrutura interna de corpos-de-prova de solo-cimento com 28 dias de cura

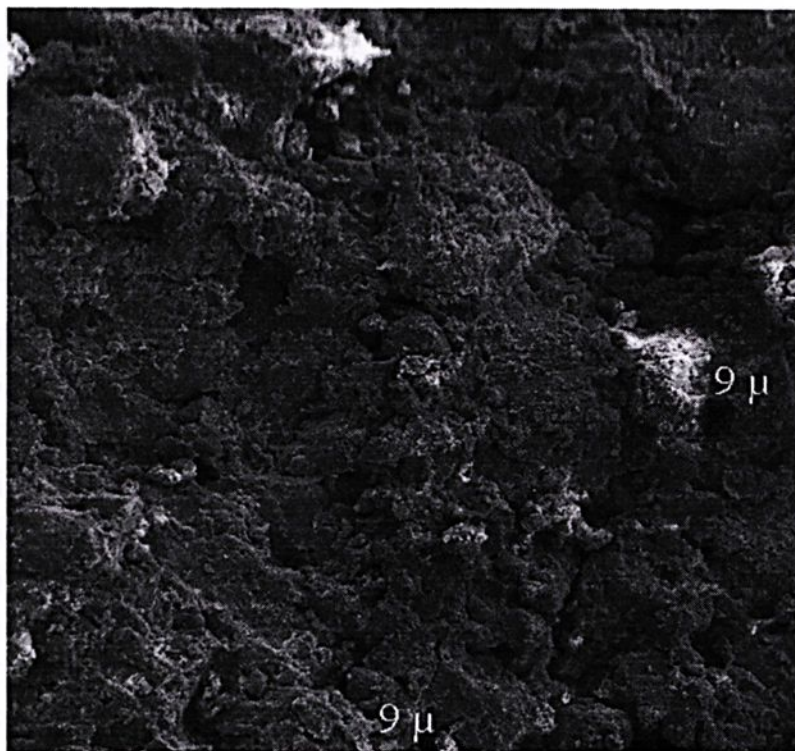


Figura 25: Imagem da estrutura interna de corpos-de-prova de solo-cimento com 60 dias de cura

Os resultados da microscopia eletrônica não possibilitaram o acompanhamento da evolução do processo contráctil, visto que não permitiram notar diferenças entre os padrões de estruturas das misturas em função do processo de contração com o tempo. Apesar dos ensaios de laboratório evidenciarem modificações neste padrão contráctil (com redução da contração total com o tempo de cura) a microscopia eletrônica não permitiu verificar a influência disso na estrutura das misturas.

5.5 RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES

A tabela 08 apresenta os resultados de resistência à compressão das misturas de solo-cal e solo-cimento com cura seca e as resistências obtidas com cura imersa para a mistura solo-cimento.

Pode-se observar que na tabela 08 não estão apresentados os valores de resistência à compressão de corpos-de-prova de solo-cal curados imersos. Não foi possível obter resultados neste ensaio porque nesta condição de imersão imediata não há tempo para que haja ganho de resistência da mistura pelo fato de ainda não ter ocorrido a sua cura. Por esse motivo os corpos-de-prova de solo-cal se desagregaram antes de haver ganhado resistência,

porém os corpos-de-prova de solo-cimento resistiram à ação da água e não desagregaram, havendo mesmo sob estas circunstâncias o processo de cura.

Tabela 08: Resultado dos ensaios de resistência à compressão simples.

	T.C	SOLO – CAL					SOLO – CIMENTO				
		1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
CPs CURADOS SEM IMERSÃO (kgf/cm²)	0	5,43	5,63	5,24	5,92	4,85	15,04	17,18	17,37	15,33	15,72
	7	12,91	11,57	12,60	12,71	14,36	72,52	78,00	74,28	78,93	76,76
	14	27,48	24,69	27,17	23,97	23,66	85,95	92,15	91,53	100,83	91,74
	28	34,51	32,65	32,23	34,40	30,58	95,77	95,67	97,73	104,14	97,84
	60	63,85	67,15	74,69	65,81	65,91	112,82	119,84	114,57	116,85	111,37
	120	62,92	69,94	66,43	66,74	65,71	116,95	107,75	117,15	127,59	102,90
CPs IMERSOS 24 HS ANTES DA RUPTURA (kgf/cm²)	7	7.95	7.54	7.85	7.75	6.92	49.07	46.80	52.69	48.97	51.76
	14	13.22	13.53	13.84	13.95	13.22	65.40	66.02	64.36	64.57	64.16
	28	20.87	22.94	22.42	21.18	22.63	70.15	72.83	67.26	70.46	75.62
	60	40.91	38.85	39.15	37.09	39.15	82.96	85.75	77.07	85.65	81.62
CPs CURADOS IMERSO (kgf/cm²)	7	-	-	-	-	-	52,38	48,14	47,83	52,79	50,11
	14	-	-	-	-	-	67,77	59,71	62,30	63,64	59,20
	28	-	-	-	-	-	82,96	69,22	78,21	74,59	73,97
	60	-	-	-	-	-	89,88	95,36	91,22	81,31	83,58
	120	-	-	-	-	-	58,37	74,80	101,66	78,21	73,14

A figura 26 mostra as consequências da ação da água em corpos-de-prova de solo-cal sem tempo de cura.



Figura 26: Corpos-de-prova de solo-cal imersos imediatamente após a moldagem.

6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

6.1 ANÁLISES DO GRAU DE COMPACTAÇÃO DOS CORPOS-DE-PROVA

Ribeiro (2002) e Rizzo (2004) concluíram que corpos-de-prova compactados com a porcentagem ideal de aglomerante e na umidade ótima, estudadas por eles, apresentaram resultados satisfatórios quanto a permeabilidade e a retenção de íons poluidores. Porém para que corpos-de-prova moldados com essas características apresentem resultados semelhantes aos encontrados por eles, é necessário que estes corpos-de-prova apresentem graus de compactação superiores a 95%.

Como o presente trabalho vem com o intuito de estudar outros fatores comportamentais das mesmas misturas estudadas por Ribeiro (2002) e Rizzo (2004) é necessário que os corpos-de-prova utilizados neste trabalho apresentem as mesmas características dos corpos-de-prova utilizados nas pesquisas destes autores. Desta forma os resultados obtidos tanto pelos referidos autores quanto pelo presente trabalho se referem a materiais com as mesmas propriedades.

Como se pode observar na tabela 03 todos os corpos-de-prova utilizados neste trabalho atingiram graus de compactação superiores a 95%. Sendo assim, pode-se dizer que os corpos-de-prova do presente trabalho apresentam características de permeabilidade e retenção de íons poluidores semelhantes aos encontrados pelos autores citados anteriormente.

6.2 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO EXPANSIVO

Como visto no item 4.1, o solo utilizado na moldagem dos corpos-de-prova não é de característica argilosa, já que a porcentagem de argila encontrada em sua composição é relativamente pequena. Sua composição mineralógica foi apresentada com cerca de 70% de quartzo, representando predominantemente a fração areia, e 14% de hematita, 10% de gibbsita, e 5% de caulinita, na fração argila.

Esses argilominerais não pertencem a grupos de característica expansiva, pois não conduzem moléculas de água para sua estrutura, somente adsorvem água atraindo-as para as suas superfícies.



Com o baixo comportamento expansivo da caulinita, a maior parte da expansão é devido à entrada de água nos vazios do solo. Com a adição de estabilizantes como o cimento e a cal, ocorre uma cimentação dos grãos do solo que causa uma diminuição do seu índice de vazios, conseqüentemente, o volume de água a ser absorvida pelos corpos-de-prova diminui reduzindo assim o seu comportamento expansivo. Dessa forma o comportamento expansivo seria diferente para amostras com tempos de cura diferentes, para cada tipo de aglomerante utilizado.

6.2.1 EXPANSÃO AO LONGO DO TEMPO DE CURA

Em condições de imersão imediatamente após a moldagem esperava-se que os corpos-de-prova apresentassem expansões maiores que em ensaios com maior tempo de cura, uma vez que esse processo estava se iniciando e ainda não havia transcorrido tempo suficiente para a ação do aglomerante na estrutura do solo. Teoricamente quanto maior o tempo de cura, menor seria o valor de expansão devido à ação cimentante do aglomerante inibindo o processo expansivo.

Os resultados dos ensaios de expansão realizados sem cura e para os tempos de cura preestabelecidos mostram uma oscilação dos valores que dificulta a percepção da melhoria proporcionada pelo aglomerante em termos de expansão.

O solo por si só apresenta baixos valores de expansão, sendo assim não há muito a ser reduzido pelo aglomerante. A grandeza dos valores obtidos é muito pequena o que torna difícil obter valores menores ainda. No entanto a diminuição da expansão ao longo do tempo de cura ocorre, e é mais perceptível nos corpos-de-prova de solo-cimento.

6.2.2 CONDIÇÕES DE EXPANSÃO EM CAMPO E EM LABORATÓRIO

É importante ressaltar que os ensaios realizados em laboratório são de expansão livre. Este tipo de ensaio simula uma condição de expansão pior que a condição de campo, pois o corpo-de-prova não está confinado. Dessa forma não há nenhuma força externa inibindo sua expansão.

Nas condições de campo, uma determinada porção de solo da camada compactada se encontra confinada e sofrendo a ação de forças que restringem a expansão horizontal. As expansões registradas nos ensaios de expansão livre seriam então, maiores que as expansões que realmente ocorreriam em campo, simulando em laboratório condições de



expansão teoricamente mais críticas que as expansões que realmente ocorreriam em campo.

6.2.3 EXPANSÕES DIAMETRAIS E AXIAIS

Outro fato que deve ser observado é a diferença entre as expansões axiais e as expansões diametrais. O comportamento expansivo do corpo-de-prova não é o mesmo nas duas direções. Quando se comparam os resultados dos ensaios de expansões diametrais e axiais realizados em corpo-de-prova com mesmo tempo de cura, percebe-se que a maioria dos valores de expansão axial são maiores que os valores de expansão diametral, este fato pode ser explicado pela forma com que os corpos-de-prova são compactados.

Em um sistema ideal de moldagem o corpo-de-prova teria que apresentar o mesmo comportamento nas duas direções e dessa forma seria necessário se medir as expansões em apenas uma das direções para se conhecer o aumento volumétrico. Durante a compactação do corpo-de-prova os esforços são aplicados na direção axial, e a entrada de água faz com que a estrutura do solo tenda a voltar a forma inicial levando o solo a expandir mais nessa direção.

Levando-se em consideração o sentido da compactação, o ensaio de expansão axial simula a expansão no sentido vertical de uma camada compactada enquanto o ensaio de expansão diametral simula sua expansão horizontal. Cabe ressaltar que o interesse em se medir a expansão lateral se relaciona à possibilidade de desenvolvimento de fissuras ou rupturas devidas a esta expansão, enquanto a expansão vertical poderia comprometer a resistência à compressão e a permeabilidade da camada.

Como na camada compactada os grãos do solo estão confinados, expansões horizontais muito grandes fariam surgir forças de compressão entre os grãos do solo que dependendo da magnitude poderiam causar fissuras na estrutura da camada. A menor expansão diametral, somada ao comportamento pouco expansivo do solo, contribui para o bom funcionamento da barreira.

6.2.4 EXPANSÃO x TEMPO

Observando os gráficos de expansão ao longo do tempo, percebe-se que a maior parte da expansão ocorre nas primeiras horas de ensaio, período onde está ocorrendo a entrada de água no solo. Isso ocorre porque a entrada d'água nos vazios da estrutura reduz



as forças de atração entre as partículas de solo devidas à sucção. Após a estabilização do fluxo de água a amostra atinge um patamar de equilíbrio de expansão devido às reações da estrutura do solo, estabilizando assim o seu volume.

A figura 27 apresenta a expansão axial em função do tempo de cura de corpo-de-prova de solo-cimento com tempo de cura de 7 dias. As temperaturas ambiente também se encontram representadas na figura.

Durante os ensaios foram notadas algumas oscilações nos valores de expansão das misturas. Quando se verificou isso, passou-se a determinar os valores de temperatura ambiente do laboratório como forma de tentar relacionar tais variações de comportamento com as condições ambientais do laboratório.

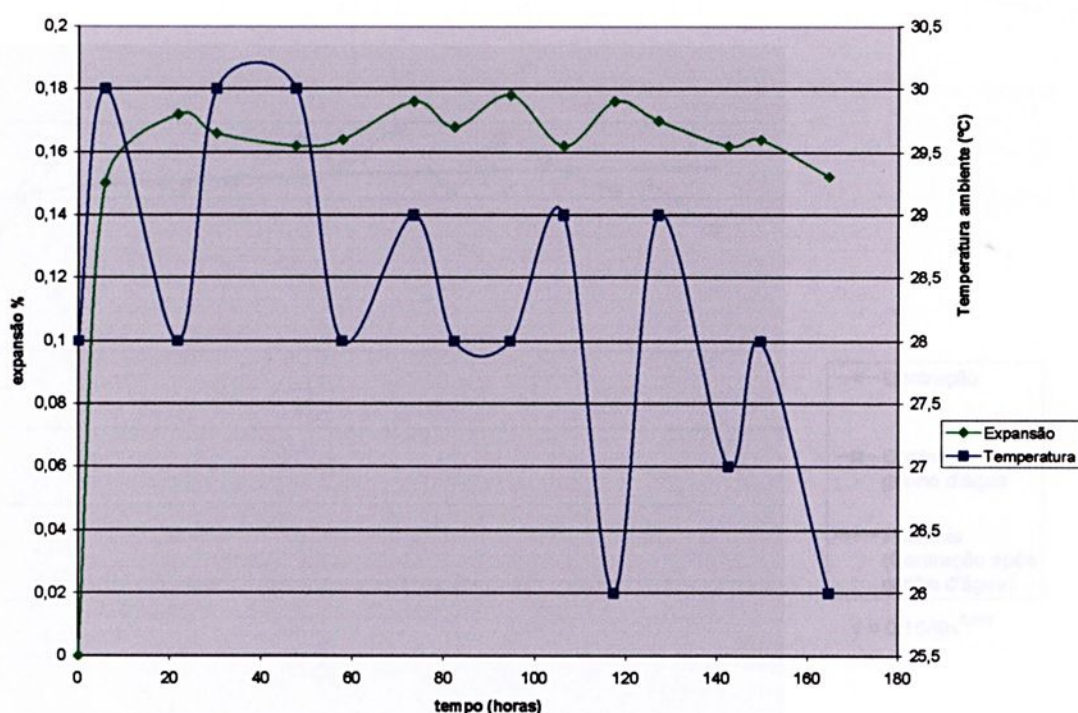


Figura 27: Resultados da expansão de um corpo-de-prova de solo-cimento com 7 dias de cura em função do tempo e temperaturas ambiente durante o ensaio.

Analisando as curvas da figura 32 percebe-se que com o aumento da temperatura há uma tendência de contração do corpo-de-prova, enquanto que com a diminuição da temperatura há tendência de expansão deste. Porém fica claro que as variações volumétricas causadas pela interferência das condições ambientais são relativamente pequenas (no máximo 0,02%), não sendo o fator que limitaria o uso da técnica em algumas regiões.

Como se pode perceber na figura 27, o processo de ganho de água se dá nas primeiras horas de ensaio, com 48 horas de ensaio o corpo-de-prova expandiu mais de 90% (0,162%) de sua expansão máxima (0,178%). Após esse período as oscilações nos valores registrados nos ensaios podem ser associadas às variações de temperatura, esse fato pode ser mais bem visualizado quando se ajusta uma curva de tendência para os valores de expansão após o período de ganho de água, ou seja, após a fase ascendente acentuada da curva de expansão.

A figura 28 mostra a curva de tendência obtida apenas com os valores de expansão após as primeiras horas de ensaio, mostrando que já é possível saber a ordem de grandeza da expansão após o ganho de água das primeiras horas, havendo em seguida pequenas oscilações em torno de um patamar de equilíbrio de ganho d'água.

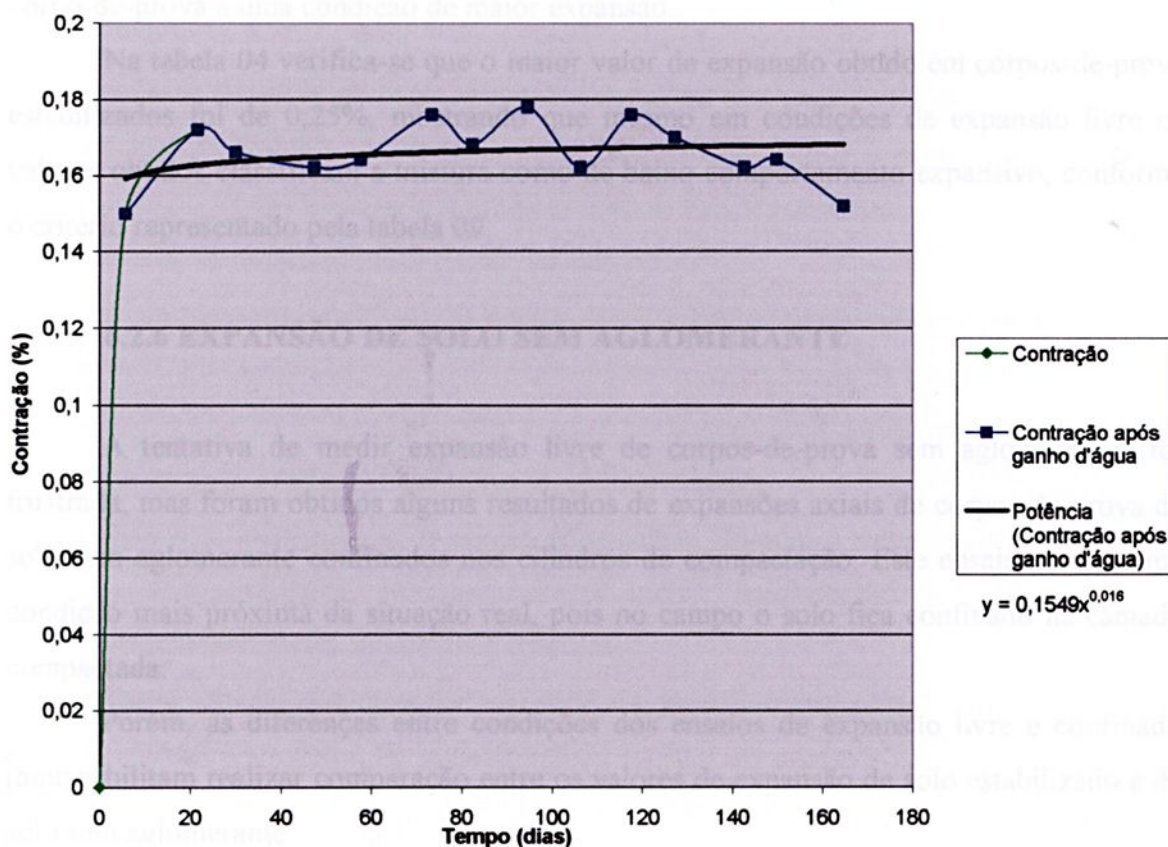


Figura 28: Curva de tendência da expansão sem considerar a temperatura

6.2.5 OS MÁXIMOS VALORES DE EXPANSÃO

Não foi encontrado nas literaturas consultadas nenhum valor limite de expansão máxima de camadas compactadas com a finalidade de barreiras selantes. Nogami &

Villibor (1995) apresentam uma classificação de expansão para fins de pavimentação. Os valores limites desta classificação foram obtidos em ensaios de mini-CBR realizados em solos lateríticos como mostra a tabela 09.

Tabela 09: Valores de limites de expansão propostos por Nogami & Villibor(1995) para fins de pavimentação com solos tropicais

EXPANSÃO	Elevada	> 3 %
	Média	0,5 % a 3 %
	Baixa	< 0,5 %

Por se tratar do ensaio mini-CBR estes valores de expansão são obtidos em corpos-de-prova confinados, diferente do ensaio de expansão livre que teoricamente expõe o corpo-de-prova a uma condição de maior expansão.

Na tabela 04 verifica-se que o maior valor de expansão obtido em corpos-de-prova estabilizados foi de 0,25%, mostrando que mesmo em condições de expansão livre os valores obtidos classificam a mistura como de baixo comportamento expansivo, conforme o critério representado pela tabela 09.

6.2.6 EXPANSÃO DE SOLO SEM AGLOMERANTE

A tentativa de medir expansão livre de corpos-de-prova sem aglomerantes foi frustrada, mas foram obtidos alguns resultados de expansões axiais de corpos-de-prova de solo sem aglomerante confinados nos cilindros de compactação. Este ensaio simula uma condição mais próxima da situação real, pois no campo o solo fica confinado na camada compactada.

Porém, as diferenças entre condições dos ensaios de expansão livre e confinado impossibilitam realizar comparação entre os valores de expansão de solo estabilizado e de solo sem aglomerante

Os resultados obtidos com o ensaio de expansão de solo sem aglomerante confinado apresentavam uma expansão máxima de 0,2% (Tabela 05), enquanto que a expansão máxima obtida em ensaios de expansão livre de solos com aglomerantes foi 0,25%. Porém a maioria dos resultados dos ensaios de expansão livre apresentou valores abaixo de 0,2% (Tabela 05), o que mostra que mesmo em ensaios que favorecem as



condições expansão os corpos-de-prova estabilizados apresentaram menores valores de expansão.

Segundo Brandl (1992) um dos requisitos exigidos para que um material possa ser utilizado como barreira selante é apresentar baixas taxas de expansão. Como os resultados obtidos classificavam as misturas solo-cimento e solo-cal como de baixos comportamento expansivo, as misturas atendem tranqüilamente este requisito.

6.3 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO CONTRÁCTIL

A característica expansiva de um solo é um indicador do seu comportamento contráctil. Um solo que não absorve muita água não a terá para perder, conseqüentemente apresentará baixos valores de contração.

A coesão é outro fator a ser analisado quando se trata do fenômeno de contração. Na ocorrência da saída de água as tensões capilares que surgem no interior do solo têm parcela de contribuição no processo contráctil. Em resistência a estas tensões capilares estão as forças coesivas do solo impedindo que as tensões capilares aproximem demais os grãos do solo causando uma contração excessiva.

Como visto no item 3.4.1 (Coesão), um dos responsáveis pela existência de coesão em um solo é a presença de um material cimentante aglutinando os grãos entre si, e como este trabalho usa como estabilizantes a cal e o cimento, dois poderosos aglomerantes, a coesão da mistura estabilizada aumenta significativamente.

Assim aumentando-se as forças cimentantes do solo a intensidade dessas forças capilares será diminuída, resultando numa menor aproximação dos grãos do solo, conseqüentemente haverá uma menor contração.

Outro aspecto que deve ser analisado é a granulometria do solo em estudo. Como visto no item 3.4.4 solos de granulometria grossa, apresentam normalmente raios de curvatura dos meniscos capilares (R_s) maiores que em solos de granulometria fina, analisando a equação 16 quanto maior for o valor de R_s , menor será a altura de ascensão capilar nos tubos capilares do solo (h_c). Como conseqüência as tensões capilares, responsáveis pela aproximação dos grãos, serão menores em solos de granulometria grossa.



6.3.1 CONTRAÇÃO AO LONGO DO TEMPO DE CURA

Com o aumento do tempo de cura a cimentação passa a ter uma influência importante no comportamento contráctil de um solo. Em resumo, durante a cura da mistura ocorre a hidratação das moléculas do aglomerante que faz com que ocorram as reações químicas responsáveis pela cimentação dos grãos do solo.

Assim como a cimentação inibe o comportamento expansivo do solo, também inibe o comportamento contráctil, diminuindo as variações volumétricas das misturas.

Ao analisar os resultados dos ensaios de contração de corpos-de-prova imediatamente após a moldagem e corpos-de-prova com 60 dias de cura, percebe-se a redução proporcionada pelo estabilizante ao longo do tempo de cura, evidenciando o benefício proporcionado pela estabilização em termos de contração.

6.3.2 CONDIÇÕES DE CONTRAÇÃO EM CAMPO E EM LABORATÓRIO

É importante analisar a forma com que a contração da barreira selante está sendo simulada em laboratório e para se fazer isso se deve analisar a forma com que ocorre a perda d'água nas duas situações, em campo e em laboratório.

A perda de água do solo, motivo da ocorrência da contração, é função da superfície do solo exposta ao ar e quanto maior for a área de solo exposta ao ar maior será a quantidade de água perdida pelo solo. Se for feita uma comparação entre a perda de água de um corpo-de-prova e a perda de água de uma porção de solo de mesma forma e volume do corpo-de-prova presente na parte superior de uma camada compactada, será verificado que o corpo-de-prova perderá mais água. Isso porque o corpo-de-prova possui uma superfície exposta ao ar muito maior que a porção de solo presente na camada, uma vez que esta tem grande parte de sua superfície confinada lateralmente. Dessa forma, pode-se dizer que os corpos-de-prova, por apresentarem maior perda d'água, apresentarão maior contração.

Sendo assim os ensaios de laboratório expõe a amostra a uma condição de contração mais severa que a condição de exposição no campo, pode-se esperar portanto que o processo de contração seja menos intenso no campo.



6.3.3 CONTRAÇÕES DIAMETRAIS E AXIAIS

No ensaio de contração, ao contrário do ensaio de expansão, não se percebe diferenças significativas entre os valores de contração axial e diametral do corpo-de-prova. Comparando os valores de contração axial e diametral nos seus respectivos tempos de cura, nota-se uma tendência de maior contração diametral.

Essas diferenças podem ser explicadas pela diferença entre as áreas expostas ao ar. No ensaio em que se medem as contrações axiais o corpo-de-prova é colocado na vertical e nessa posição sua base fica em contato com uma placa de acrílico (Figura 18), assim ficam expostas ao ar a área de topo e a área lateral do corpo-de-prova. Nos ensaios em que se medem contrações diametraais o corpo-de-prova fica na posição horizontal sobre um suporte que tem um contato muito pequeno (figura 19), deixando exposta uma maior área de contato com o ar.

Essa maior superfície exposta ao ar pode ser o motivo da contração diametral ser ligeiramente maior, porém as diferenças são tão pequenas quanto a diferença de área exposta.

Quando se trata da camada compactada em campo o comportamento contráctil nas direções axiais e diametraais não tem tanta importância como no caso das expansões axiais e diametraais que era influenciado pelo sentido da compactação. Os ensaios de contrações axiais e diametraais só evidenciaram a importância da perda d'água no comportamento contráctil.

6.3.4 CONTRAÇÃO x TEMPO

Assim como nos ensaios de expansão, a maior parte da contração também ocorre nas primeiras horas de ensaio. Logo que os corpos-de-prova são expostos ao ar começam a perder água até atingir um determinado ponto onde a velocidade de perda de água diminui. Ao traçar a curva de contração x tempo, este gráfico apresenta uma reta ascendente de grande inclinação nas primeiras horas de ensaio. Após esta variação o corpo-de-prova começa a apresentar um comportamento mais equilibrado com tendência a se estabilizar apresentando variações volumétricas menos consideráveis.

Como citado no item 3.4, no momento da saída da água as paredes dos tubos capilares formados no interior do solo tendem a se contrair diminuindo os vazios deixados



pela água. Essa diminuição ocorre até a estrutura do solo se equilibrar novamente. Tal comportamento pode ser observado claramente no gráfico apresentado na figura 29.

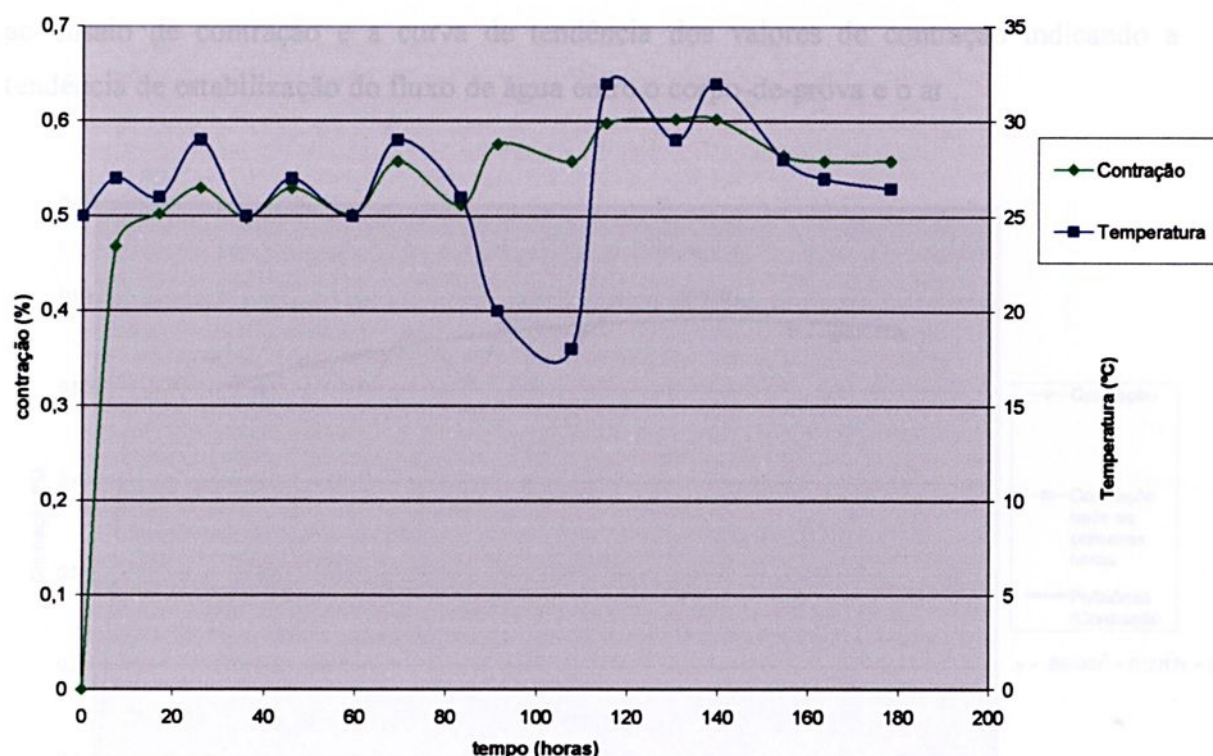


Figura 29: Resultados da contração de um corpo-de-prova de solo-cimento e temperatura ambiente com o tempo

Como feito no estudo da expansão, as temperaturas foram medidas para verificar a sua possível influência na contração dos solos estabilizados, como se vê na figura 29.

Percebe-se que a influência da temperatura na variação volumétrica independe das condições de exposição dos corpos-de-prova. Nos ensaios de expansão os corpos-de-prova ficam imersos enquanto que no ensaio de contração os corpos-de-prova ficam expostos ao ar livre e mesmo em condições diferentes a temperatura os influencia da mesma forma. Os resultados mostram que com o aumento da temperatura há uma tendência de contração do corpo-de-prova, enquanto que com a diminuição da temperatura há tendência de expansão deste.

As variações volumétricas causadas pela variação da temperatura são pouco significativas, uma curva de tendência com os dados do ensaio de contração representaria o comportamento contráctil do corpo-de-prova sem interferência da temperatura.

Após a contração das primeiras horas de ensaio o corpo-de-prova tende a estabilizar seu volume, o que seria representado pelo patamar do gráfico da figura 30. Esse patamar

foi obtido traçando uma curva de tendência dos valores de contração após as primeiras horas de ensaio.

A figura 30 apresenta o comportamento da maioria dos corpos-de-prova submetidos ao ensaio de contração e a curva de tendência dos valores de contração indicando a tendência de estabilização do fluxo de água entre o corpo-de-prova e o ar.

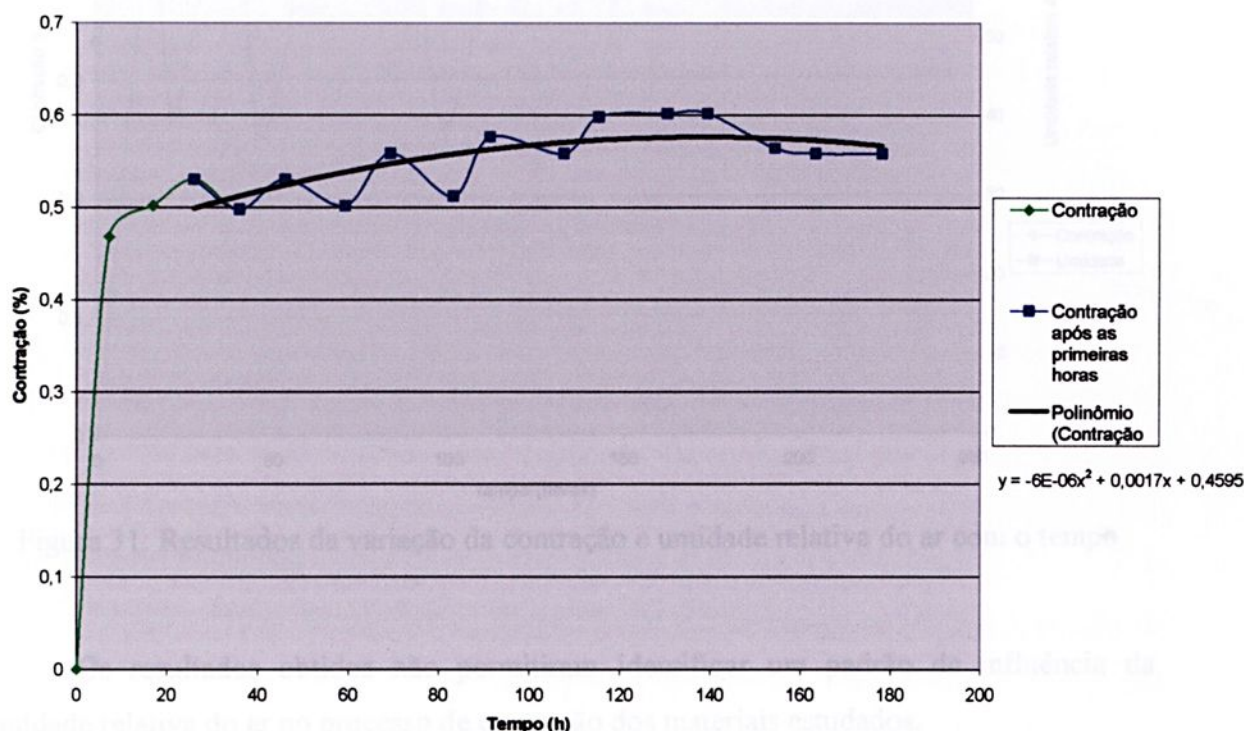


Figura 30: Curva de tendência da contração sem interferência da temperatura

6.3.5 INFLUÊNCIA DA UMIDADE RELATIVA DO AR NA CONTRAÇÃO

Um outro fator que poderia estar interferindo nos valores do ensaio é a umidade relativa do ar. Uma vez que, na busca de um equilíbrio, há uma troca de umidade entre o corpo-de-prova e o ar, a umidade do ar é um fator que indica uma maior ou menor quantidade de água a ser trocada.

Buscou-se fazer medições da umidade relativa do ar, pois se esse fator mostrasse uma influência significativa no comportamento contrátil das misturas seria um limitante da utilização dessa tecnologia em algumas regiões do país.

Para se fazer essa análise em laboratório foram feitas medidas de umidade relativa do ar durante os ensaios de contração. A figura 31 mostra a contração de um corpo-de-prova de solo-cal juntamente com a variação da umidade relativa do ar.

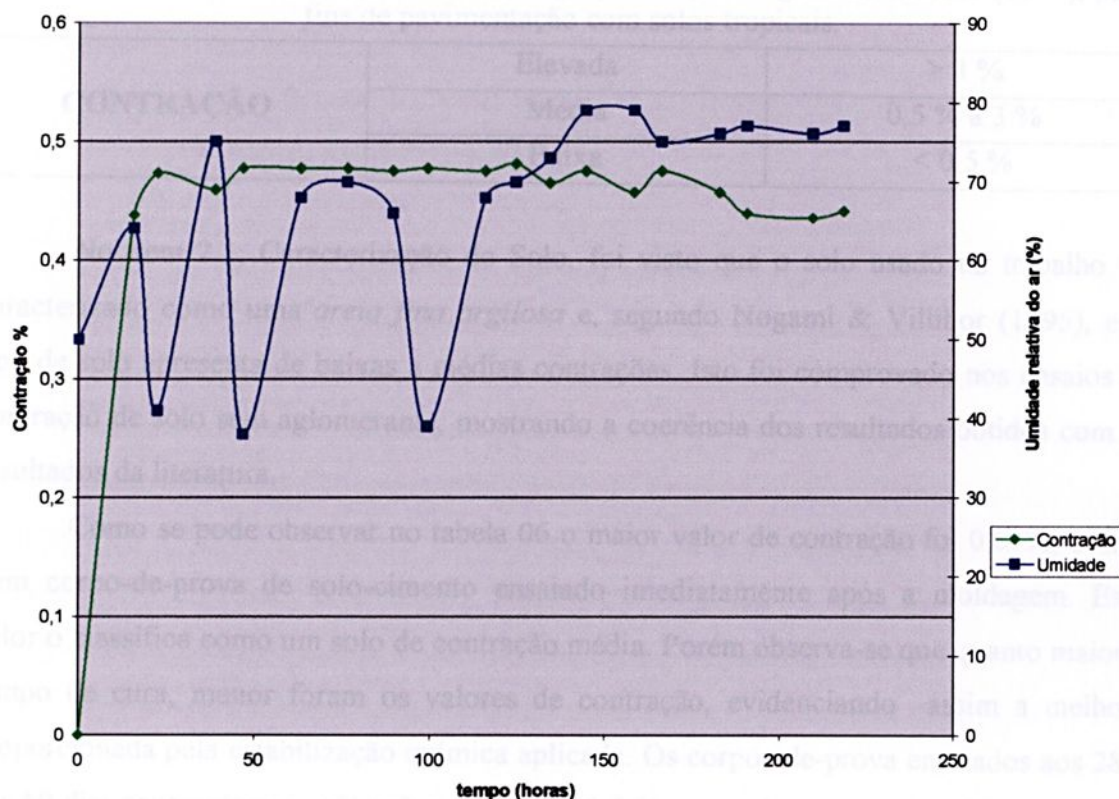


Figura 31: Resultados da variação da contração e umidade relativa do ar com o tempo

Os resultados obtidos não permitiram identificar um padrão de influência da umidade relativa do ar no processo de contração dos materiais estudados.

6.3.6 OS MÁXIMOS VALORES DE CONTRAÇÃO

Não foram encontrados, nas literaturas consultadas, valores limites de contração para camadas de solo compactadas com a finalidade barreiras selantes, porém Nogami & Villibor (1995) apresentam uma classificação de comportamento contrátil para corpos-de-prova compactados na massa específica aparente seca máxima da energia normal e na umidade ótima, ou seja, mesmas condições de compactação deste trabalho, porém de solos lateríticos arenosos sem aglomerante.

Tabela 10: Valores de limites de contração propostos por Nogami & Villibor (1995), para fins de pavimentação com solos tropicais.

CONTRAÇÃO	Elevada	> 3 %
	Média	0,5 % a 3 %
	Baixa	< 0,5 %

No item 2.1, Caracterização do Solo, foi visto que o solo usado no trabalho foi caracterizado como uma *areia fina argilosa* e, segundo Nogami & Villibor (1995), este tipo de solo apresenta de baixas a médias contrações. Isto foi comprovado nos ensaios de contração de solo sem aglomerante, mostrando a coerência dos resultados obtidos com os resultados da literatura.

Como se pode observar no tabela 06 o maior valor de contração foi 0,67%, obtido num corpo-de-prova de solo-cimento ensaiado imediatamente após a moldagem. Esse valor o classifica como um solo de contração média. Porém observa-se que quanto maior o tempo de cura, menor foram os valores de contração, evidenciando assim a melhora proporcionada pela estabilização química aplicada. Os corpos-de-prova ensaiados aos 28 e aos 60 dias apresentaram contrações abaixo de 0,5 % passando a serem classificados como solos de baixa contração.

Também foram feitos ensaios de contração em corpos-de-prova sem a adição de aglomerante, ou seja, somente de solo compactado nos seus parâmetros ótimos. O objetivo era obter valores de contração do solo com e sem aglomerante e analisar as possíveis melhorias causadas pela estabilização.

A tabela 07 mostra os resultados deste experimento e, como se pode observar, não há diferenças significativas entre os valores de contração de corpos-de-prova com e sem aglomerante ensaiados sem tempo de cura. Porém, ao se comparar corpo-de-prova sem aglomerante e corpo-de-prova com aglomerante com tempo de cura superior a 28 dias, percebe-se a ação cimentante do estabilizante diminuindo a contração. Essa melhoria faz com que o solo passe a ser classificado como solo de baixa contração, uma vez que, após os 28 dias de cura, os corpos-de-prova apresentaram contrações abaixo dos 0,5 %.

Outro requisito exigido para que um material possa ser utilizado como barreira selante, segundo Brandl (1992), é apresentar baixas taxas de contração. Como após os 28 dias de cura as misturas apresentaram valores de contração considerados baixos, a contração passa a ser mais um requisito atendido pelos materiais estudados neste trabalho.

6.4 ANÁLISE DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

6.4.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES DE CORPOS DE PROVA CURADOS SEM IMERSÃO

Esta condição de cura seca considera que a camada compactada de solo estabilizado não esteja sendo utilizada enquanto ocorre o processo de cura. Dessa forma não há a possibilidade de ocorrer seu umedecimento durante este processo.

Nestas condições os corpos-de-prova atingem valores de resistência à compressão relativamente altos, como se pode ver no tabela 08. O menor valor obtido foi de um corpo-de-prova de solo-cal ensaiado imediatamente após a sua moldagem, que obteve uma resistência à compressão simples de 0,48MPa. Com 120 dias de cura um corpo-de-prova de solo-cimento chegou a atingir uma resistência de 12,76MPa, valor consideravelmente alto quando se comparado às cargas sofridas pelas camadas que foram calculadas no item 3.5.

Nesse item a carga crítica calculada foi de 0,75MPa, para um aterro de 50 m de altura e um resíduo de massa específica igual a $1,5\text{Kg/m}^3$. Apesar da carga crítica ser maior que o menor valor de resistência obtido nos ensaios (0,48MPa – solo-cal imediatamente após a moldagem), tem que se levar em consideração o tempo necessário para que um aterro atinja uma altura de 50 m. A mesma mistura solo-cal que apresentou resistência de 0,48MPa imediatamente após a moldagem, com 7 dias de cura passou a resistir 1,16MPa, lembrando que esses são os menores valores obtidos nos seus respectivos ensaios. Dessa forma até que um aterro atinja as condições de solicitação crítica, a camada compactada sofre o processo de cura e passa a ter capacidade de resistir às cargas que lhe são impostas.

A figura 32 mostra um gráfico do ganho de resistência à compressão ao longo do tempo de cura. Os valores de resistência usados no gráfico são médias dos valores de resistência dos cinco corpos-de-prova ensaiados em cada tempo de cura.



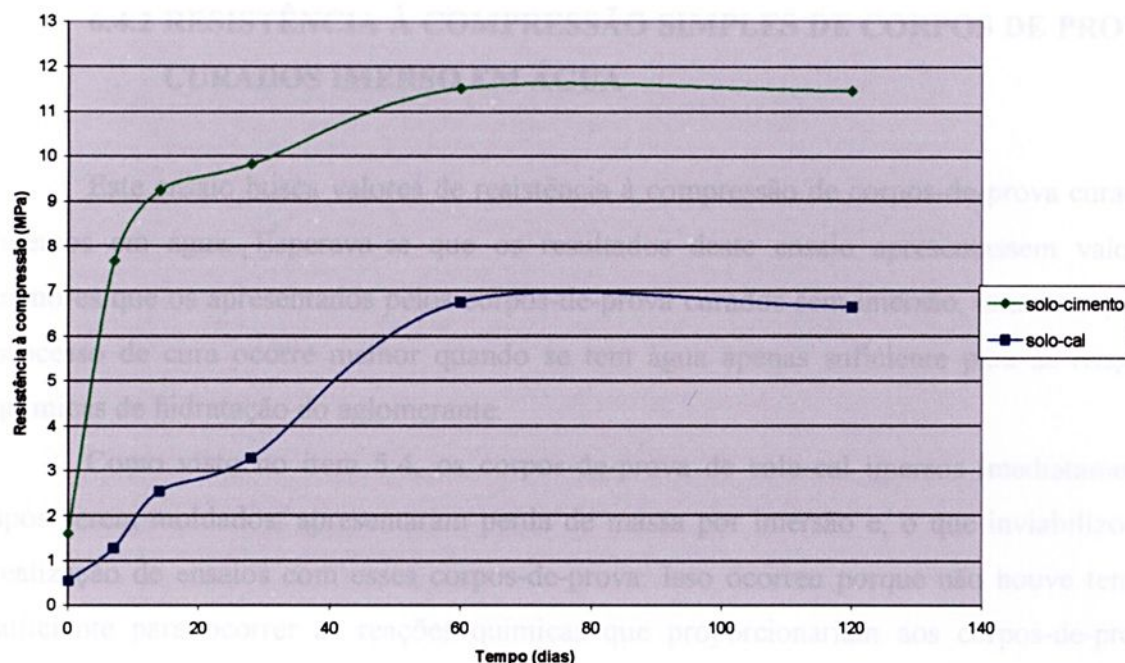


Figura 32: Resultados dos ensaios de resistência à compressão simples de corpos-de-prova de solo-cal e solo-cimento curados sem imersão

Em termos de resistência à compressão simples a diferença entre os resultados do solo-cimento e o solo-cal é significativa, após 120 dias de cura a diferença chega a 4,81MPa. É interessante observar a velocidade de ganho de resistência das duas misturas. Logo após a compactação dos corpos-de-prova o solo-cimento já apresenta maior resistência que o solo-cal e essa diferença aumenta significativamente nos primeiros dias de cura. No gráfico da figura 32 a inclinação da curva do solo-cimento muito mais acentuada que a do solo-cal, mostra a maior velocidade de ganho de resistência do solo-cimento nos primeiros dias de cura.

Até 60 dias de cura os corpos-de-prova apresentaram aumento contínuo de resistência, porém o resultado do ensaio de 120 dias apresentou uma pequena queda de resistência, tanto em corpos-de-prova de solo-cimento quanto em corpos-de-prova de solo-cal. No entanto o gráfico da figura 32 apresenta a *média das resistências* dos cinco corpos-de-prova de cada tempo de cura. Alguns deles com 120 dias apresentaram resistência maior que outros com 60 dias, porém a média das resistências de corpos-de-prova com 120 dias de cura é menor que a média da resistência de corpos-de-prova com 60 dias. Isso mostra uma oscilação em torno do valor da resistência para 60 dias., Assim acredita-se que a partir deste tempo de cura a resistência à compressão da mistura já atingiu um valor bem próximo de seu valor máximo.

6.4.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES DE CORPOS DE PROVA CURADOS IMERSO EM ÁGUA

Este ensaio busca valores de resistência à compressão de corpos-de-prova curados imersos em água. Esperava-se que os resultados deste ensaio apresentassem valores menores que os apresentados pelos corpos-de-prova curados sem imersão, uma vez que o processo de cura ocorre melhor quando se tem água apenas suficiente para as reações químicas de hidratação do aglomerante.

Como visto no item 5.4, os corpos-de-prova de solo-cal imersos imediatamente após serem moldados, apresentaram perda de massa por imersão e, o que inviabilizou a realização de ensaios com esses corpos-de-prova. Isso ocorreu porque não houve tempo suficiente para ocorrer as reações químicas que proporcionariam aos corpos-de-prova maior resistência à ação da água em seu interior. Em consequência disso os corpos-de-prova se desagregaram da mesma forma que ocorreu no ensaio de expansão livre com corpos-de-prova sem aglomerante.

Nos corpos-de-prova de solo cimento isso não ocorreu porque as reações químicas do cimento são mais rápidas que as reações da cal. O tempo gasto na moldagem dos corpos-de-prova de solo cimento foi suficiente para que eles adquirissem resistência suficiente para suportar a ação da água em seu interior e continuar seus processos de cura mesmo imersos, como pode ser visto na figura 33.

As resistências à compressão simples dos corpos-de-prova submetidos a cura sob imersão apresentaram um comportamento muito parecido com as resistências obtidas após o processo de cura seco, quando vistas em função dos tempos de cura. A curva nos primeiros dias de cura apresenta uma grande inclinação mostrando que o solo-cimento mesmo imerso continua tendo um processo de cura rápido, atingindo grande parte de sua resistência nos primeiros dias de cura. No entanto, os valores de resistência dos corpos-de-prova curados sem imersão e curados imersos apresentaram grandes diferenças. Aos 120 dias de cura a diferença entre a média das resistências dos corpos-de-prova curados imersos e dos corpos-de-prova curados sem imersão foi de 3,72MPa, como se pode observar na figura 32. Porém mesmo com valores de resistência tão abaixo dos valores de resistência atingidos pelos corpos-de-prova curados sem imersão, os corpos-de-prova curados imersos atingiram valores suficientes para resistir à carga crítica, 0,75MPa.



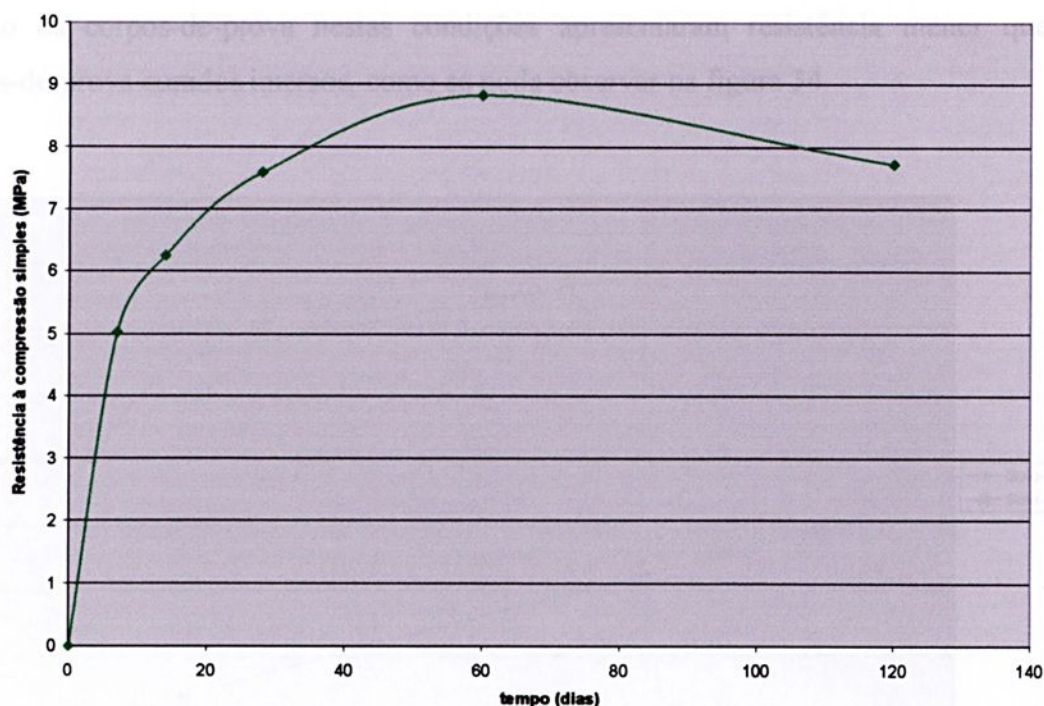


Figura 33: Resultados dos ensaios de resistência à compressão simples de corpos-de-prova de solo-cimento curados imersos

Aos 120 dias de cura a média de resistência dos corpos-de-prova apresentou uma queda em relação a média dos corpos-de-prova com 60 dias de cura, como se pode perceber no gráfico da figura 33. Esse comportamento também foi notado no ensaio onde os corpos-de-prova foram curados sem imersão. Entre os cinco corpos-de-prova ensaiados com 120 dias alguns apresentam valores menores que os valores atingidos no ensaio de 60 dias e outros atingiram valores maiores. Na média desses cinco corpos-de-prova os resultados dos ensaios com 120 dias foram menores que os resultados com 60 dias, o que não indica que após 60 dias os corpos-de-prova perdem resistência. Após 60 dias há uma variação em torno do valor de resistência que indica que com esse tempo de cura a mistura já atingiu grande parte de sua resistência máxima.

6.4.3 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES DE CORPOS DE PROVA CURADOS SEM IMERSÃO E IMERSOS 24 HORAS ANTES DA RUPTURA

Neste ensaio esperava-se que os corpos-de-prova apresentassem resistência menor que aqueles curados e rompidos secos e maior que os corpos-de-prova curados imersos. No

entanto os corpos-de-prova nestas condições apresentaram resistência menor que os corpos-de-prova curados imersos, como se pode observar na figura 34.

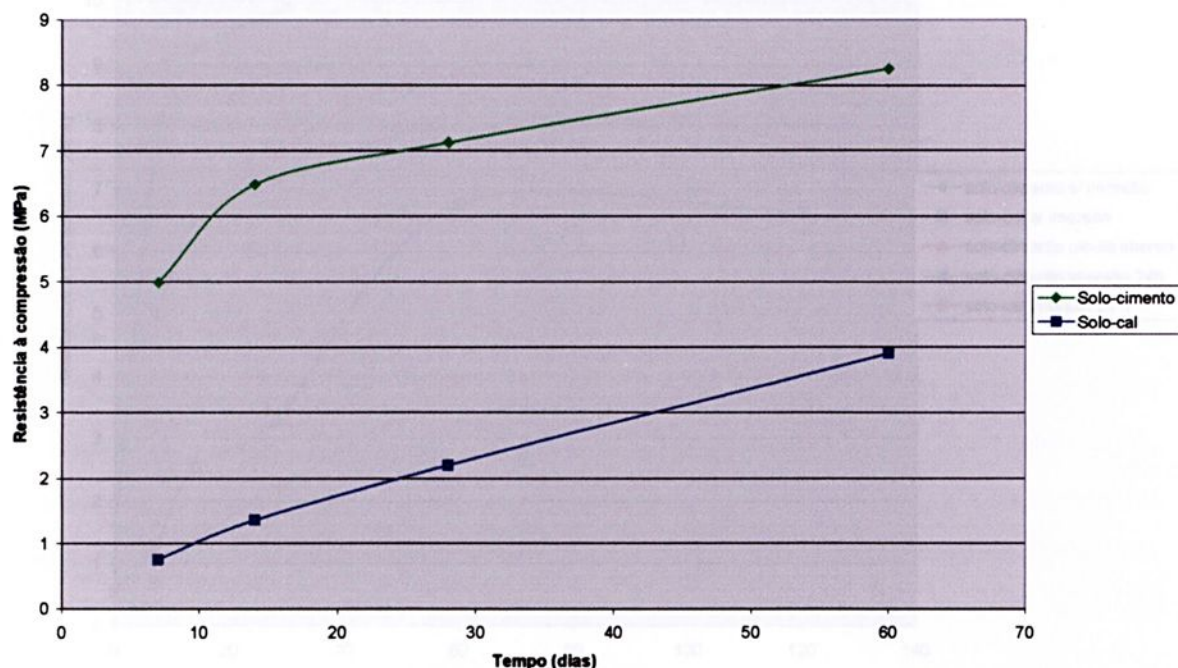


Figura 34: Resultados dos ensaios de resistência à compressão simples de corpos-de-prova de solo-cimento e solo-cal curados sem imersão e rompidos úmidos

Analisando os resultados dos três ensaios nota-se que corpos-de-prova curados sem imersão e submetidos à ruptura na umidade de cura apresentaram resultados extremamente superiores aos corpos-de-prova dos demais ensaios. Porém os resultados dos ensaios de corpos-de-prova curados imerso e corpos-de-prova curados sem imersão e rompidos úmidos apresentaram valores parecidos, como se pode notar na tabela 08.

Esta semelhança indica que o ganho de resistência dos processos de cura imerso e não imerso foi praticamente o mesmo. O que fez a diferença nos resultados dos três ensaios foi a condição de exposição do corpo-de-prova no momento da ruptura, corpos-de-prova saturados apresentaram resultados semelhantes mesmo curados em condições diferentes, e os corpos-de-prova rompidos secos apresentaram resultados extremamente superiores. A figura 35 permite uma melhor visualização do ganho de resistência à compressão dos corpos-de-prova curados em diferentes condições.

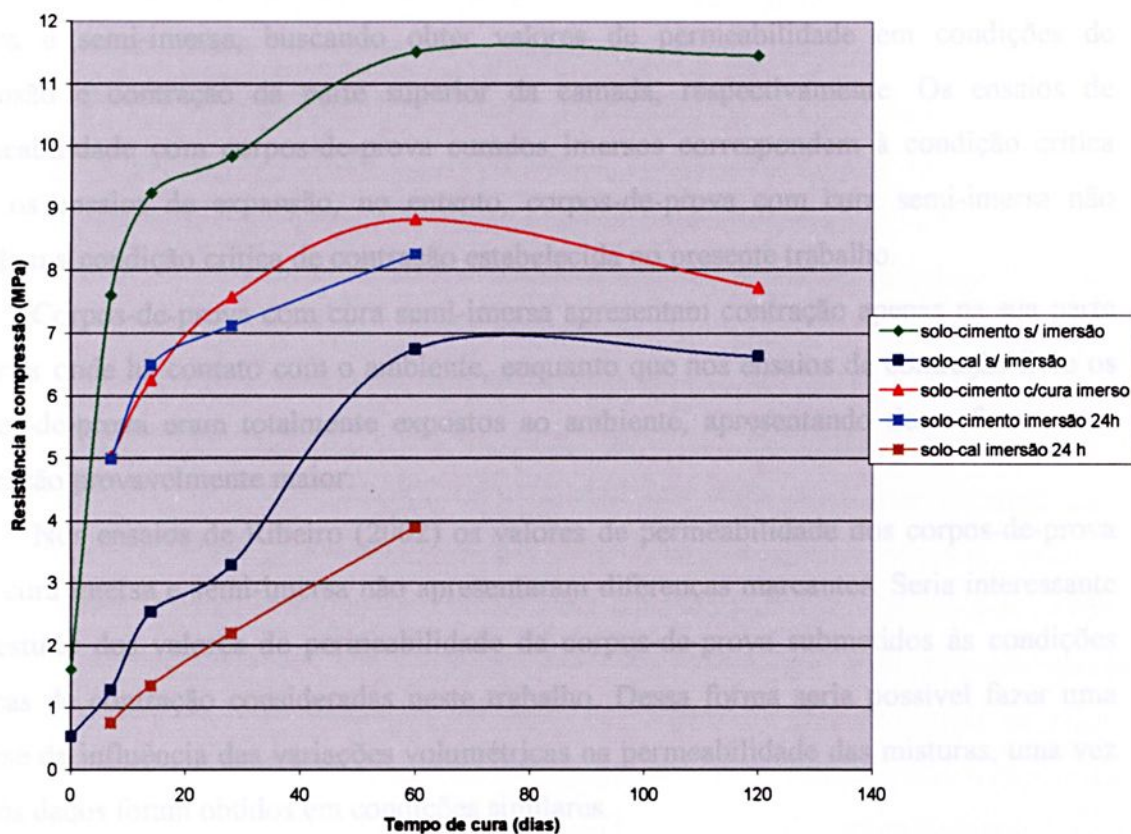


Figura 35: Resultados dos ensaios de resistência à compressão simples de corpos-de-prova de solo-cimento e solo-cal em várias condições de cura

De qualquer forma os valores de resistência atingidos por todos corpos-de-prova submetidos ao ensaio de compressão simples, foram extremamente superiores à carga crítica, 0,75MPa, calculada no item 3.5.

6.5 ANÁLISES FINAIS

O estudo dos fatores comportamentais apresentados neste trabalho analisou em laboratório, o comportamento físico das misturas solo-cimento e solo-cal quando utilizadas como barreiras selantes. Este comportamento foi analisado quando as misturas foram submetidas às condições críticas que eram regidas pela presença ou ausência de água em determinados períodos.

Nem todas essas condições consideradas críticas para os fatores comportamentais estudados neste trabalho foram simuladas em outros trabalhos que estudaram fatores comportamentais diferentes em misturas solo-cimento e solo-cal.

Ribeiro (2002) realizou ensaios de permeabilidade em corpos-e-prova com cura imersa e semi-imersa, buscando obter valores de permeabilidade em condições de expansão e contração da parte superior da camada, respectivamente. Os ensaios de permeabilidade com corpos-de-prova curados imersos correspondem à condição crítica para os ensaios de expansão, no entanto, corpos-de-prova com cura semi-imersa não simulam a condição crítica de contração estabelecida no presente trabalho.

Corpos-de-prova com cura semi-imersa apresentam contração apenas na sua parte superior onde há contato com o ambiente, enquanto que nos ensaios de contração livre os corpos-de-prova eram totalmente expostos ao ambiente, apresentando dessa forma uma contração provavelmente maior.

Nos ensaios de Ribeiro (2002) os valores de permeabilidade dos corpos-de-prova com cura imersa e semi-imersa não apresentaram diferenças marcantes. Seria interessante um estudo dos valores de permeabilidade de corpos-de-prova submetidos às condições críticas de contração consideradas neste trabalho. Dessa forma seria possível fazer uma análise da influência das variações volumétricas na permeabilidade das misturas, uma vez que os dados foram obtidos em condições similares.

Os ensaios de expansão mostraram que as misturas apresentam baixo comportamento expansivo quando imersos em água, porém não se conhece o comportamento expansivo das misturas solo-cimento e solo-cal quando submetidas à imersão em fluidos comumente encontrados em locais de disposição de resíduos.

Assim, Rizzo (2004) submeteu essas misturas solo/aglomerante a águas residuárias, chorume e soluções que continham íons de alta mobilidade com o intuito de analisar a capacidade de retenção de materiais poluentes, porém, ainda não se pode saber o comportamento expansivo destas misturas solo/aglomerante quando submetidas a esses fluidos.

Como visto no tópico 3.4.4, "Mecanismos de expansão", é de se esperar que o maior comportamento expansivo dessas misturas se dê na presença de água, uma vez que solos de comportamento expansivo apresentam minerais característicos pela capacidade de absorção de moléculas de águas em suas estruturas, por esse motivo o presente trabalho analisou o comportamento expansivo das misturas solo-cimento e solo-cal quando imersos somente em água.

No entanto, seria interessante um estudo das reações que poderiam ocorrer quando as misturas solo-cimento e solo-cal estiverem em contato com fluidos poluentes comumente encontrados nos locais de disposição. Não é do conhecimento se estas reações

influenciariam o comportamento expansivo das misturas ou se mudariam sua estrutura interna, o que poderia comprometer a permeabilidade e a sua resistência à compressão.

Até o momento foram estudadas a permeabilidade, a capacidade de retenção de íons, a expansão, a contração e a resistência à compressão simples das misturas solo-cimento e solo-cal, apresentando resultados considerados satisfatórios, porém estes estudos foram realizados em laboratório, simulando cada uma das condições de campo em corpos-de-prova.

Todavia a aplicação dessa tecnologia exige processos construtivos específicos que se não executados de maneira correta comprometem o funcionamento do sistema. A análise da aplicação dessa tecnologia é uma etapa que ainda precisa ser estudada, sendo necessária a aplicação em campo dos fatores comportamentais analisados em laboratório.

Pelos resultados obtidos até o momento em laboratório acredita-se que barreiras selantes produzidas com solo laterítico arenoso estabilizado com cimento ou cal apresentam grande possibilidade de aplicação em campo. Se essa tecnologia se mostrar eficiente também nos estudos em campo poderá se tornar mais uma alternativa de proteção ambiental nos locais de disposição de resíduos para municípios de pequeno porte.

7 CONCLUSÕES

Mediante os resultados apresentados e discutidos neste trabalho, conclui-se que:

- Os corpos-de-prova de solo-cimento e solo-cal utilizados neste trabalho são equivalentes aos corpos-de-prova utilizados por Ribeiro (2002) e Rizzo (2004), por apresentarem valores de permeabilidade e de retenção de íons compatíveis com o aproveitamento desse material em barreiras selantes
- Os valores de expansão encontrados em laboratório tanto para o solo sem aglomerante como para os solos estabilizados com aglomerantes foram baixos e mostraram ser compatíveis com o uso do material como barreira selante, não havendo diferenças marcantes entre os valores de expansão de solo-cal e solo-cimento.
- Os valores de contração encontrados em laboratório para o solo sem aglomerante foram considerados médios, porém com a adição dos estabilizantes as misturas solo-cal e solo-cimento passaram a ter contrações consideradas baixas e portanto compatíveis com o uso como barreira selante.
- Os valores de temperatura ambiente e umidade relativa do ar registrados no laboratório onde foram executados os ensaios de expansão e contração, foram muito pequenos não apresentando variações marcantes no comportamento volumétrico.
- Os resultados de resistência à compressão simples mostraram que as misturas atendem perfeitamente as solicitações de carga que foram simuladas no trabalho, sendo que a mistura solo-cimento apresentou condições de resistência bem superiores.
- As variações volumétricas, expansão e contração, sofridas pelas misturas solo-cimento e solo-cal foram consideradas pequenas e por esse motivo não influenciaram na permeabilidade.
- Os resultados obtidos neste trabalho juntamente com os estudos de Ribeiro (2002) e Rizzo (2004), os quais avaliaram a permeabilidade e a capacidade de retenção de íons das misturas estudadas, indicam que essas misturas reúnem condições favoráveis para uso como barreira selante, sendo que a mistura solo-cimento mais indicada.



8 RECOMENDAÇÕES

Para dar prosseguimento dos estudos com barreiras selantes, podem ser recomendadas algumas investigações, a saber:

- As variáveis ambientais, temperatura ambiente e umidade relativa do ar, deverão ser investigadas pois podem ter influenciado os processos de contração e expansão dos materiais estudados.
- Estudar a influência de grandes variações de temperatura e umidade ambiente no comportamento volumétrico, acreditando-se que a temperatura ambiente tenha uma influência considerável em valores altos, fato que pode ocorrer no interior de aterros sanitários
- Outro aspecto interessante a ser analisado é verificar os fatores comportamentais analisados neste trabalho quando as misturas solo/aglomerante forem submetidas fluidos poluidores.
- Estudos de campo, em escala real, com o uso das barreiras de proteção poderão constituir outra modalidade de pesquisas que poderá vir a ser desenvolvida. Com esses estudos poderá se avaliar as dificuldades de implantação do sistema indicando caminhos eficientes de construção destes dispositivos.
- Os estudos em escala real também poderiam avaliar os valores dos fatores comportamentais da barreira compactada em campo comparando com os valores obtidos em laboratório.



9 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND: **Dosagem das Misturas de Solo-cimento: Normas de Dosagem e Métodos de Ensaio**. São Paulo, SP. ABCP, 1986, 57p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT): **MB-28 – Determinação da Massa Específica dos Grãos de Solo**, 1977.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT): **MB-30 – Determinação dos Limites de Liquidez do Solo**, 1977.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT): **MB-31 – Determinação do Limite de Plasticidade e Índice de Plasticidade de Solos**, 1977.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT): **MB-32 – Análise granulométrica de solos**, 1977.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT): **MB-33 – Ensaio de Compactação**, 1977.

ALCÂNTARA, M.A. **Estabilização química de solos para fins rodoviários: técnicas disponíveis e estudo de caso dirigido à estabilização solo-cal de três solos de Ilha Solteira – SP**. Viçosa: 1995, 91p. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Viçosa, 1995.

ALCÂNTARA, M.A.M. & LIMA, D.C. **As variáveis de controle da capacidade portante na produção de material solo-cal**. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28, 1997, São Carlos. Anais..., EESC/USP, São Carlos, 1997. p. 1891-1897.

ALCÂNTARA, M.A.M. & LOLLO, J.A. **Evaluation of mechanic performance of lime-soil mixtures under distinct exposition conditions**. Journal of Nepal Geological Society – Special Issue, vol. 21, Nepal Geological Society, Kathmandu, Nepal, 1999. p. 162-166.

BAUER, G.; CARVALHO, J.B. **Estabilização de solos lateríticos com cal: propriedades geotécnicas, reações e produtos formados**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 6, e CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9, 1990, Salvador. Anais..., Salvador, ABGE-ABMS, 1990. p. 207-211.



BIDONE, F.R.A & POVINELLI, J. **Conceitos básicos de resíduos sólidos**. São Carlos. EESC/USP, 1999. 120p.

BOFF, F.E. **Estudo da seletividade iônica na interação solo-contaminante aplicado a liners**. São Carlos: EESC/USP. Seminário (Seminários Gerais em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1998.

BOFF, F.E. & PARAGUASSU, A. B. **Avaliação da titulação potenciométrica na avaliação das possibilidades de uso de solos lateríticos como liners**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL, 4, 1999, São José dos Campos. **Anais...**, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, São José dos Campos. 1999. p. 362-366.

BRANDL, H. **Mineral liners for hazardous waste containment**. Géotechnique, (I): 1992. p. 57-65.

CAPUTO, H. P. **O Solo como Material de Construção**. In: _____. **Mecânica dos Solos e sua Aplicações**. 5ª edição. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1987. Volume 2, capítulo 20.

CARCEDO, F. J. A.; GIJON, M. F.; MAZO, C. O.; RODRIGUEZ, J. L. S. **Mapa previsor de riesgos por expansibilidad de arcillas en Espãna a escala 1:1.000.000**. Série: Geologia Ambiental. Instituto Geológico y minero de Espãna. Madrid. 1986. 64p.

CARVALHO, J. B. Q. **Fundamentos da mecânica dos solos**. 1º ed., Campina Grande – Paraíba, Ed. Marcone. 1997. 310p.

CASTELLANO, E.G. & CHAUDHRY, F.H. **Desenvolvimento sustentado: Problemas e estratégias**. São Carlos. EESC/USP. 2000. 360p.

CASTILHO JUNIOR, A. B. **Resíduos Sólidos Urbanos: Aterro sustentável para municípios de pequeno porte**. Rio de Janeiro: ABES, Rima, 2003. 294p.

CEPED – CENTRO DE PESQUISAS E DESENVOLVIMENTO. **Manual de Construção com solo-cimento**. Camaçari-BA, 1984. 147p. CEPED/ABCP.

CETESB. **Operação e manutenção de lagoas Anaeróbias e Facultativas**. Séries Manuais. Companhia De Tecnologia De Saneamento Ambiental. São Paulo. 1992. 91p.

CHEN, F. H. **Foundation on expansive soils**. Developments in Geotechnical Engineering, Amsterdam, elsevier, n. 12. 1975. 280p.

DANIEL, D., E. **Clay liners**. In: **Geotechnical Prattice for Waste Disposal**. D. E. Daniel (ed.). Chapman & Hall, Londres, 1993. pp.



DEER, W. A.; HOWIE, R. A.; ZUSSMAN, J. **Minerais constituintes das rochas – Uma introdução**. Lisboa, Fundação Calouste Gulbenkian, 1966. 558p.

FELLENBERG, G. **Introdução aos problemas da poluição ambiental**. Trad. Por Juegen Heinrich Maar; revisão técnica de Cláudio Gilberto Froehlich. São Paulo, EPU: Springer: Ed. da Universidade de São Paulo. 1980.

FERRAZ, R.L. **Contribuição ao estudo da estabilização de solos para fins rodoviários e habitacionais**. 1994, 180p. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa.

FREDLUND, D.G. & RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soils**. John Wiley, New York, 1993, 517p.

FREIRE, W. J. **Tratamento Prévio do Solo com Aditivos Químicos e seu Efeito sobre a Qualidade do Solo-cimento.**, 1976. 142p. Tese (Doutorado em Solos e Nutrição de Plantas) – ESALQ, USP, Piracicaba.

GILLOTT, J. E. **Clay in Engineering Geology**. Elsevier Publ. Company, Amsterdan. 1987.

GONSALVES, R. F. **Desinfecção de efluentes sanitários**. Rio de Janeiro, ABES, Rima, 2003. 438 p.

GOMES, C. F., **Argilas. O que são e para que servem**. Lisboa, Fundação Calouste Gulbenkian, 1986. 457p.

GRIM, R. E. **Applied Clay mineralogy**. McGraw Hill Publ. Company, Amsterdan. 1962.

IAC **Levantamento pedológico semidetalhado de alguns municípios da região de influência do Conjunto Hidrelétrico de Urubupungá – Estado de São Paulo**. São Paulo, Instituto Agrônomo da Campinas, escala 1:100.000, 1994.

IBGE **Pesquisa Nacional de Saneamento Básico**. Rio de Janeiro, 2002. CD-ROM.

IPT **Levantamento pedológico da área do Cinturão verde da cidade de Ilha Solteira - SP**. São Paulo, Instituto de Pesquisa Tecnológicas, escala 1:6.000, 1988.

JEREMIAS, F. T. S. A. A., **Importância da expansibilidade na durabilidade dos materiais rochosos e técnicas laboratoriais para sua execução**. 1991. 222p.. Dissertação de mestrado – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Universidade Nova de Lisboa. Lisboa.



JESSBERGER, H. L. **Waiste Containment with compacted caly liners.** In: **Geoenvironment 2000**, v. 2, **Characterization, Containment, Remediation, and Performance in Environmental Geotechnics.** Y.B. Acar e D.E. Daniel (eds.) Geotechnical Special Publication nº 46/ASCE. 1995. pp 463 – 483.

LEITE, J.C. **Metodologia para a elaboração da carta de susceptibilidade à contaminação e poluição das águas subsuperficiais.** 1995. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

LEITE, J.C. **Avaliação de materiais inconsolidados para o uso em liners.** Revisão Bibliográfica, SGS-EESC-USP, São Carlos, 1996.

LEITE, A.L.L. **A difusão molecular do K^+ e Cl^- em solos naturais compactados: uma perspectiva para uso em liners.** 1997. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

LIMA, D.C. **Algumas considerações relativas a aspectos de estabilização de solos, em particular a estabilização solo-cal.** 1981, 171p. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos.

LO, I.M.C.; LILJESTRAND, H.M.; KHIM, J. & SHIMIZU, Y. **Clay liner materials for land disposal of hazardous non-metal wastes.** *Water Science Technology*, v. 33, n. 8, p. 71-77, 1996.

NOGAMI, J. S. & VILLIBOR, D. F., **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos.** São Paulo, Vilibor, 1995, 240p.

PEJON, O. J. **Étude du gonflement de roches sédimentaires argilo-calcaires em présence d'eau. Observation au microscope Électronique à Balayage.** Travail réalisé à la section de Géologie et Matériaux naturels de la Division de Mécanique de sol set Géologie de l'Ingénieur du Laboratoire Central de Ponts et Chaussées. Paris.1995. 87p.

PINTO, C.S. **Estabilização de pavimentos com cal.** São Paulo, Associação Brasileira de Produtores de Cal, 1985. P.79-112. (Boletim, 14).

PINTO, C.S.; BOSCOV, M.E. **Estudo comparativo de estabilização com cal de um solo saprolítico e de um solo laterítico.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 6, e CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 9, 1990, Salvador. *Anais...*, Salvador ABGE-ABMS, 1990, p. 227-237, 1990.

QUIGLEY, R. M.; FERNANDEZ, F.; YANFUL, E.; HELGASON, T.; MARGARITS, A. & WHITBY, J. L. **Hydraulic conductivity of contaminated natural clay directly below a domestic landfill**. Canadian Geotechnical Journal, 24 (3), p377 – 383, 1987.

RIBEIRO, R.V.A. **Avaliação do desempenho hidráulico de liners produzidos com solo laterítico arenoso compactado estabilizado quimicamente**. 2002, 87 p. Dissertação (mestrado em Recursos Hídricos e tecnologias Ambientais) –Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira/Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira.

RIZZO, R.P. **Avaliação da condutividade hidráulica em solo laterítico arenoso compactado estabilizado com cimento para uso como liner**. 2004, 98p, Dissertação (mestrado em Recursos Hídricos e tecnologias Ambientais) - Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira/Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira.

ROWE, R.K. **Contaminant migration through groundwater – the role of modeling in the design of barriers**. 11th Canadian Geotechnical Colloquium, **Canadian Geotechnical Journal**, v. 25, n. 4, p. 778-798, 1988.

SANTOS, P. S. **Ciência e tecnologia de argila**. 2º ed. São Paulo, Edgard Blücher. VI. 1989. 408p.

SEEDSMAN, R. W. **Comprehensive rock engineering**. Characterizing Clay Shales. Vol. 3, cap. 7. Austrália, John A. hudson. p 151 – 164, 1993.

SEGANTINI, A. A.S. **Utilização de Solo-cimento em Estacas Apiloadas para obras de Pequeno Porte.**, 1994. 96p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola, área de concentração: Construções Rurais) – Faculdade de Engenharia Agrícola – Universidade Estadual de Campinas, Campinas.

SEGANTINI, A. A.S. **Utilização de Solo-cimento em Estacas Escavadas com Trado em Ilha Solteira-SP**. Campinas, SP, 2000. 176p. Tese (Doutorado em Engenharia Agrícola, área de concentração: Construções Rurais) – Faculdade de Engenharia Agrícola – Universidade Estadual de Campinas.

SILVEIRA, A. **Estabilização de Solos com Cimento**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, publicação 128, Síntese de nota de aula. 44p. 1966.

SIMÕES, P. R. M. (1987). **Aspectos relevantes sobre a implantação de obras de engenharia em solos e rochas expansivas**. Centro de pesquisa e desenvolvimento – Informe Técnico, nº 26, 1987. Camaçari BA.

THOMPSON, M.R. **Lime reativity of Illinois soils**. Washington, ASCE, , p. 67-92, 1966.

VARGAS, M. (1978). **Introdução à mecânica dos solos**. McGraw Hill, São Paulo, 1978, 509p.

VELDE, B., **Introduction to clay minerals**. Chemistry, origins, used and environmental significance. Chapmen hall, London. 1992. 198p.

VILAR, O. M. **Notas de aula – Mecânica dos solos não saturados**, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo – EESC/USP – São Carlos. 1998.

VIRARAGHAVAN, T. **Land waste disposal systems. Environmental Geotechnics and Problematic Soils and Rocks**, Balkema, Rotterdam, p 421 – 426. 1987.

VON SPERLING, M. **Lagoas de Estabilização**. Belo Horizonte, Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, Universidade Federal de Minas Gerais. 1996. 134p.

YONG, R.N.; MOHAMED, A. M. O.; WARKENTIN, B. P. **Principles of Contaminant Tranport in Soils. Development in Geotechnical Engineering, 73**. 1992. Elsevier - Amsterdam – London – New York – Toquio.

YONG, R. N. & PADHUNGHEWIT, Y. **pH influence on selectivity and retention of heavy metals in some clay soils**. *Can. Geotech. J.*, 30: p 821 – 833, 1993.



1. CARACTERIZAÇÃO DO SOLO UTILIZADO NO TRABALHO

Ribeiro (2002) apresenta os índices físicos e limites de consistência do solo estudado:

Tabela A.1. Índices físicos e limites de consistência de solo utilizado.

ρ	w	ρ_s	ρ_d	e	S_r	LL	LP	IP
(g/cm ³)	(%)	(g/cm ³)	(g/cm ³)		(%)	(%)	(%)	(%)
1,69	12,98	1,50	2,72	0,81	43,58	26	17	9

Fonte:

ρ - massa específica do solo;

ρ_d - massa específica aparente seca;

ρ_s - massa específica dos sólidos;

w - teor de umidade;

e - índice de vazios;

S_r - grau de saturação;

LL - limite de liquidez;

LP - limite de plasticidade;

IP - índice de plasticidade.

ANEXO A



Figura A.1. Curva granulométrica do solo utilizado (adaptado de Ribeiro, 2002).

1. CARACTERIZAÇÃO DO SOLO UTILIZADO NO TRABALHO

Ribeiro (2002) apresenta os índices físicos e limites de consistência do solo estudado:

Tabela A.1: Índices físicos e limites de consistência do solo utilizado.

ρ (g/cm ³)	W (%)	ρ_d (g/cm ³)	ρ_s (g/cm ³)	e	S_r (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
1,69	12,98	1,50	2,72	0,81	43,58	26	17	9

Onde:

- ρ - massa específica do solo;
- ρ_d - massa específica aparente seca;
- ρ_s - massa específica dos sólidos,
- w - teor de umidade;
- e - índice de vazios;
- S_r - grau de saturação;
- LL - limite de liquidez;
- LP - limite de plasticidade,e
- IP - índice de plasticidade.

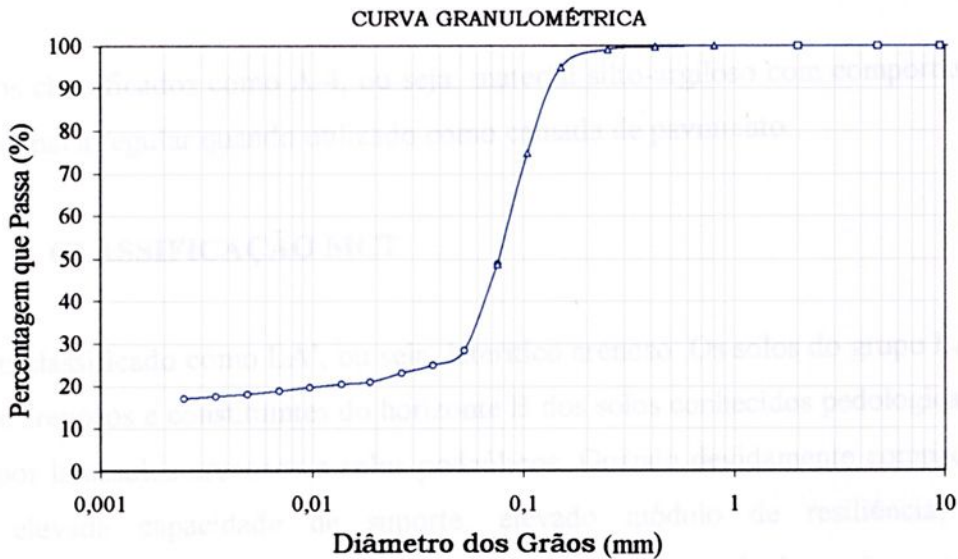


Figura A.1: Curva granulométrica do solo utilizado (adaptado de Ribeiro, 2002).

2. CLASSIFICAÇÃO DO SOLO

Rodrigues (2003) classificou o solo utilizado neste trabalho segundo o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), segundo a American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) e segundo a classificação MCT, obtendo as seguintes classificações.

2.1 CLASSIFICAÇÃO SEGUNDO O SUCS (SISTEMA UNIFICADO DE CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS)

Solos classificados no subgrupo SC, das areias argilosas, ou seja: é um material com boa trabalhabilidade como material de construção, é pouco permeável quando compactado, apresenta boa ou regular resistência e baixa compressibilidade compactado e saturado e características que variam de má a boa como fundação.

2.2 CLASSIFICAÇÃO SEGUNDO A AASHTO (AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS)

Solos classificados como A-4, ou seja: material silto-argiloso com comportamento que varia de mal a regular quando utilizado como camada de pavimento.

2.3 CLASSIFICAÇÃO MCT

Solo classificado como LA', ou seja, laterítico arenoso. Os solos do grupo LA' são tipicamente arenosos e constituintes do horizonte B dos solos conhecidos pedologicamente no Brasil por latossolos arenosos e solos podzólicos. Quando devidamente compactados, adquirem elevada capacidade de suporte, elevado módulo de resiliência, baixa permeabilidade, pequena contração por perda de umidade, razoável coesão e pequena expansibilidade por imersão em água. Em suas condições naturais, esses solos possuem baixa massa específica aparente seca, baixa capacidade de suporte e podem ser colapsíveis por imersão em água (NOGAMI & VILLIBOR, 1995), considerações que estão de acordo com o observado no campo e em obras rodoviárias que utilizam tais solos. É portanto uma

classificação mais adequada para os solos envolvidos do que as duas classificações anteriores.

ANEXO B



I. COMPACTAÇÃO DO SOLO

Além da caracterização e classificação do solo, também foram feitos ensaios de compactação de acordo com a norma ABNT NBR 6456 visando a obtenção do teor ótimo de umidade.

Com relação à energia de compactação Rizzo (2004) e Ribeiro (2002) realizaram ensaios considerando duas diferentes energias de compactação: proctor normal e proctor modificado. Estes ensaios forneceram dados que tornaram possível traçar as curvas de compactação (Figuras 9.1 e 9.2) de onde foram tirados os valores da massa específica máxima seca (P_{max}) e umidade ótima (W_{ot}), mostrados na tabela 32.

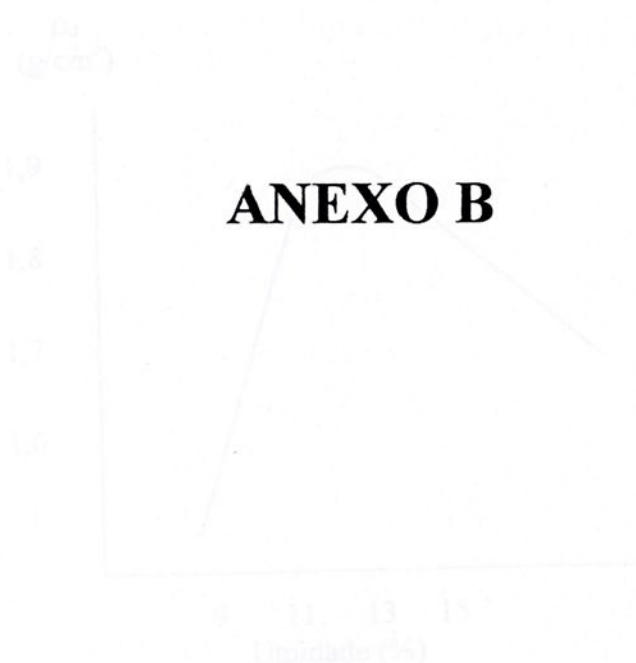


Figura 9.1 - Curva de compactação proctor normal do solo utilizado.

1. COMPACTAÇÃO DO SOLO

Além da caracterização e classificação do solo, também foram feitos ensaios de compactação de acordo com a norma MB-33 visando a obtenção do teor ótimo de estabilizante.

Com relação à energia de compactação Rizzo (2004) e Ribeiro (2002) realizaram ensaios considerando duas diferentes energias de compactação: proctor normal e proctor modificado. Estes ensaios forneceram dados que tornaram possível traçar as curvas de compactação (Figuras 15 e 16) de onde foram tirados os valores da massa específica aparente seca máxima (ρ_{dmax}) e umidade ótima (Wot), mostrados na tabela 02.

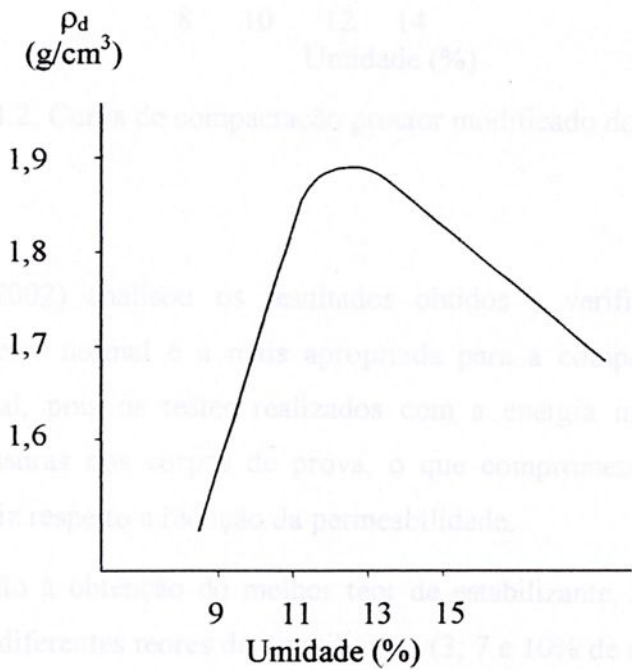


Figura B.1.: Curva de compactação proctor normal do solo utilizado.

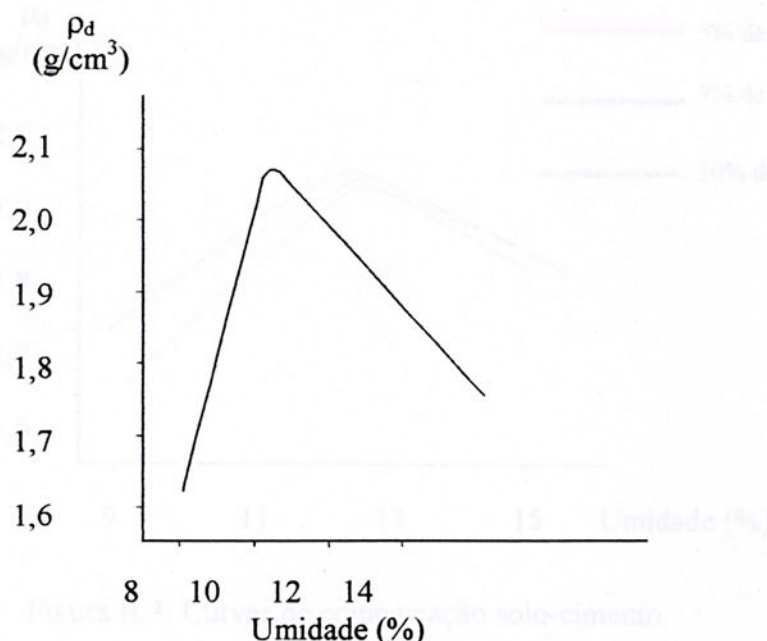


Figura B.2: Curva de compactação proctor modificado do solo utilizado.

Ribeiro (2002) analisou os resultados obtidos e verificou que a energia de compactação proctor normal é a mais apropriada para a compactação de barreiras de proteção ambiental, pois os testes realizados com a energia modificada mostraram o surgimento de fissuras nos corpos de prova, o que compromete o desempenho dessas barreiras no que diz respeito a redução da permeabilidade.

Com relação à obtenção do melhor teor de estabilizante, Rizzo (2004) e Ribeiro (2002) utilizaram diferentes teores de estabilizante (3, 7 e 10% de cimento e 4, 8 e 12% de cal em massa) para avaliar o efeito do teor no processo de compactação. Assim sendo, foram compactados corpos de provas com os teores e estabilizantes citados, que forneceram as curvas de compactação mostradas nas Figuras 17 e 18.

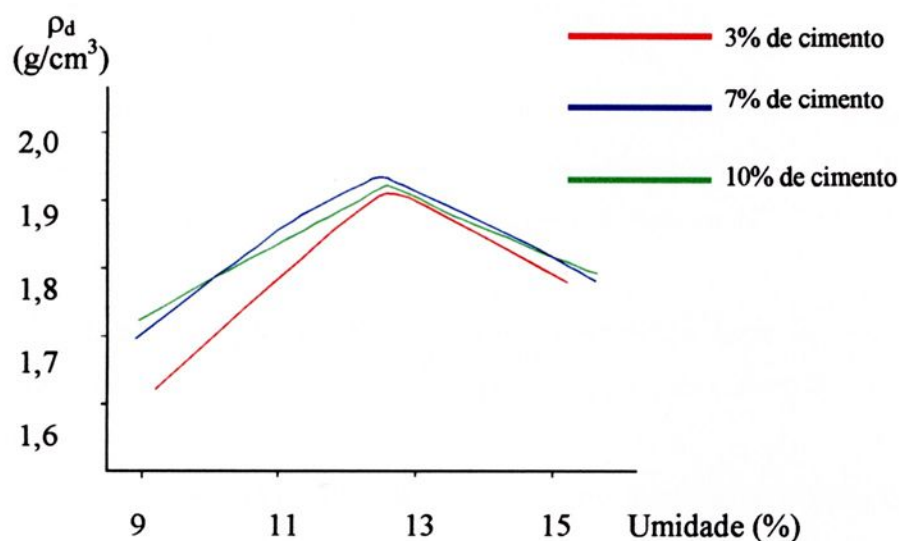


Figura B.3: Curvas de compactação solo-cimento.

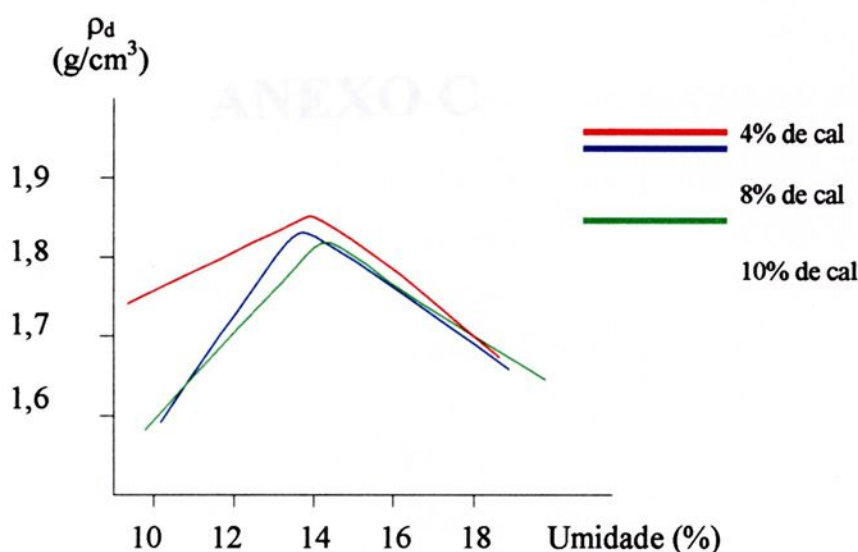


Figura B.4: Curvas de compactação solo-cal.

Ribeiro (2002) analisou ainda a permeabilidade de corpos de prova moldados com os diferentes teores de cal e cimento e concluiu que a permeabilidade diminuía significativamente até os teores de 7% e 8% para cimento e cal respectivamente. A partir destas porcentagens a diminuição da permeabilidade não justificaria o custo do incremento de material estabilizante, por esse motivo adotaram-se como teores ideais de estabilizante as porcentagens de 7% de cimento e 8% de cal. Sendo assim a partir das as figuras 17 e 18 foram definidos os parâmetros ideais de compactação (massa específica aparente seca máxima e umidade ótima).

L RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PERMEABILIDADE

Os resultados apresentados neste item foram obtidos de Ribeiro (2002), que realizou ensaios de permeabilidade em corpos-de-prova de solo-cimento e solo-cal, sob ação em condições de imersão e semi-imersão para os tempos de cura de 120, 180 e 240 dias.

O solo utilizado na pesquisa por apresentar textura tipicamente arenosa, possui estrutura porosa, consequentemente permeabilidade relativamente alta, da ordem de 10^{-4} a 10^{-5} m/s.

A tabela 66 apresenta os resultados dos ensaios de permeabilidade para as misturas solo-cimento (7% de cimento) e solo-cal (8% de cal) nas condições de cura imersa e semi-imersa, com tempos de cura de 120, 180 e 240 dias. Os resultados evidenciam a melhoria em termos de permeabilidade proporcionada pela estabilização química.

ANEXO C

Tabela 66. Valores de permeabilidade de solo-cimento e solo-cal obtidos por Ribeiro (2002).

Condição	Tempo (dias)	Agente / teor	K médio (m/s)
Semi-imerso	120	Cimento / 7%	3,37E-10
	180	Cimento / 7%	3,46E-10
	240	Cimento / 7%	3,40E-10
Imerso	120	Cimento / 7%	4,22E-10
	180	Cimento / 7%	2,97E-10
	240	Cimento / 7%	2,88E-10
Semi-imerso	120	Cal / 8%	7,51E-10
	180	Cal / 8%	4,68E-10
	240	Cal / 8%	3,89E-10
Imerso	120	Cal / 8%	7,77E-10
	180	Cal / 8%	3,78E-10
	240	Cal / 8%	4,21E-10

a. Coeficiente de permeabilidade

1. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PERMEABILIDADE

Os resultados apresentados neste item foram obtidos de Ribeiro (2002), que realizou ensaios de permeabilidade em corpos-de-prova, de solo-cimento e solo-cal, curados em condições de imersão e semi-imersão para os tempos de cura de 120, 180 e 240 dias.

O solo utilizado na pesquisa por apresentar textura tipicamente arenosa, possui estrutura porosa conseqüentemente permeabilidade relativamente alta, da ordem de 10^{-5} a 10^{-6} m/s.

A tabela 03 apresenta os resultados dos ensaios de permeabilidade para as misturas solo-cimento (7% de cimento) e solo-cal (8% de cal) nas condições de cura imersa e semi-imersa, com tempos de cura de 120, 180 e 240 dias. Os resultados evidenciam a melhoria em termos de permeabilidade proporcionada pela estabilização química.

Tabela C.1: Valores de permeabilidade para as misturas solo-cimento e solo-cal, obtidos por Ribeiro (2002).

Condição	Tempo (dias)	Aglomerante / teor	Kmédio (m/s)
Semi-imerso	120	Cimento / 7%	8,37E-10
	180	Cimento / 7%	3,46E-10
	240	Cimento / 7%	3,40E-10
Imerso	120	Cimento / 7%	4,22E-10
	180	Cimento / 7%	2,97E-10
	240	Cimento / 7%	2,88E-10
Semi-imerso	120	Cal / 8%	7,51E-10
	180	Cal / 8%	4,68E-10
	240	Cal / 8%	3,89E-10
Imerso	120	Cal / 8%	7,77E-10
	180	Cal / 8%	3,78E-10
	240	Cal / 8%	4,21E-10

K: Coeficiente de permeabilidade.

1. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE RETENÇÃO DE IONS

Rizzo (2004) estudou a capacidade de corpos de prova de argamassa e solo-cal de reter ions. Para isso realizou ensaios de percolação de corpos de prova por fluidos visando caracterizar a sua capacidade de retenção quando submetidos à esses fluidos por períodos de tempo de 60, 120 e 240 dias. Ions utilizados como fluidos de percolação o cimento, a água residual, solução rica em K^+ , solução rica em Na^+ e solução rica em Cl^- .

A avaliação da capacidade de retenção para o cimento e a água residual se deu por meio da determinação da carga crítica em termos de DQO em mg/L.

A capacidade de retenção dos ions foi medida em ensaios químicos realizados nos corpos de prova depois de cumpridos os prazos pre-estabelecidos.

Os tabelas 04 e 05 mostram os resultados obtidos nos ensaios químicos realizados nos corpos de prova submetidos à percolação de KCl e $NaCl$, que foram desmontados e divididos em 3 partes (topo, meio e base) para que se pudesse observar a variação de capacidade de retenção dos ions ao longo dos

ANEXO D

1. RESULTADOS DOS ENSAIOS DE RETENÇÃO DE ÍONS

Rizzo (2004) estudou a capacidade de corpos-de-prova de solo-cimento e solo-cal de reter íons. Para isso realizou ensaios de percolação de corpos de prova por fluidos visando caracterizar a sua capacidade de retenção, quando submetidos à esses fluidos por períodos de tempo de 60, 120 e 240 dias. Foram utilizados como fluidos de percolação o chorume, a água residuária, solução rica em K⁺, solução rica em Na⁺ e solução rica em Cl⁻.

A avaliação da capacidade de retenção para o chorume e a água residuária se deu por meio da determinação da carga orgânica em termos de DQO em mg/l.

A capacidade de retenção dos íons foi medida em ensaios químicos realizados nos corpos de prova depois de cumpridos os prazos pré-estabelecidos.

As tabelas 04 e 05 mostram os resultados obtidos nos ensaios químicos realizados nos corpos de prova submetidos à percolação de KCl e NaCl, que foram desmontados e divididos em 3 partes (topo, meio e base) para que se pudesse observar a variação de concentrações dos íons ao longo dos corpos de prova.

Tabela D.2. Resultados químicos das amostras solo-cal submetidas a ensaios de percolação em área plana.

Corpos de prova	Fluido	Extremidade	Período (dias)	Concentração de íons (mg/l)		
				K	Na	Cl
Cal	KCl	Meio	60	10,32	0,21	35,30
Cal	KCl	Base	60	13,41	0,39	39,30
Cal	KCl	Topo	120	15,25	0,30	42,30
Cal	KCl	Meio	240	7,28	0,30	35,30
Cal	KCl	Base	240	16,25	0,30	42,30
Cal	KCl	Topo	240	16,38	0,00	49,70
Cal	KCl	Meio	240	10,92	0,00	49,70
Cal	KCl	Base	240	22,23	0,00	42,00
Cal	NaCl	Topo	60	4,56	1,79	25,50
Cal	NaCl	Meio	120	4,96	1,89	35,50
Cal	NaCl	Base	120	10,75	0,01	17,75
Cal	NaCl	Topo	240	2,24	4,3	31,00
Cal	NaCl	Meio	240	1,73	4,3	33,00
Cal	NaCl	Base	240	1,03	4,3	33,00

Tabela D.1: Ensaios químicos das misturas solo-cimento submetidas a ensaios de percolação em área plena.

Estabilizante	Fluido	Extremidade	Período (dias)	Concentração de Íons (ppm)		
				K	Na	Cl
Cimento	KCl	Topo	60	34,24	1,13	35,50
Cimento	KCl	Meio	60	46,73	0,21	35,50
Cimento	KCl	Base	60	135,16	0,39	35,50
Cimento	KCl	Topo	120	37,10	0,03	14,20
Cimento	KCl	Meio	120	85,31	0,39	10,65
Cimento	KCl	Base	120	188,95	0,21	28,40
Cimento	KCl	Topo	240	39,00	0,00	67,45
Cimento	KCl	Meio	240	28,47	0,00	42,60
Cimento	KCl	Base	240	77,22	0,00	39,05
Cimento	NaCl	Topo	60	33,12	1,32	26,63
Cimento	NaCl	Meio	60	82,22	0,57	35,50
Cimento	NaCl	Base	60	150,57	0,21	8,88
Cimento	NaCl	Topo	120	27,66	2,28	21,30
Cimento	NaCl	Meio	120	43,65	0,21	21,30
Cimento	NaCl	Base	120	166,69	0,03	14,20
Cimento	NaCl	Topo	240	20,28	3,91	28,40
Cimento	NaCl	Meio	240	35,49	0,46	35,50
Cimento	NaCl	Base	240	103,35	0,00	28,40

Tabela D.2: Ensaios químicos das misturas solo-cal submetidas a ensaios de percolação em área plena.

Estabilizante	Fluido	Extremidade	Período (dias)	Concentração de Íons (ppm)		
				K	Na	Cl
Cal	KCl	Meio	60	10,32	0,21	35,50
Cal	KCl	Base	60	13,41	0,39	35,50
Cal	KCl	Topo	120	12,96	0,21	7,10
Cal	KCl	Meio	120	8,62	0,03	17,75
Cal	KCl	Base	120	16,16	0,03	17,75
Cal	KCl	Topo	240	16,38	0,00	49,70
Cal	KCl	Meio	240	10,92	0,00	49,70
Cal	KCl	Base	240	22,23	0,00	42,00
Cal	NaCl	Topo	60	4,96	0,7	35,50
Cal	NaCl	Meio	60	6,56	0,94	44,37
Cal	NaCl	Base	60	10,76	0,39	35,50
Cal	NaCl	Topo	120	4,56	4,31	7,10
Cal	NaCl	Meio	120	4,96	1,89	35,50
Cal	NaCl	Base	120	10,76	0,03	17,75
Cal	NaCl	Topo	240	2,34	4,37	71,00
Cal	NaCl	Meio	240	3,51	0,92	60,00
Cal	NaCl	Base	240	14,82	0,00	46,00

Tabela D.3: Valores da DQO do fluido percolado pelos corpos de prova submetidos à percolação de água residuária e chorume.

Estabilizante	Amostra	DQO (mg/l)
8% Cal	Água Residuária entrada	449
8% Cal	Água Residuária percolada (55 dias)	399
8% Cal	Água Residuária percolada (90 dias)	41
8% Cal	Chorume entrada	1430
8% Cal	Chorume percolado (55 dias)	472
8% Cal	Chorume percolado (92 dias)	125

Obs: Devido a um incidente ocorrido no laboratório na época da realização dos ensaios Rizzo (2004) não obteve valores de DQO de água residuária e chorume percolado por corpos-de-prova de solo-cimento.

Os resultados do trabalho de Rizzo (2004) mostram uma queda acentuada nos valores de DQO da água residuária e do chorume, não mostrando um padrão de retenção muito definido nos ensaios com os demais fluidos. Como a intenção é usar solo-cimento e solo-cal como barreira de proteção de aterros sanitários e lagoas de tratamento, os resultados obtidos com os fluidos contaminantes presentes nestes locais de disposição são satisfatórios.



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA
"JÚLIO DE MESQUITA FILHO"
Câmpus de Ilha Solteira
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Av. Brasil Centro, 56
15385-000 Ilha Solteira - SP
www.dec.feis.unesp.br

