**UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE GEOTECNIA**

**COMPORTAMENTO HIDRÁULICO DE
ALGUNS SOLOS LATERÍTICOS PARA USO
COMO BARREIRA IMPERMEÁVEL**

INDIRA QUEIROZ MACAMBIRA

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia
de São Carlos da Universidade de São Paulo,
como parte dos requisitos para obtenção do título
de Mestre em Geotecnia.

ORIENTADOR: Orencio Monje Vilar

São Carlos

2002

*“Aos meus pais: Jurandyr e Gilce,
e aos meus irmãos: Juliano e Ludmila,
que me deram todo o apoio e incentivo
mesmo à distância”.*

AGRADECIMENTOS

Meus sinceros agradecimentos a todas as pessoas e instituições que de uma forma ou de outra contribuíram para a elaboração dessa pesquisa:

A CAPES pelo apoio financeiro.

Aos professores, funcionários e amigos do Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos pelos ensinamentos, ajuda e apoio recebidos, em especial aos técnicos dos laboratórios, Oscar e José Luiz pela imensa ajuda na execução dos equipamentos e realização dos ensaios, e principalmente pela boa convivência em todos os momentos.

Aos amigos do Departamento de Geotecnia, Célio pelas discussões e trabalhos mútuos e a amizade verdadeira que nos uniu, Sara pela amizade e carinho em todos os momentos: fáceis e difíceis, Holden pelo companheirismo e apoio incondicional.

Aos colegas Domingos, Dirlene, Vinícius, Darcilia, Miguel, Eliana, Helano, Mauricio e Isabel, pelos bons momentos de estudo e ótimos de descontração.

A todos os amigos, os novos de São Carlos e os mais antigos, pelo carinho e apoio.

Aos meus pais, que apesar da enorme saudade, acreditaram no meu potencial e não me deixaram desistir deste objetivo em momento algum. Aos meus irmãos, exemplos de garra e perseverança nas conquistas da vida.

Especial ao professor e orientador Orencio Monje Vilar, pelo apoio, incentivo e, acima de tudo, confiança na orientação deste trabalho; além da amizade durante estes anos de convivência.

*“Para se chegar onde quer que seja,
não é preciso dominar a força, mas a razão.
É preciso antes de mais nada querer.”*

Amyr Klink

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE TABELAS	xii
LISTA DE SÍMBOLOS	xiii
RESUMO	xv
ABSTRACT	xvi
Capítulo 1 – Introdução	1
Capítulo 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
2.1 – Introdução	3
2.2 – Resíduos Sólidos	4
2.3 – Aterro Sanitário	6
2.4 – Barreiras Impermeáveis ou <i>Liners</i>	10
2.4.1 – Barreiras impermeáveis com solo local	11
2.4.2 – Barreiras impermeáveis com Geossintéticos	11
2.5 – Barreira Impermeável de Solo Compactado	18
2.5.1 – Características do solo	18
2.5.2 – Aspectos construtivos	20
2.5.3 – Ataques químicos	21
2.6 – Condutividade Hidráulica dos Solos	24
2.7 – Contração dos Solos	43
Capítulo 3 – MATERIAIS E MÉTODOS	49
3.1 – Ensaio de Adsorção de Azul de Metileno	50
3.2 – Metodologia MCT	51
3.3 – Condutividade Hidráulica	55
3.3.1 – Compactação dos corpos de prova	55
3.3.2 – Ensaio de permeabilidade	55
3.4 – Contração	59
Capítulo 4 – APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	61
4.1 – Granulometria Conjunta	61
4.2 – Limites de Consistência	61
4.3 – Adsorção de Azul de Metileno	63
4.4 – Classificação MCT	64
4.5 – Compactação, Condutividade Hidráulica e Contração	
Axial	68
Capítulo 5 – ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	79
5.1 – Condutividade Hidráulica	79
5.1.1 – Influência Umidade e Energia de Compactação	79
5.1.2 – Umidade volumétrica	87
5.1.3 – Influência das Características dos Solos	89
5.1.4 – Comparação Entre os Permeâmetros de Parede Rígida e Flexível	91

5.2 – Contração	93
5.2.1 – Tempo de Duração do Ensaio	93
5.2.2 – Influência da Umidade e da Energia de Compactação	95
5.2.3 – Influência das Características dos Solos	100
5.2.4 – Contração Volumétrica	103
5.3 – Escolha da Área Admissível	105
Capítulo 6 – CONCLUSÃO	108
6.1 – Condutividade Hidráulica	108
6.2 – Contração	109
6.3 – Sugestões para Trabalhos Futuros	110
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	111
ANEXO	118

LISTA DE FIGURAS

Capítulo 2

Figura 2.1 – Elementos do aterro sanitário (Lixo Municipal: Manual de Gerenciamento Integrado, IPT – 1995)	7
Figura 2.2 – Formas de disposição de resíduos (adaptado de TCHOBANOGLOUS et al., 1993)	9
Figura 2.3 – Sistema de impermeabilização de aterros sanitários segundo recomendações diversas (MANASSERO et al., 1996)	15
Figura 2.4 – Sistema de cobertura de aterros sanitários segundo recomendações diversas (MANASSERO et al., 1996)	15
Figura 2.5 – Esquema de aterros de resíduos sólidos urbanos, $L \geq 3,0$ m e $k \leq 10^{-6}$ cm/s (CETESB, 1993)	16
Figura 2.6 – Esquema de aterro de resíduos sólidos urbanos, $L \geq 1,5$ m e $K \leq 10^{-4}$ cm/s (CETESB, 1993)	17
Figura 2.7 – a) Efeito da compactação na estrutura do solo; b) Influencia do teor de umidade na orientação das partículas para solos compactados (LAMBE & WHITMAN, 1969)	19
Figura 2.8 – Melhores formas de compactação das camadas impermeabilizantes de fundo de aterros sanitários (McBEAN, 1995)	20
Figura 2.9 - Curva de compactação e condutividade hidráulica do solo ensaiado por LAMBE & WHITMAN (1969)	25
Figura 2.10 – Condutividade hidráulica em função do teor de umidade. Corpos de prova preparados com compactação estática e massa específica seca constante (MITCHELL et al., 1965)	26
Figura 2.11 – Curva de compactação e condutividade hidráulica para corpos de prova moldados com massa específica seca variável (MITCHELL et al., 1965)	27
Figura 2.12 – Variação da condutividade hidráulica para distintas energias de compactação (MITCHELL et al., 1965)	27
Figura 2.13 – Método tradicional para especificação da Zona Admissível mediante teor de umidade e peso específico seco de solos argilosos (DANIEL & BENSON, 1999)	28
Figura 2.14 – Recomendações de projeto: (a) determinação da curva de compactação com o Proctor Modificado, Normal e Reduzido; b) determinação da condutividade hidráulica; c) replotagem da curva de compactação usando símbolos diferentes para permeabilidades maiores e menores que a admissível; d) zona aceitável modificada conforme outros condicionantes como resistência ao cisalhamento ou práticas de construção local (BENSON & DANIEL, 1990)	30
Figura 2.15 – Uso da condutividade hidráulica, da resistência ao cisalhamento e da contração para definir a zona aceitável global (BENSON & DANIEL, 1990)	31
Figura 2.16 – Área aceitável baseada na condutividade hidráulica, contração volumétrica e resistência ao cisalhamento (DANIEL & WU, 1993)	31

Figura 2.17 – Condutividade hidráulica para os solos com diâmetros máximos dos torrões de 19 mm e 4,8 mm (BENSON & DANIEL, 1990)	34
Figura 2.18 – Condutividade hidráulica para as misturas de solos em função da percentagem de pedregulhos (SHELLEY & DANIEL, 1993)	35
Figura 2.19 – Probabilidade de a condutividade hidráulica exceder 1×10^{-7} cm/s em função da espessura da camada; a) todos os dados de campo e modelagem 3-D; b) dados para construções excelentes e modelagem 1-D (BENSON & DANIEL, 1994)	37
Figura 2.20 – Condutividade hidráulica não saturada para teor de umidade de $\pm 3\%$ da ótima (MEERDINK et al., 1996)	39
Figura 2.21 – Condutividade hidráulica não saturada para os solos compactados com energia do Proctor Normal e Modificada (MEERDINK et al., 1996)	40
Figura 2.22 – Histerese na condutividade hidráulica não saturada (MEERDINK et al., 1996)	40
Figura 2.23 – Variação da condutividade hidráulica em função da umidade e da massa específica seca, Barragem de Ilha Solteira (SOUSA PINTO, 1971)	41
Figura 2.24 – Variação da condutividade hidráulica em função da umidade e da massa específica seca, Barragem de Paraitinga (SOUSA PINTO, 1971)	42
Figura 2.25 – Correlação entre valores de condutividade de campo e laboratório para solos utilizados em algumas barragens brasileiras (MELO & BOSCOV, 1998)	43
Figura 2.26 – Influência da estrutura do solo na contração axial (SEED & CHAN, 1959)	44
Figura 2.27 – Contração axial para corpos de prova moldados com energia estática e dinâmica (SEED & CHAN, 1959)	44
Figura 2.28 – Escala de aparecimento de trincas em função da contração volumétrica (KLEPPE & OLSON, 1985)	46
Figura 2.29 – Variação da contração volumétrica em função do teor de umidade de moldagem para diferentes energias de compactação (ALBRECHT & BENSON, 2001)	47
Capítulo 3	
Figura 3.1 – a) Curva de mini-MCV (afundamento); b) Curva de compactação ensaio de mini-MCV	53
Figura 3.2 – Exemplo da curva de perda de massa por imersão	54
Figura 3.3 – Modelo do arranjo para ensaio de condutividade hidráulica	56
Figura 3.4 – Equipamentos para o ensaio de condutividade hidráulica com permeâmetro de parede rígida	56
Figura 3.5 – Montagem do ensaio de condutividade hidráulica com permeâmetro de parede flexível (HEAD, 1986)	57
Figura 3.6 – Equipamento para a realização do ensaio de condutividade hidráulica com permeâmetro de parede flexível	59

Figura 3.7 – Execução do ensaio de contração axial	60
--	----

Capítulo 4

Figura 4.1 – Curva Granulométrica das amostras ensaiadas	62
Figura 4.2 – Carta de Plasticidade dos solos em estudo	63
Figura 4.3 – VB vs porcentagem de argila	63
Figura 4.4 – Curva de afundamento do ensaio de mini-MCV (AM02)	64
Figura 4.5 – Curvas de compactação do ensaio de mini-MCV (AM02)	65
Figura 4.6 – Curva de perda de massa por imersão (AM02)	65
Figura 4.7 – Curva de umidade por mini-MCV (AM02)	65
Figura 4.8 – Carta da classificação MCT para os solos analisados	66
Figura 4.9 – Curva de compactação, condutividade hidráulica e contração da AM01	69
Figura 4.10 – Curva de compactação, condutividade hidráulica e contração da AM02	70
Figura 4.11 – Curva de compactação, condutividade hidráulica e contração da AM03.	71
Figura 4.12 – Curva de compactação, condutividade hidráulica e contração da AM04	72
Figura 4.13 – Curva de compactação, condutividade hidráulica e contração da AM05	73
Figura 4.14 – Curva de compactação, condutividade hidráulica e contração da AM06	74
Figura 4.15 – Curva de compactação, condutividade hidráulica e contração da AM07	75
Figura 4.16 – Curva de compactação, condutividade hidráulica e contração da AM08	76
Figura 4.17 – Curva de compactação, condutividade hidráulica e contração da AM09	77
Figura 4.18 – Curva de compactação, condutividade hidráulica e contração da AM10	78

Capítulo 5

Figura 5.1 – Condutividade hidráulica em função da umidade de moldagem para a energia de compactação de 8 golpes do mini-MCV	80
Figura 5.2 – Condutividade hidráulica em função da umidade de moldagem para a energia de compactação de 12 golpes do mini-MCV	80
Figura 5.3 – Condutividade hidráulica em função da umidade de moldagem para a energia de compactação de 16 golpes do mini-MCV	81
Figura 5.4 - Condutividade hidráulica em função da umidade de moldagem para a energia de compactação de 24 golpes do mini-MCV	81
Figura 5.5 – Condutividade hidráulica em função do desvio da umidade para a energia de compactação de 8 golpes do mini-MCV	84
Figura 5.6 – Condutividade hidráulica em função do desvio da umidade para a energia de compactação de 12 golpes do mini-MCV	85

Figura 5.7 – Condutividade hidráulica em função do desvio da umidade para a energia de compactação de 16 golpes do mini-MCV	85
Figura 5.8 – Condutividade hidráulica em função do desvio da umidade para a energia de compactação de 24 golpes do mini-MCV	86
Figura 5.9 – Correlação entre a condutividade hidráulica e a umidade volumétrica: a)AM02, AM03, AM05 e AM07; b) AM01, AM04 e AM06;.c) AM08, AM09 e AM10	88
Figura 5.10 – Condutividade hidráulica vs porcentagem de argila, para umidade ótima e energia de compactação de 12 golpes	89
Figura 5.11 – Condutividade hidráulica vs índice de plasticidade, para umidade ótima e energia de compactação de 12 golpes	90
Figura 5.12 – Condutividade hidráulica vs índice de plasticidade, para umidades de moldagem iguais e superiores à umidade ótima e energia de compactação de 12 golpes	90
Figura 5.13 – Condutividade hidráulica vs c' , para a umidade ótima e energia de compactação de 12 golpes	91
Figura 5.14 - Comparação da condutividade hidráulica medida em permeâmetro de parede rígida e parede flexível	93
Figura 5.15 – Exemplo da trajetória de secagem dos corpos de provas durante o ensaio de contração axial (AM03); a) 8 golpes, b) 12 golpes, c) 16 golpes	94
Figura 5.16 – Contração axial em função da umidade de moldagem para a energia de compactação de 8 golpes	95
Figura 5.17 – Contração axial em função da umidade de moldagem para a energia de compactação de 12 golpes	96
Figura 5.18 – Contração axial em função da umidade de moldagem para a energia de compactação de 16 golpes	96
Figura 5.19 – Contração axial em função da umidade de moldagem para a energia de compactação de 24 golpes	97
Figura 5.20 – Contração axial em função do desvio de umidade para a energia de compactação de 8 golpes	98
Figura 5.21 – Contração axial em função do desvio de umidade para a energia de compactação de 12 golpes	99
Figura 5.22 – Contração axial em função do desvio de umidade para a energia de compactação de 16 golpes	99
Figura 5.23 – Contração axial em função do desvio de umidade para a energia de compactação de 24 golpes	100
Figura 5.24 – Relação entre as contrações axiais e o limite de contração para a umidade ótima e energia de compactação de 12 golpes	101
Figura 5.25 – Relação entre as contrações axiais e o limite de contração para a umidade ótima e acima, e energia de compactação de 12 golpes	101
Figura 5.26 – Relação entre as contrações axiais e a porcentagem de argila para a umidade ótima, e energia de compactação de 12 golpes	102
Figura 5.27 – Relação entre as contrações axiais e a porcentagem de argila para a umidade ótima e acima, e energia de compactação de 12 golpes	102

Figura 5.28 – Relação entre as contrações axiais e a massa específica seca para a umidade ótima, e energia de compactação de 12 golpes	103
Figura 5.29 – Relação entre a contração axial e volumétrica para a energia de 12 golpes das amostras: a) AM01, b) AM03	104
Figura 5.30 – Relação entre a contração axial e volumétrica para a energia de 24 golpes das amostras: a) AM01, b) AM03 e c)AM08	105
Figura 5.31 – Área aceitável considerando a condutividade hidráulica, sendo que os símbolos abertos representam $k > 10^{-7}$ cm/s e símbolos fechados representam $k < 10^{-7}$ cm/s	106
Figura 5.32 - Área aceitável considerando a contração axial, sendo que os símbolos abertos representam $\epsilon > 2\%$ e símbolos fechados representam $\epsilon < 2\%$	107
Figura 5.33 - Área aceitável considerando, simultaneamente, a condutividade hidráulica e a contração axial, sendo que os símbolos abertos representam $k > 1 \times 10^{-7}$ cm/s e $\epsilon > 2\%$, e símbolos fechados representam $k < 1 \times 10^{-7}$ cm/s e $\square \epsilon < 2\%$	107

LISTA DE TABELAS

Capítulo 2

Tabela 2.1 – Vantagens e Desvantagens do uso das geomembranas de PVC e de PHDE, (SHARMA & LEWIS, 1994)	13
Tabela 2.2 – Resumo e Comparação dos resultados de condutividade hidráulica determinadas por DAY & DANIEL (1985)	32
Tabela 2.3 – Valores mínimos de propriedades do solo para condutividade hidráulica menor que 1×10^{-7} cm/s (BENSON et al., 1994)	36
Tabela 2.4 – Síntese dos valores de condutividade hidráulica e seus respectivos métodos de compactação, teor de umidade de moldagem e peso específico seco máximo (MEERDINK et al., 1996)	38
Tabela 2.5 – Escala de rigoresidade das trincas (KLEPPE & OLSON, 1985)	45

Capítulo 3

Tabela 3.1 – Apresentação dos solos analisados	49
--	----

Capítulo 4

Tabela 4.1 – Caracterização dos solos	67
---------------------------------------	----

Capítulo 5

Tabela 5.1 – Ensaio de condutividade hidráulica em permeâmetro de parede rígida	92
Tabela 5.2 – Ensaio de condutividade hidráulica em permeâmetro de parede flexível	92

LISTA DE SÍMBOLOS

A = Área do corpo de prova
 ABNT = Associação Brasileira de Normas Técnicas
 ASTM = *American Society for Testing and Materials*
 An = altura do corpo de prova
 AcB = adsorção de azul de metileno para 100 g de argila
 B = Parâmetro de pressão neutra
 Bi = número de golpes para an igual a 2 mm
 c' = coeficiente de deformabilidade da classificação MCT
 C₂ = Porcentagem de material co menor que 0,002 mm de diâmetro
 CCL = *Compacted Clay liner*
 CETESB = Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental de São Paulo
 CSPE = Polietileno Clorosulfonado
 CTC = Capacidade de Troca Catiônica
 D = constante dielétrica do fluido
 d' = coeficiente que caracteriza o ramo seco da curva de compactação obtida pelo método MCT
 DBO = Demanda Bioquímica de Oxigênio
 DQO = Demanda Química de Oxigênio
 DNER = Departamento Nacional de Estradas e Rodagens
 e' = Índice da classificação MCT, calculado em função de Pi e d'
 EIA = *Interpolímero Etileno Alloy*
 EV = evaporação
 GM = Geomembrana
 GCL = *geosynthetic clay liner*
 GT = Geotêxtil
 GG = Geogrelhas
 GC = Geocomposto
 GP = Geotubo
 HDPE = polietileno de alta densidade (em português PEAD)
 HRB = Highway Research Board
 i = Gradiente hidráulico
 IP = Índice de Plasticidade
 IPT = Instituto de Pesquisa e Tecnologia
 k = condutividade hidráulica do solo
 L = espessura da camada de solo
 LDPE = Polietileno de baixa densidade
 LC = Limite de Contração
 LL = Limite de Liquidez
 LP = Limite de Plasticidade
 M = Massa de solo seca
 MCT = Miniatura, Compactado, Tropical
 MCV = Moisture Condition Value
 MDPE = polietileno de densidade média
 n_o = constante eletrolítica
 NA = nível d'água

NBR = Norma Brasileira Regulamentadora

P = precipitação

P_1 = Pressão na água na base do corpo de prova

P_2 = Pressão na água no topo do corpo de prova

PE = polietileno

pH = potencial hidrogeniônico

P_i = coeficiente que caracteriza a perda de massa por imersão, na classificação MCT

PVC = Policloreto de vinila

q = vazão

RSU = Resíduos Sólidos Urbanos

Se = Superfície específica

Sr = grau de saturação

SUCS = Sistema Unificado de Classificação de Solos

T = espessura da camada de difusão

TDR = Time-Domain Reflectometry

v = valência catiônica

V = volume de solução de azul de metileno

VB = adsorção de azul de metileno

VLDPE = Polietileno de densidade extremamente baixa

w = umidade gravimétrica

w_{otm} = umidade ótima

Δan = diferença das alturas do corpo de prova

$\Delta \sigma_3$ = incremento de pressão confinante

Δu = acréscimo de pressão neutra

Δp =

ε = Contração

ε_a = Contração axial

ε_v = Contração volumétrica

ρ_s = massa específica dos sólidos

ρ_d = massa específica seca

ρ_{dmax} = massa específica seca máxima

σ_3 = Tensão confinante

σ_{3c} = Tensão confinante na câmara

$\overline{\sigma'_{3c}}$ = Tensão confinante efetiva média

θ = umidade volumétrica

RESUMO

MACAMBIRA, I.Q. (2002). “Comportamento Hidráulico de Solos Lateríticos Para Uso como Barreiras Impermeáveis”. São Carlos. Dissertação de Mestrado. 123p. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.

Barreiras impermeáveis são uma necessidade em várias obras de engenharia e, em geral, naquelas destinadas à disposição de resíduos, como os aterros e as lagoas de efluentes. Solos compactados têm sido largamente utilizados para essa finalidade. Nesse sentido, esses solos devem ter características apropriadas, como baixa permeabilidade, as quais devem permanecer frente às solicitações de obra. Este trabalho trata do estudo da potencialidade do uso de solos lateríticos compactados em barreiras impermeáveis para sistemas de contenção de resíduos. Neste estudo avaliaram-se os efeitos da umidade e da energia de compactação em duas propriedades importantes para a finalidade desejada, a permeabilidade e a contração, por meio de corpos de prova de dimensões reduzidas, tal qual utilizado na metodologia MCT. Verificou-se que, em geral, a condutividade hidráulica diminuiu com o aumento da umidade, até a umidade ótima, permanecendo praticamente constante ou diminuindo ligeiramente a partir daí. O aumento da energia de compactação diminuiu as condutividades hidráulicas de forma pronunciada no ramo seco da curva de compactação, mas após a umidade ótima as variações foram pequenas para energias acima de 12 golpes. As mínimas condutividades hidráulicas obtidas foram da ordem de 10^{-7} cm/s para vários solos ensaiados. Outro fator que também influenciou na diminuição da condutividade hidráulica dos solos foi o aumento da porcentagem de argila. No que se refere às contrações dos solos, o aumento da umidade acarretou em aumento das contrações axiais, que atingiram valores máximos da ordem de 4%. Os solos mais arenosos apresentaram as menores contrações axiais, não ultrapassando valores da ordem de 1%, enquanto para os solos argilosos as contrações médias foram da ordem de 2%. O aumento da energia de compactação acarretou ligeiro aumento das contrações axiais.

PALAVRA-CHAVE: aterro sanitário, barreira impermeável, condutividade hidráulica, contração.

ABSTRACT

MACAMBIRA, I.Q. (2002). "Comportamento Hidráulico de Solos Lateríticos Para Uso como Barreiras Impermeáveis". São Carlos. Dissertação de Mestrado. 123p. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.

Impermeable barriers are a need in several engineering works, specially in waste containment systems and effluents ponds. Compacted soils have been used for that purpose. In that sense, the candidate soils should have appropriate characteristics, such as low permeability, which must remain throughout the design life. This work deals with the potentiality of using lateritic compacted soils in impermeable barriers for waste containment systems. In this study the influence of the water content and the compacting energy on the permeability and on the shrinkage of those soils was studied, through specimens of reduced dimensions, as used in the MCT methodology. It was verified that, in general, the hydraulic conductivity decreased with the increase of the water content, until the optimum water content, staying practically constant since then. The increase of the compacting energy reduced the hydraulic conductivities in the dry side of the compacting curve, but beyond the optimum water content the variations were small for energies larger than 12 blows. The lower hydraulic conductivities obtained were of the order of 10^{-7} cm/s for several soils. Hydraulic conductivity was also reduced with the increase of the clay percentage. Regarding soil shrinkage the increase of the water content caused an increase on the axial shrinkage that reached maximum values in the order of 4%. The sandy soils presented the smallest axial shrinkage (lower than 1%), while for the clayey soils the average shrinkage reached about 2%. The increase of the compacting effort caused a little increase of the axial shrinkage.

KEYWORDS: hydraulic conductivity, impermeable barriers, shrinkage, waste landfill.

Capítulo 1:

INTRODUÇÃO

Barreiras impermeáveis são uma necessidade em várias obras de engenharia e, em especial, naquelas destinadas à disposição de resíduos, como os aterros e as lagoas de efluentes.

Tradicionalmente, camadas de solo compactado têm sido utilizadas para tal fim. O advento dos geossintéticos tem introduzido novos materiais que podem cumprir essa finalidade, contudo, eles, em geral estão associados a solos compactados, formando barreiras compostas.

Solos compactados constituem, portanto, uma presença constante em barreiras impermeáveis de sistemas de contenção de resíduos. Eles podem compor as barreiras ou *liners* de base e das laterais, bem como os sistemas de cobertura (intermediários e final) do aterro.

Para essas finalidades, o solo compactado deve manter a sua integridade e funcionalidade frente a uma série de solicitações, como ciclos de umedecimento e secagem, recalques e percolação de diferentes substâncias que podem alterar a interação entre as partículas e o fluido intersticial.

As variáveis que interferem na permeabilidade dos solos compactados são conhecidas desde longa data e compreendem fatores composicionais como o tipo de solo, a quantidade de finos, o argilo-mineral preponderante e a plasticidade, e fatores construtivos como a massa específica seca (ou o índice de vazios) e a umidade de compactação. Por exemplo, costuma-se associar valores baixos de permeabilidade a solos argilosos compactados com umidade acima da umidade ótima, comportamento atribuindo à estrutura dispersa que se forma nessa condição, pelo menos para solos desenvolvidos em regiões de clima temperado.

Grande parte desse conhecimento provém da experiência de construção de barragens onde as especificações quanto à permeabilidade são comumente

menos restritivas do que as desejáveis para barreiras impermeáveis para contenção de resíduos.

A crescente consciência da sociedade acerca da utilização e ocupação ordenada do meio físico suscita uma série de intervenções de cunho ambiental, como a disposição de resíduos. Para tanto, é necessário que se incremente o conhecimento acerca dos sistemas de disposição, no que se refere às características de comportamento do resíduo e das partes componentes desses sistemas. No que se refere aos solos compactados para formar barreiras impermeáveis, é necessário esclarecer, rever ou confirmar uma série de conhecimentos acerca de seu comportamento e durabilidade quanto à finalidade desejada, considerando, principalmente, as peculiaridades dos solos desenvolvidos em condições de clima tropical.

Além disso, é necessário estabelecer novos conhecimentos, como a possibilidade de atenuação de poluentes que, eventualmente, possam migrar através de barreiras construídas com esses solos.

Este estudo dá início a um programa de investigação sobre o comportamento de solos tropicais compactados para uso em barreiras impermeáveis, abordando o efeito da energia (ou, indiretamente, da massa específica seca resultante) e da umidade de compactação sobre a condutividade hidráulica e a contração axial dos solos de natureza laterítica, argilosos e arenosos.

Seguindo esta idéia o trabalho foi dividido conforme mostrado a seguir.

Inicialmente no Capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica sobre resíduos sólidos e suas formas de disposição, os elementos constituintes de um aterro sanitário, os tipos de impermeabilização e, por fim, alguns estudos realizados sobre solos compactados usados como barreiras impermeáveis.

No Capítulo 3, apresentam-se os materiais e os métodos utilizados, os locais de coleta das amostras, os ensaios e suas formas de execução.

Os resultados dos ensaios são mostrados no Capítulo 4, bem como a caracterização e a classificação de cada amostra de solo, além das curvas de compactação, condutividade hidráulica e contração axial.

O Capítulo 5 analisa os resultados encontrados nos ensaios, de forma a identificar os principais fatores que influenciam e modificam a condutividade hidráulica e a contração dos solos, além de fazer-se uma comparação entre os valores obtidos nos permeâmetros de parede rígida e flexível.

Por fim, o Capítulo 6, apresenta as principais conclusões acerca deste trabalho, e algumas sugestões de trabalhos futuros, seguida das referências bibliográficas citadas na dissertação e o anexo.

*Capítulo 2:***REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

2.1 - Introdução

O aumento populacional, econômico e industrial, em todo o mundo, tem acarretado o crescimento da produção de resíduos de toda natureza. No Brasil, a disposição desses resíduos ocorre freqüentemente sem atentar para as condições do local de despejo, ou seja, não ocorre nenhum tratamento prévio à instalação, durante a operação ou após o término das operações. Este procedimento acarreta uma série de problemas, principalmente, de natureza sanitária e ambiental, como a poluição e contaminação do solo e das águas de superfície e de sub-superfície, dentre outros.

Uma estatística publicada pelo Manual de Gerenciamento Integrado do Lixo Municipal (1995) mostra que de cada 100 brasileiros, 75 moram em cidades e que cerca de 76% do lixo urbano gerado é disposto a céu aberto e apenas os 24% restantes recebem disposição adequada. Países altamente industrializados, como os Estados Unidos, produzem nos dias de hoje mais de 700 kg/hab.ano, enquanto que no Brasil o valor médio verificado nas cidades mais populosas é da ordem de 180 kg/hab.ano (BIDONE & POVINELLI, 1999).

SCHALCH (1992), com base na NBR 10.0041/87 (Resíduos Sólidos - Classificação), classificou os resíduos sólidos quanto a sua origem em: industrial (não perigosos, tóxicos e perigosos), de serviços de saúde ou hospitalar, radioativos (lixos atômicos), agrícolas e urbanos.

Segundo BIDONE e POVINELLI (1999), a produção de lixo nas cidades brasileiras é um fenômeno inevitável que ocorre diariamente em quantidades e composições que dependem do tamanho da população e do seu desenvolvimento econômico. Os sistemas de limpeza urbana devem afastar o lixo das populações e dar um destino sanitário e ambiental adequado. No entanto, esta tarefa é dificultada por problemas tais como:

- Inexistência de uma política brasileira de limpeza pública;

- Limitação financeira – orçamentos inadequados, fluxo de caixa desequilibrado, tarifas desatualizadas, arrecadação insuficiente e inexistência de linhas de crédito;
- Falta de capacitação técnica e profissional – do gari ao engenheiro-chefe;
- Descontinuidade política e administrativa;
- Falta de controle ambiental.

Estes problemas resultam em degradação ambiental, deslizamentos, enchentes, desenvolvimento de transmissores de enfermidades, poluição das águas superficiais e subterrâneas e poluição do ar.

A preocupação com esses problemas, principalmente, nas duas últimas décadas, forçou o estabelecimento de normas mais rígidas e a adoção de estruturas de disposição mais seguras e mais adequadas às finalidades pretendidas.

A disposição dos resíduos sólidos não é executada apenas com a estocagem destes em um local pré-estabelecido. Os locais devem atender a uma série de exigências ambientais e serem construídos seguindo alguns padrões que preservem o meio ambiente.

Atualmente, tanto no Brasil como mundialmente, a técnica mais adequada para disposição final de resíduos sólidos urbanos é em aterros sanitários, com seus diferentes métodos de operação.

Esta revisão discute diversas questões acerca da disposição final de resíduos, exemplificada, quando necessário, por aspectos de disposição de resíduos sólidos urbanos. Neste contexto dá-se ênfase ao aterro sanitário e, mais especificamente, às barreiras impermeáveis construídas com solo compactado, assunto no qual se insere o objetivo desta pesquisa.

2.2 – Resíduos Sólidos

Atualmente, os resíduos sólidos apresentam grande diversidade, tais como de mineração, hospitalar, industrial, dentre outros, e se originam das mais variadas atividades humanas e ambientes urbanos. Com relação aos resíduos sólidos urbanos, eles são constituídos de restos de frutas, legumes e alimentos em geral, plásticos e metais diversos, vidros, papéis (jornais e revistas), embalagens em geral, materiais provenientes de limpeza de vias públicas, praças e jardins (restos de podas, gramas, folhas, galhos de árvores, papéis diversos, restos de cigarros), materiais cerâmicos, ossos, couro, trapos, terra, pedra, material séptico ou contaminado (provenientes de serviços de saúde), animais mortos, restos de carros, restos mobiliários, entulho de obras, dentre outros.

Os resíduos destinados aos aterros sanitários, na grande maioria, são constituídos por uma parcela considerável de materiais facilmente e/ou moderadamente degradáveis que sofrem processos de transformações físico-químicas e biológicas decorrentes da composição da matéria orgânica, da

qual resulta a produção de chorume e gás. A degradação dos resíduos sólidos urbanos, em condições ambientais propícias, exerce influência importante na escolha do local de implantação e nos elementos básicos da estrutura do aterro, assim como nas características geotécnicas do maciço a curto e longo prazo (Manual de Gerenciamento Integrado do Lixo Municipal - IPT, 1995).

Segundo a norma brasileira ABNT 10.004/87 resíduo sólido é definido como resíduo no estado sólido e semi-sólido, que resultam de atividades da comunidade de origem: industrial, doméstica, hospitalar, comercial, agrícola, de serviços e de varrição. Ficam incluídos nesta definição os lodos provenientes de sistemas de tratamento de água, aqueles gerados em equipamentos e instalações de controle de poluição, bem como determinados líquidos cujas partículas tornem inviável o seu lançamento na rede pública de esgoto ou corpos de água, ou exijam para isso, soluções técnicas e economicamente inviáveis em face à tecnologia disponível.

A CETESB (1993) divide os resíduos sólidos em três categorias: sólidos industriais, semi-sólidos e sólidos urbanos, os quais estão definidos a seguir.

- Resíduos sólidos industriais: são os resíduos sólidos e semi-sólidos resultantes do processamento industrial, assim como determinados resíduos líquidos oriundos do mesmo processamento que, por suas características peculiares, não podem ser lançados na rede de esgoto ou em corpos de água e não são passíveis de tratamento pelos métodos convencionais. Incluem-se também os lodos provenientes das estações de tratamento de efluentes;

- Resíduos semi-sólidos: materiais, produtos e substâncias resultantes dos processos industriais e de estações de tratamento de efluentes que não são passíveis de reaproveitamento e apresentam características semi-sólidas;

- Resíduos sólidos industriais: são todos os resíduos sólidos produzidos em edificações residenciais, em estabelecimentos públicos e do comércio em geral, assim como aqueles resultantes das diversas atividades de limpeza urbana. Excluem-se os resíduos sólidos industriais, conforme definidos acima, os resíduos produzidos em estabelecimentos hospitalares, portos e aeroportos que, por suas características peculiares e conforme legislação vigente exigem cuidados especiais quanto ao acondicionamento, coleta e disposição final.

Os resíduos também podem ser classificados segundo classes, conforme a ABNT 10.004/87, como:

- Resíduo classe I - perigosos: são aqueles que apresentam periculosidade por inflamabilidade, corrosividade, reatividade, toxidade e/ou patogenicidade;

- Resíduo classe II - não inertes: são aqueles que não se enquadram nas classificações de resíduos classe I ou classe III. Os resíduos

classe II podem apresentar propriedades como combustibilidade, biodegradabilidade ou solubilidade em água;

- Resíduo classe III – abrangem os resíduos inertes e não perigosos. Como exemplo destes materiais, pode-se citar rochas, tijolos, vidros e certos plásticos e borrachas que não são decompostos prontamente.

Outros termos muito utilizados no estudo dos aterros sanitários são: percolado, chorume, lixiviação, impermeabilização, dentre outros. Estes itens são definidos a seguir.

Chorume ou sumeiro é um líquido produzido pela decomposição da matéria orgânica, disposta em aterros sanitários, que tem como características a cor negra, ou o mal cheiro e a elevada DBO (Demanda Bioquímica de Oxigênio) (CETESB, 1993).

Percolado é o líquido que passa através de um meio poroso, para filtração ou extração de substâncias desse meio. Em um aterro sanitário, o percolado compreende geralmente o sumeiro diluído em águas percoladas em massas de resíduos e materiais lixiviado (CETESB, 1993).

Lixiviação é a operação de deslocamento ou arraste por meio líquido de certas substâncias contidas nos resíduos sólidos (CETESB, 1993).

Impermeabilização é o processo pelo qual se impede, ou pelo menos, se reduz substancialmente a percolação de líquidos da massa de resíduos aterrados através de deposição de uma camada de material (natural ou artificial) que não se deixe atravessar por fluidos ou dificulte a penetração destes (CETESB, 1993).

2.3 - Aterro Sanitário

Nos Estados Unidos o termo aterro sanitário era usado para denominar um aterro no qual os resíduos eram cobertos ao término de uma operação diária. Atualmente, aterro sanitário refere-se a um empreendimento para disposição de resíduos sólidos urbanos (RSU) e que seja preparado e operado para minimizar os impactos a saúde pública e ao meio ambiente.

A disposição dos resíduos sólidos não é executada apenas com a estocagem destes em um local preestabelecido. A maioria dos aterros sanitários é formado por alguns elementos básicos que, em conjunto, otimizam suas funções. Tais elementos podem ser melhor visualizados na Figura 2.1 e são:

- Revestimento de fundo: corresponde aos tratamentos efetuados ao nível de fundação, para impedir a contaminação dos terrenos e do lençol freático, pelos líquidos e gases efluentes gerados pelos resíduos;
- Célula de resíduo: correspondente ao volume de resíduos sólidos dispostos por um período de lançamento, incluindo o material de recobrimento que a envolve;
- Recobrimento da célula: corresponde a camada de material inerte (solo ou material alternativo) necessária para recobrir totalmente a

superfície de uma célula ao final de cada dia de trabalho, e tem como objetivo impedir o espalhamento de resíduos;

- Camada de resíduos: corresponde a um conjunto de células contidas entre duas elevações fixas. A disposição das camadas uma sobre as outras forma o aterro.

- Cobertura Final ou de Fechamento: materiais naturais ou sintéticos utilizados para o fechamento das últimas células de resíduo, impedindo o contato dos mesmos com o meio ambiente.

- Bermas: corresponde às plataformas e aos terraços horizontais que são executados ao longo da face dos taludes. Este tipo de elemento geralmente é executado em aterros com altura superior a 15 m, desta forma amenizando as inclinações, e garantindo maior estabilidade. As bermas são construídas entre todas as camadas de resíduos.

- Sistema de drenagem: vários efluentes, formados no interior do aterro, devem ser retirados e para isso são executados sistemas de drenagem específicos para cada tipo de demanda. Dentre eles pode-se citar o sistema de drenagem de chorume e de gases.

- Sistema de drenagem e proteção superficial: corresponde ao conjunto de dispositivos de drenagem para captar e conduzir adequadamente as águas superficiais para áreas externas ao aterro, assim prevenindo contra erosão.

- Sistema de drenagem de nascentes: corresponde ao conjunto de dispositivos de drenagem instalados sobre aterros, visando captar e conduzir de forma adequada todas e quaisquer surgências de água existentes na área do aterro.

2.4.1 – Barreiras Impermeáveis com Solo Local

Barreiras construídas apenas com o solo local, na grande maioria dos casos, são utilizadas como complemento, mas também podem representar o único tipo de barreira do aterro sanitário.

Este tipo de impermeabilizante é executado com solos que apresentam baixa condutividade hidráulica, geralmente menor ou igual a 1×10^{-7} cm/s, e com alta porcentagem de argila. A espessura mínima sugerida é de 1,0 metro, embora em alguns aterros no Estado de São Paulo esta espessura seja de 0,60 m (CARVALHO, 1999).

O tipo de do argilo-mineral constituinte do solo é um fator que pode influenciar no comportamento hidráulico do solo. De uma forma geral, os minerais de argila podem ser classificados em três grupos: caulinita, ilita e montimorilonita, e são apresentados a seguir com seus respectivos comportamentos.

Nas argilas de origem montimoriloníticas as moléculas de água entram facilmente entre as camadas fazendo-as contrair e expandir consideravelmente, apresentando baixa condutividade hidráulica. Por outro lado, as caulinitas e as ilitas apresentam baixo potencial de expansão, e assim, são mais apropriadas para a execução das barreiras impermeáveis.

A continuidade e a condutividade hidráulica de um solo usado como impermeabilizante ou revestimento são questionamentos que podem ser esclarecidos com o estudo da evolução geológica do solo e a hidrogeologia local. Tais estudos de continuidade podem ser realizados através de furos de sondagem, ensaios geofísicos, análise de concentração radioisotrópica (determinação da idade da água contida no solo), dentre outros (DANIEL, 1993).

A condutividade hidráulica de uma barreira com solo local pode ser analisada com a combinação de testes laboratoriais e de campo. Os testes de laboratório geralmente são realizados através de células de parede rígida ou flexível, enquanto os testes de campo são executados através de furos de sondagem e permeâmetros de carga constante ou variável. O número de testes a ser executado varia de local para local e depende da complexidade hidrogeologia.

2.4.2 – Barreiras Impermeáveis com Geossintéticos

Na concepção atual de projetos de aterros sanitários duas alternativas de impermeabilização podem ser executadas: a utilização de solos argilosos e de geossintéticos, de forma isolada ou em conjunto. Cabe aos geossintéticos, que atualmente estão sendo usados em grande escala nas obras de cunho ambiental, desempenhar funções de impermeabilização, impedindo que os poluentes atinjam os meios a serem protegidos.

As restrições e o controle cada vez mais crescentes das agências ambientais, têm acarretado uma ascendente evolução dos geossintéticos. Este

avanço reflete-se, principalmente, na maior disponibilidade e menor custo destes produtos no mercado e aos prazos e facilidades construtivas associados ao emprego destes materiais.

Os principais tipos de geossintéticos utilizados para a finalidade de impermeabilização são as geomembranas e os GCL's (*geosynthetic clay liner*), cujas características principais serão apresentadas a seguir.

I. Geomembranas

As geomembranas são definidas pela ASTM D4439 como sendo barreiras construídas de membranas sintéticas que apresentam condutividade hidráulica muito baixa, utilizadas na engenharia geotécnica para controlar a migração de fluídos em sistemas, estruturas ou projetos construídos pelo homem.

A origem das geomembranas está vinculada ao desenvolvimento e crescimento da indústria de polietilenos. As geomembranas mais usuais nas obras de contenção de resíduos sólidos e efluentes são as de PHDE (polietileno de alta densidade), VLDPE (polietileno de baixa densidade), CSPE (polietileno clorosulfonado), PVC (policloreto de vinila), e EIA (interpolímero etileno *alloy*).

As geomembranas de polietileno de alta densidade (PHDE) são as mais usadas em barreiras impermeáveis, pois, apesar de ser um material muito rígido elas apresenta boas propriedades físicas, e elevada resistência química a uma grande variedade de substâncias, além de resistirem a altas tensões geralmente impostas à geomembrana durante a construção e instalação. Por outro lado, os sistemas de cobertura requerem geomembranas que possuam maior flexibilidade, devido aos grandes recalques que os resíduos são sujeitos, havendo preferência então por membranas mais flexíveis como as de polietileno de densidade extremamente baixa (VLDPE)

As geomembranas de PVC também são utilizadas em obras de contenção de resíduos. Nos EUA, devido a aspectos de durabilidade a longo prazo, as mesmas foram recomendadas para o uso em obras provisórias. Atualmente, no entanto, ela vem apresentando melhorias a base de aditivos e alterações no processo de industrialização o que lhes permite a aplicação e uso em obras de longo prazo. As vantagens das geomembranas de PVC estão relacionadas ao baixo custo, flexibilidade e às facilidades de fabricação em painéis sob medida.

A Tabela 2.1 apresenta algumas vantagens e desvantagens do uso das geomembranas de PVC e PHDE (SHARMA & LEWIS, 1994).

Tabela 2.1 – Vantagens e Desvantagens do uso das geomembranas de PVC e de PHDE, (SHARMA & LEWIS, 1994).

Tipo de geomembrana	Vantagens e Desvantagens
PHDE (Polietileno de alta densidade) Geomembrana termoplástica semi-cristalina	Boa resistência a maioria das substâncias químicas, Boa resistência mecânica e facilidade de união, Bom desempenho em baixas temperaturas, Baixa resistência ao puncionamento (VFPE) Menores resistências de interface com outros materiais.
PVC (polivinil clorado) Geomembrana Termoplástica amorfa	Boa trabalhabilidade, Elevadas características de resistência, Facilidade de costura e união, Menor resistência aos raios UV e a alguns elementos químicos, Pior desempenho em baixas e altas temperaturas.

II. Geosynthetic Clay Liners (GCL)

O GCL é formado pela associação de solo e geossintéticos e consistem em uma camada fina de bentonita (material argiloso com elevado potencial expansivo e capacidade de absorção de água) solidarizada a uma ou mais camadas de geossintéticos (geotêxteis, geomembranas, etc).

O principal intuito em se combinar o solo com um geossintético é pelo fato da alteração das características das camadas de solo devido à infiltração do chorume e às altas temperaturas no interior do aterro. Esta elevação da temperatura provoca fissuramento da camada argilosa de base, que por sua vez diminui a eficiência como revestimento.

Os GCL's disponíveis no mercado podem ser divididos em duas categorias: aqueles onde os geossintéticos externos são mecanicamente solidarizados através de costura ou agulhamento e aquelas onde a solidarização são realizadas através de resina adesiva. No caso de GCL's constituídos por geotêxteis solidarizados à bentonita por agulhamento sugere-se a colocação de bentonita sódica na faixa sobreposta. A bentonita quando hidratada penetra nos poros dos geotêxteis promovendo a sua selagem. No caso de GCL's constituídos por geotêxteis ou por geomembranas solidarizados à bentonita por processo adesivo não é necessário a bentonita adicional na faixa de sobreposição.

A condutividade hidráulica da bentonita constituinte do GCL deve variar entre 1×10^{-8} a 1×10^{-10} cm/s em função das tensões de confinamento, ou seja, quanto maiores as tensões, menores serão as condutividades hidráulicas.

Através de ensaios DANIEL (1996) demonstrou que o chorume não degrada de forma significativa os GCL's, embora os mesmos tenham se mostrado sensíveis a alguns fatores, tais como composição química do chorume, tensão de confinamento aplicada e composição química do

principal líquido hidratante (a hidratação inicial com chorume e não com água produz pior condição).

As principais vantagens dos GCL's sobre os revestimentos de solo argiloso compactado dizem respeito à sua flexibilidade e facilidade de instalação. Em locais onde solos de baixa permeabilidade não são de fácil disponibilidade, os GCL's podem conduzir a significativas reduções no custo da construção. No entanto, mediante o crescente emprego deste material em aterros sanitários, algumas pesquisas e informações complementares são necessárias para verificar o seu comportamento a longo prazo, incluindo, para tal finalidade, as condições de resistência da interface e o desempenho das emendas e uniões entre mantas.

Os materiais sintéticos estão sendo utilizados de forma crescente em aterros sanitários não só pela sua capacidade de armazenamento de resíduos como também pela homogeneidade e facilidade de implantação. Por outro lado, as geomembranas estão sujeitas a danos como furos e rasgos durante a instalação e o início de operação do aterro, além das agressões a que estão sujeitas como quimicamente, através do chorume, biologicamente, pelos lixiviados de fundo e biogás na cobertura, e mecanicamente, pelo punçonnemento no fundo e nos taludes e assentamentos da cobertura.

As barreiras impermeáveis são constituídas desde arranjos simples, como uma camada de solo compactado ou uma geomembrana, até configurações mais elaboradas onde se alteram diversos compostos. Muitos países têm especificações reguladoras acerca de configurações mínimas para conter diferentes classes de resíduos. A Figura 2.3 ilustra algumas dessas especificações de barreiras impermeáveis de fundação para resíduos não inertes, entre os quais se enquadra o lixo urbano. Por sua vez, a Figura 2.4 ilustra diversos sistemas de cobertura mínimos especificados por alguns países.

Figura 2.3 – Sistema de impermeabilização de aterros sanitários segundo recomendações diversas (MANASSERO et al., 1996).

Figura 2.4 – Sistema de cobertura de aterros sanitários segundo recomendações diversas (MANASSERO et al., 1996).

A CETESB (1993) apresenta algumas condições mínimas a serem seguidas quanto às áreas de disposição de resíduos classe II observando a necessidade ou não de impermeabilização. A Figura 2.5 e 2.6 demonstram quais são as exigências estabelecidas seguindo alguns critérios.

Para terrenos de fundação que apresentam permeabilidade inferior à 1×10^{-6} cm/s e nível de água a uma profundidade igual ou superior a 3,0 m (Figura 2.5), não há necessidade de impermeabilização da superfície do terreno natural. Por outro lado, para subsolos mais permeáveis, com condutividade hidráulica $\leq 1 \times 10^{-4}$ cm/s e a posição do nível d'água igual ou superior a 1,5m, é necessário que haja uma impermeabilização de fundação do aterro (Figura 2.6).

a) Condições climáticas e hidrológicas favoráveis

b) Condições climáticas insatisfatórias e hidrológicas favoráveis

Figura 2.5 – Esquema de aterros de resíduos sólidos urbanos, $L \geq 3,0$ m e $k \leq 10^{-6}$ cm/s (CETESB, 1993).

são alcançados quando o solo é compactado com teor de umidade acima do ótimo (ramo úmido da curva de compactação) e alta energia de compactação.

Valores baixos de condutividade hidráulica são alcançados ao se compactar o solo com teor de umidade acima do ótimo, principalmente porque as partículas estão arranjadas de forma paralela. Por outro lado, compactar o solo com teor de umidade abaixo do ótimo produz uma forma floculada das partículas, que proporciona fácil fluxo de água e conseqüentemente alta condutividade hidráulica. A Figura 2.7 demonstra o arranjo das partículas em relação ao teor de umidade e da energia de compactação, mostrado por LAMBE & WHITMAN (1969).

Figura 2.7 – a) Efeito da compactação na estrutura do solo; b) Influência do teor de umidade na orientação das partículas para solos compactados (LAMBE & WHITMAN, 1969).

As argilas plásticas são mais difíceis de manusear e compactar no campo quando apresentam teor de umidade igual a ótima, além de serem mais sensíveis e levarem menos tempo para secar quando o teor de umidade estiver acima da ótima, ou umedecer quando abaixo da ótima. Entretanto, argilas com alto índice de plasticidade são geralmente menos permeáveis, e

em razão disto, recomenda-se argilas com índice de plasticidade menor que 20 (McBEAN et al., 1995).

Estudos acerca da condutividade hidráulica e da contração dos solos compactados usados como barreiras impermeáveis serão mais detalhados adiante.

2.5.2 – Aspectos Construtivos

Os revestimentos de fundo são construídos em camadas, que podem ser horizontais ou paralelas ao talude lateral, sendo os taludes paralelos os mais recomendados, pois esta configuração minimiza as imperfeições entre camadas, e um possível contato entre os percolados e o subsolo. A Figura 2.8 mostra a melhor forma de compactação das camadas.

Figura 2.8 – Melhores formas de compactação das camadas impermeabilizantes de fundo de aterros sanitários (McBEAN et al., 1995).

McBEAN et al. (1995) sugere alguns cuidados que devem ser tomados na escolha do solo e na construção das barreiras impermeáveis. Estes cuidados visam principalmente minimizar algum tipo de instabilidade que porventura possa ocorrer. As sugestões são:

- o solo deve ser selecionado apropriadamente em termos de percentagem de argila;
- execução de barreiras espessas para compensar as variabilidades de construção;
- os métodos construtivos devem ser supervisionados cuidadosamente e realizados testes de controle de qualidade;
- estabelecimento de um programa de monitoramento efetivo para revelar falhas de construção antes que ocorram sérios problemas; e

- uso de lisímetros em campo, para monitorar a performance do impermeabilizante.

Durante a compactação as camadas de solo devem apresentar uma eficiente interface, tanto com a camada inferior quanto com a superior. Para isto, a superfície da camada primeiramente compactada deve ser mais rugosa que lisa, isto porque, se a camada estiver fofa ela pode ser escavada pelo disco ou outro dispositivo de compactação. Além disso, cada camada não deve apresentar espessura maior que 20 cm e teor de umidade de 2 a 3% acima da ótima para equilibrar a água evaporada durante a compactação. O solo deve ser escarificado para posterior compactação da camada adjacente. Cada camada deve ser compactada com rolo compactador com várias passadas. Os pés do rolo compactador devem ser suficientemente longos para atingirem a camada subjacente, desta forma, havendo um bom contato entre as camadas e minimizando a formação de canais de fluxo. Pois, a ocorrência de fluxo lateral resulta em aumento da condutividade hidráulica. (McBEAM, 1995).

No caso específico dos solos usados como barreira impermeável, os compactadores estáticos são mais adequados que os vibratórios. Além disso, o peso do compactador deve ser compatível com o solo, pois solos relativamente secos com a presença de torrões requerem compactadores muito pesados, opondo-se aos solos relativamente úmidos com torrões fofos que não necessitam de compactadores pesados.

2.5.3 - Ataques Químicos

Um assunto que vem sendo estudado com muita frequência é o processo de migração e contaminação dos poluentes de aterros sanitários para os horizontes de solos subjacentes, incluindo os recursos hídricos subterrâneos. Tal preocupação tem implicado na definição e na fixação de procedimentos e tratamentos mínimos para a construção de barreiras e sistemas de contenção de poluentes.

Nos aterros sanitários os processos de transporte tornam-se mais complexos quando o líquido em questão é o chorume, implicando maiores dificuldades para a determinação dos coeficientes e parâmetros envolvidos nas formulações de princípios básicos.

Os principais processos de transporte de poluentes em meios porosos saturados são: advecção, difusão, dispersão mecânica e processos associados.

No caso de aterros sanitários revestidos por solos argilosos, três situações podem ser consideradas no estudo e modelagem da contaminação dos estratos subjacentes: difusão sem advecção (difusão pura), difusão com advecção positiva e difusão com advecção negativa.

Em projetos de aterros sanitários, no momento da escolha do revestimento, devem ser considerados o tipo de tratamento dos solos argilosos e a diminuição dos efeitos de transporte de poluentes. Os requisitos a serem alcançados pelos solos são: condutividade hidráulica reduzida,

compatibilidade a longo prazo com os constituintes químicos presentes no aterro, elevada capacidade de sorção e reduzido coeficiente de difusão.

Para que haja um melhor entendimento do que vem a ser compatibilidade química, sorção e difusão, estes termos estão definidos abaixo conforme McBEAN et al., 1995.

- Compatibilidade química: em barreiras minerais com solos argilosos compactados, em termos de desempenho a longo prazo, diz respeito à compatibilidade química entre o solo e os poluentes envolvidos (chorume, no caso dos aterros sanitários);

- Sorção: os principais mecanismos de sorção considerados na modelagem dos processos de transporte de poluentes através de barreiras minerais são a troca iônica na superfície das partículas de argila no caso de compostos inorgânicos e a sorção de compostos orgânicos a partir do carbono orgânico presente na estrutura;

- Difusão: nos processos de transporte de poluentes através de barreiras minerais, o coeficiente de difusão efetivo é significativo somente quando a parcela de transporte por advecção é baixa. A difusão apresenta-se como parcela preponderante no processo de transporte de poluentes somente quando os valores de condutividade hidráulica são inferiores a 10^{-9} cm/s para as faixas de gradientes hidráulicos usualmente observadas em aterros sanitários;

Líquidos provenientes da decomposição dos resíduos do aterro sanitário podem atacar e destruir os revestimentos de fundo. Tais líquidos podem ser ácidos ou básicos, inorgânicos neutros, orgânicos neutros, ou lixiviados separadamente.

Os líquidos ácidos e básicos podem dissolver materiais sólidos do solo formando canais e conseqüentemente aumentando a sua condutividade hidráulica. Lixiviados com $\text{pH} < 3$ ou > 11 são, geralmente, os que mais afetam o solo (DANIEL, 1993).

Os efeitos dos líquidos inorgânicos neutros na partícula de argila podem ser avaliados através da Teoria de Gouy-Chapman (DANIEL, 1993) descrita pela equação abaixo:

$$T\alpha \left[\frac{D}{n_o v^2} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.1)$$

onde:

T – espessura da camada dupla de difusão do solo

D – constante dielétrica do fluido

n_o – concentração eletrolítica

v – valência catiônica.

Para soluções constituídas essencialmente por água, a constante dielétrica do líquido é relativamente constante, e deste modo é mantida

essencialmente por n_o e v . Como a difusão da camada dupla é absorvida pela água e pelos cátions expansivos, a condutividade hidráulica diminui porque os canais de fluxo são obstruídos. Tentativas da validação quantitativa dos efeitos de D , n_o e v na condutividade hidráulica têm fracassado, entretanto, qualitativamente, a teoria de Gouy-Chapman explica o modelo observado. Soluções aquosas com poucos eletrólitos tendem a expandir a camada dupla e produzir baixas condutividades hidráulicas. Uma solução contendo cátions polivalentes (n_o alto) tende a produzir grandes condutividades.

Os solos usados como barreiras impermeáveis não são atacados por líquidos orgânicos se:

- A solução conter mais que 50% de água; e
- Não houver separação de fases - todo o líquido orgânico está dissolvido na água, assim não existe uma separação de fases.

Diagnosticar o impacto dos solventes orgânicos nas barreiras impermeáveis é difícil porque existem vários tipos e grande variabilidade de concentração que torna difícil generalizar (McBEAN et al., 1995). Alguns testes de laboratório mostram que líquidos orgânicos concentrados podem alterar a estrutura das argilas e aumentar a sua condutividade hidráulica. Algumas destas experiências dizem que:

- Líquidos orgânicos de vários tipos, os solventes em particular, podem substancialmente aumentar a condutividade hidráulica dos impermeabilizantes. Soluções aquosas diluídas em líquidos orgânicos não afetam a condutividade hidráulica, especialmente em argilas não expansivas;
- Existe a necessidade de cuidados nos procedimentos com poluentes como benzeno, xileno ou tetracloreto carbônico, desde que estes elementos químicos causem contração e fissuras nas argilas;
- O metanol e o xileno aumentam a condutividade hidráulica de menos que 5×10^{-8} cm/s para próximo de 10^{-5} cm/s em algumas lamas preparadas;
- A acetona primeiramente reduz a condutividade hidráulica, mas depois a aumenta para valores superiores a 10^{-6} cm/s por deslocar a água da argila e causando fissuras;

Finalmente, as barreiras impermeáveis construídas a partir de materiais naturais com alta percentagem de argila podem retardar o transporte de alguns contaminantes através da interação com os materiais do solo e/ou biodegradação.

Retardações generalizadas melhoram quando o solo apresenta pH alcalino, significativa capacidade de troca catiônica e percentagem óxida orgânica.

2.6 – Condutividade hidráulica dos solos

O estudo das propriedades e do comportamento dos solos é necessário em qualquer projeto em que eles venham a ser utilizados, seja como fundação ou como material de construção. Características como resistência ao cisalhamento, compressibilidade, expansão, contração, permeabilidade, dentre outras, são fatores analisados sempre que se tem uma pretensão de utilização de determinado solo para uma função específica.

Como foi visto anteriormente, uma barreira impermeabilizante pode sofrer ataques químicos provenientes dos líquidos percolados, contração devido ao aumento de temperatura da decomposição dos resíduos estocados, lixiviação pelas águas pluviais, etc. Todos estes fatores vêm causando interesse crescente devido ao impacto ambiental que cada um pode causar.

LAMBE & WHITMAN (1969) analisaram a condutividade hidráulica de uma argila siltosa da Jamaica. A variação do teor de umidade na condutividade hidráulica foi o ponto principal analisado pelo autor. A curva de compactação e os valores obtidos nos ensaios são mostrados na Figura 2.9. Observou-se que a condutividade hidráulica diminuiu bruscamente para os pontos com teor de umidade abaixo do teor de umidade ótimo. Para as umidades acima da ótima a condutividade hidráulica permaneceu praticamente constante, com um aumento pouco significativo. Este aumento provavelmente está relacionado com a orientação das partículas que nesta situação é considerada paralela.

MITCHELL et al. (1965) analisaram alguns fatores que podem influenciar a condutividade hidráulica dos solos argilosos. Os pontos observados foram a estrutura do solo, as condições de compactação e o método de compactação, dentre outros. Para a análise, o solo escolhido foi uma argila siltosa com $LL = 37\%$ e $LP = 23\%$, compactado de forma estática com variação de umidade de moldagem e massa específica seca constante. A Figura 2.10 mostra os resultados de condutividade hidráulica e massa específico em função do teor de umidade. O que se pôde observar foi que a condutividade hidráulica dos pontos mais secos aumentou timidamente com o aumento do teor de umidade, e após o teor de umidade ótimo a condutividade hidráulica diminuiu bruscamente alcançando diferença de até três ordens de grandeza.

Figura 2.9 - Curva de compactação e condutividade hidráulica do solo ensaiado por LAMBE & WHITMAN (1969).

Figura 2.10 – Condutividade hidráulica em função do teor de umidade. Corpos de prova preparados com compactação estática e massa específica seca constante (MITCHELL et al., 1965).

O fato de ter-se compactado as amostras com a massa específica constante foi o ponto que mais influenciou este resultado. Na Figura 2.11, onde os corpos de prova foram compactados com massa específica seca variável, a condutividade hidráulica encontrada assemelha-se ao comportamento mostrado por LAMBE & WHITMAN (1969).

A energia de compactação foi outro fator analisado por MITCHELL et al. (1965). Os ensaios foram realizados após saturação dos corpos de prova e observou-se que para as menores energias as características encontradas foram similares. Os pontos mais secos pouco variaram e após a umidade ótima a diminuição da condutividade hidráulica foi pronunciada. Para a energia de compactação mais alta ocorreu variação da condutividade hidráulica desde os pontos mais secos. Além disso, o incremento da energia de compactação acarretou em diminuição da condutividade hidráulica em até 100 vezes, principalmente nos pontos próximos a umidade ótima, conforme mostrado na Figura 2.12.

Figura 2.11 – Curva de compactação e condutividade hidráulica para corpos de prova moldados com massa específica seca variável (MITCHELL et al., 1965).

Figura 2.12 – Variação da condutividade hidráulica para distintas energias de compactação (MITCHELL et al., 1965).

BENSON & DANIEL (1990) estudaram parâmetros limitantes para a obtenção de valores pré-estabelecidos de condutividade hidráulica para a utilização principalmente como impermeabilizante de aterros sanitários. Os autores usaram a metodologia proposta por MUNDELL & BAILEY (1985) e BOUTWEEL & HEDGES (1989), onde é recomendada a análise da curva de compactação do solo obtida do Ensaio de Proctor. Para isto, analisam alguns fatores que restringem os valores de teor de umidade e peso específico seco do solo.

A proposta de MUNDELL & BAILEY (1985) e BOUTWEEL & HEDGES (1989), define uma área ideal (Figura 2.13) que é freqüentemente nomeada de zona admissível. A zona admissível é representada pela combinação de valores de peso específico e teor de umidade, que garantem certos valores desejados para condutividade hidráulica, contração e resistência ao cisalhamento. Na proposta destes autores (na zona admissível) o peso específico assume valores maiores ou iguais a uma percentagem "P" do peso específico seco do solo, e o teor de umidade variando entre 0 até +4% do teor de umidade ótimo e tem como limítrofe a curva de saturação de 100%. Geralmente, adota-se para esta percentagem "P" 95% do peso específico seco no Ensaio de Proctor Normal (ASTM D698) ou 90% no Ensaio de Proctor Modificado (ASTM D-1557).

Figura 2.13 – Método tradicional para especificação da Zona Admissível mediante teor de umidade e peso específico seco de solos argilosos (DANIEL & BENSON, 1999).

A diferença de percentagens admitidas nos diferentes ensaios de compactação dá-se pelo fato de que a energia de compactação aplicada e o método utilizado influenciam significativamente na condutividade hidráulica, onde o aumento da energia de compactação significa a diminuição da condutividade hidráulica (MITCHELL et al., 1965).

Entretanto, vários estudos têm revelado que a combinação entre o teor de umidade e o peso específico seco adotados na zona admissível não representam obrigatoriamente solos argilosos com condutividade hidráulica menor que 1×10^{-7} cm/s, mas sim valores maiores. Mediante isto, uma nova metodologia recomenda a aproximação de valores, modificando, assim, também os resultados da condutividade hidráulica.

Desta forma, BENSON & DANIEL (1990) recomendam alguns procedimentos adicionais conforme descritos abaixo.

1. Compactar o solo no laboratório com energias de compactação do Proctor Modificado, Normal e Reduzido desenvolvendo, assim, várias curvas de compactação como mostra a Figura 2.14a, devendo-se compactar de cinco a seis corpos de prova para cada energia;
2. Os solos compactados devem ser permeados para determinar a condutividade hidráulica de cada corpo de prova. Tal procedimento deve ser executado cuidadosamente medindo-se também o grau de saturação e a tensão confinante efetiva. As medidas de permeabilidades devem ser plotadas em função do teor de umidade como mostra a Figura 2.14b;
3. Os pontos com permeabilidades admissíveis ($\leq 1 \times 10^{-7}$ cm/s) devem ser plotados com símbolos diferentes dos não admissíveis ($> 1 \times 10^{-7}$ cm/s). A zona admissível é desenhada de forma que os valores de permeabilidade admissíveis estão nela contida (Figura 2.14c);
4. A zona admissível deve ser modificada (Figura 2.14d) baseada em outros parâmetros como resistência ao cisalhamento, atrito interfacial com geomembranas, considerações de umedecimento e secagem, aparecimento de fissuras, interesses construtivos e práticas locais.

Os autores consideraram o ensaio de Proctor Reduzido como sendo o correspondente a compactação dos corpos de prova com 15 golpes enquanto o Proctor Normal é executado com 25 golpes. Outro fator que deve ser esclarecido nos procedimentos sugeridos é a execução do ensaio de permeabilidade, os autores não sugerem o tipo de ensaio especificamente, mas por incluírem medidas de tensões confinantes presume-se que deve ser realizado o ensaio de parede flexível.

A Figura 2.15 mostra como uma zona admissível seria definida a partir de parâmetros de permeabilidade e resistência ao cisalhamento.

Figura 2.14 – Recomendações de projeto: (a) determinação da curva de compactação com o Proctor Modificado, Normal e Reduzido; b) determinação da condutividade hidráulica; c) replotagem da curva de compactação usando símbolos diferentes para permeabilidades maiores e menores que a admissível; d) zona aceitável modificada conforme outros condicionantes como resistência ao cisalhamento ou práticas de construção local (BENSON e DANIEL, 1990).

Ao se considerar a idéia de estabelecer uma área adequada para a compactação de solos usados como barreiras impermeabilizantes, DANIEL & WU (1993) adicionaram mais dois parâmetros restritivos a esta análise. Estes outros dois fatores são a contração e a resistência ao cisalhamento.

Os valores propostos pelos autores como limítrofes para a determinação da área aceitável para a execução das barreiras são 4% de contração volumétrica, 200kPa de resistência ao cisalhamento, além de 1×10^{-7} cm/s de condutividade hidráulica. Com base nesses valores, a área final recomendada é a sobreposição das áreas individuais obtidas para cada fator, como mostra a Figura 2.16.

Figura 2.15 – Uso da condutividade hidráulica, da resistência ao cisalhamento e da contração para definir a zona aceitável global (BENSON e DANIEL, 1990).

Figura 2.16 – Área aceitável baseada na condutividade hidráulica, contração volumétrica e resistência ao cisalhamento (DANIEL & WU, 1993).

DAY & DANIEL (1985) realizaram estudos de condutividade hidráulica em duas amostras de solos argilosos em campo e laboratório. As principais características destas amostras são para o Solo1 e Solo2, respectivamente, $LL = 30\%$ e 72% , $LP = 19\%$ e 27% , $IP = 11\%$ e 45% , porcentagem menor que $0,074\text{ mm} = 80\%$ e 50% e classificação Unificada CL e CH.

Os ensaios de campo foram efetuados com infiltrômetro de anel e obteve-se condutividade hidráulica entre $4 \times 10^{-6}\text{ cm/s}$ e $9 \times 10^{-6}\text{ cm/s}$. Já os ensaios laboratoriais foram realizados com amostras indeformadas e amostras compactadas no laboratório através de célula edométrica e

permeâmetro de parede flexível. Os valores máximos obtidos para o ponto mais úmido ensaiado das amostras compactadas em laboratório foram de, respectivamente, 1×10^{-8} cm/s e 2×10^{-9} cm/s para o Solo1 e Solo2. Para as amostras indeformadas a condutividade hidráulica foi da ordem de 1×10^{-8} cm/s.

Esta variação da condutividade hidráulica entre campo e laboratório pode ter ocorrido principalmente por não se ter alcançado uma representatividade suficiente entre os dois casos. A Tabela 2.2 mostra em resumo os valores de condutividade hidráulica para os ensaios realizados. Neste caso os autores consideram que k_{real} é a condutividade hidráulica medida em campo.

Tabela 2.2 – Resumo e Comparação dos resultados de condutividade hidráulica determinados por DAY e DANIEL (1985).

Tipo de teste de condutividade hidráulica	Solo1		Solo2	
	k_{medio} (cm/s)	$K_{\text{real}}/k_{\text{medio}}$	k_{medio} (cm/s)	$K_{\text{real}}/k_{\text{medio}}$
Lagoa de teste em todo o <i>liner</i>	9×10^{-6}	1,0 ^a	4×10^{-6}	1,0 ^a
Ensaio de laboratório (todos os tipos) em corpos de prova compactados	1×10^{-8}	900	2×10^{-9}	2000
Ensaio de laboratório (parede flexível) em amostras indeformadas	1×10^{-8}	900	3×10^{-9}	1300
Ensaio de laboratório (parede flexível) em amostras de tubo Shelby	1×10^{-8}	900	3×10^{-9}	1300
Ensaio de laboratório amostras indeformadas em anéis consolidados e ensaiados com tensão efetiva de 96 kPa	1×10^{-7}	90	4×10^{-8}	100
Infiltrômetro de anel ensaiado no campo	5×10^{-6}	1,9	3×10^{-6}	1,2

^a Estas condutividades hidráulicas foram assumidas para determinar valores reais para os impermeabilizantes.

DANIEL (1987), preocupado com as diferenças entre o comportamento de campo e de laboratório dos solos usados como barreiras impermeabilizantes, estudou quatro casos no Texas – EUA e no México. Para esta análise foram inspecionados aterros existentes que foram monitorados para a obtenção dos dados e dos quais foram retiradas amostras para a análise laboratorial.

Para o primeiro caso, localizado no centro do Texas, o solo usado como impermeabilizante foi uma argila com LL=39% e LP=19%. Os ensaios de laboratório foram realizados com três amostras que apresentaram condutividade hidráulica de 1×10^{-7} cm/s, 8×10^{-9} cm/s e 8×10^{-7} cm/s cada, enquanto que os ensaios realizados em campo apresentaram valores de condutividade hidráulica da ordem de 4×10^{-5} cm/s, ou seja, havendo uma diferença de até 1000 vezes entre os valores.

Em um segundo caso, no norte do Texas, também foram realizados ensaios de campo e laboratório. O solo deste caso apresentava percentagens variadas de pedregulho, areia, argila e bentonita. A condutividade hidráulica no laboratório variou entre 2×10^{-7} cm/s e 2×10^{-9} cm/s, e a de campo 2×10^{-6} cm/s. Isso significa dizer que diferença entre os valores foi de 10 a 1000 vezes.

A terceira amostra, localizada no sul do Texas, foi composta a partir de duas argilas. Os limites de liquidez eram de 41 % e 86% e índices de plasticidade de 23% e 55%. A condutividade hidráulica de laboratório variou de 1×10^{-7} cm/s a 4×10^{-7} cm/s, e de campo entre 1×10^{-5} cm/s e 2×10^{-5} cm/s, concluindo que a diferença entre elas foi de 30 a 100 vezes.

Por fim, no último caso analisado, localizado no norte do México, a argila ensaiada apresentava limite de liquidez variando de 30% a 45% e índice de plasticidade entre 14% e 24%. A condutividade hidráulica de laboratório variou de 1×10^{-8} cm/s a 2×10^{-7} cm/s, e de campo 1×10^{-6} cm/s. Neste caso a diferença entre os valores encontrados foi de até 100 vezes.

Mediante os resultados apresentados pode-se afirmar que a diferença entre as condutividades hidráulicas de campo e laboratório é um ponto que merece atenção no momento da construção da impermeabilização de aterros. Mas os autores atribuem esta diferença principalmente aos métodos e tipos de ensaios executados em ambos os casos. Casos de pouca representatividade ocorrem, não significando que tais valores são errôneos, apenas os ensaios de laboratório não representaram ou alcançaram as condições de campo.

A condutividade hidráulica de solos argilosos de alta plasticidade é influenciada significativamente pelo tamanho dos torrões presentes no solo. BENSON & DANIEL (1990) analisaram esta influência preparando duas amostras de um solo, onde o tamanho máximo dos torrões foi de 19 mm e 4,8 mm.

O solo usado para a análise tem como principais características $LL = 56\%$, $IP = 41\%$, porcentagem menor que 0,074 mm = 82% e classificado como CH pela Classificação Unificada.

As amostras ensaiadas foram compactadas usando as energias de compactação do Proctor Normal e Modificadas. Os ensaios de condutividade hidráulica foram realizados em permeâmetros de parede rígida e flexível.

Os resultados encontrados pelos autores são apresentados na Figura 2.17. Na amostra de solos com presença de torrões menores que 19 mm e compactada com energia Normal a condutividade hidráulica no ramo seco apresentou valores da ordem de 4×10^{-4} cm/s e 1×10^{-9} cm/s no ramo úmido da curva de compactação, ou seja, uma diferença de 5 ordens de grandeza.

O solo com torrões máximos de 19mm e compactado com energia modificada apresentou uma pequena variação da condutividade hidráulica com o aumento da umidade, variando no máximo duas ordens de grandeza.

Os comportamentos apresentados pelas amostras mostram que o aumento da umidade de moldagem afeta significativamente a condutividade

hidráulica do solo compactado na energia Normal, mas que não exerce grandes mudanças na compactação com a energia Modificada, principalmente nas altas umidades.

A amostra com torrões menores que 4,8 mm apresentou variação de uma ordem de grandeza com o aumento da umidade de moldagem. Quando comparada com a amostra com torrões inferiores a 19 mm, as medidas de condutividade hidráulica deste solo apresentaram valores com cerca de quatro ordens de grandeza menor no ramo seco da curva de compactação.

Figura 2.17 – Condutividade hidráulica para os solos com diâmetros máximos dos torrões de 19 mm e 4,8 mm (BENSON & DANIEL, 1990).

BENSON & DANIEL (1990) atribuem as diferenças de condutividade hidráulica das amostras principalmente ao grau de orientação das partículas de solo. Como visto anteriormente (LAMBE & WHITMAN, 1958), no ramo seco as partículas apresentam-se floculadas, enquanto no ramo úmido as partículas estão arrançadas de forma paralela.

SHELLEY & DANIEL (1993) realizaram ensaios de condutividade hidráulica com dois solos argilosos, um de origem caulínica e outro de resíduos de mineração. Eles apresentaram, respectivamente, as seguintes características: LL = 54% e 37%, IP = 23% e 16%, $\rho_s = 2,63 \text{ g/cm}^3$ e $2,71 \text{ g/cm}^3$, porcentagem de pedregulho = 0 e 16%, porcentagem de areia = 0 e 34%, porcentagem de silte = 2 e 20%, porcentagem de argila = 98% e 30%.

Os ensaios foram realizados com a adição ou remoção de pedregulhos ao solo, alcançando percentagens, em peso, de 0, 20, 40, 60 e 80%. A umidade ótima foi determinada com a energia de compactação normal e os corpos de prova foram moldados com teor de umidade variando entre 2 e 4% acima da ótima. Os ensaios de condutividade hidráulica foram executados através do permeâmetro de parede flexível.

A Figura 2.18 mostra os valores de condutividade hidráulica para as diferentes percentagens de pedregulhos nos dois solos analisados. Com estes resultados pôde-se dizer que:

- Para as misturas com percentagem de pedregulho entre 50 – 60% a condutividade hidráulica foi menor que 1×10^{-7} cm/s;
- Quando a percentagem de pedregulho era menor que 60%, tal percentagem não influenciou nos resultados, pois em todos os casos a condutividade hidráulica foi muito baixa; e
- Para misturas com percentagem de pedregulho maior que 50 – 60%, a condutividade hidráulica foi elevada, concluindo-se então que a massa de solo argiloso não preencheu os vazios entre os grãos de pedregulhos.

Figura 2.18 – Condutividade hidráulica para as misturas de solos em função da percentagem de pedregulhos (SHELLEY e DANIEL, 1993).

A análise dos resultados mostra que uma percentagem de aproximadamente 50% de pedregulho seria ideal para solos usados como barreira impermeabilizante de aterros sanitários.

BENSON et al. (1994) analisaram 67 amostras de solos provenientes de aterros sanitários nos Estados Unidos. Para este estudo foram considerados apenas solos naturais compactados, não incluindo para tanto solos misturados com bentonita, resíduos de mineração, combinação de solos com geossintéticos, ou qualquer outro tipo de material. Os ensaios de condutividade hidráulica foram executados através de permeâmetros de parede flexível, permeâmetro Shelby de parede rígida, ou célula de adensamento. Além disso, foram determinados para todas as amostras o limite de liquidez, o índice de plasticidade, a atividade de Skempton, as percentagens de pedregulho, areia, silte e argila, o teor de umidade ótimo e o peso específico seco máximo.

Os autores realizaram ensaios onde os corpos de prova foram compactados estaticamente ou através de adensamento e as energias de compactação, em ambos os casos, foram controlados para que o teor de

umidade e o peso específico seco fossem os mesmos. O resultado dos testes mostrou que os corpos de prova adensados apresentaram condutividade hidráulica com meia ordem de grandeza menor que os estáticos quando o teor de umidade estava acima da ótima, mas quando o teor de umidade estava abaixo da ótima, as condutividades hidráulicas obtidas em ambos os casos foram semelhantes. Segundo os autores esta diminuição da condutividade hidráulica, no caso de solos compactados através de adensamento, deve-se à grande deformação de cisalhamento que ocorre devido ao compactador penetrar no solo.

A Tabela 2.3 mostra os valores mínimos das propriedades do solo identificados pelos autores, para medidas de condutividade hidráulica menores que 1×10^{-7} cm/s.

Tabela 2.3 – Valores mínimos de propriedades do solo para condutividade hidráulica menor que 1×10^{-7} cm/s (BENSON et al., 1994).

Propriedades	Valores mínimos
Limite de liquidez (%)	20
Índice de plasticidade (%)	7
% de finos	30
% de argila	15
Atividade	0,3

Especificações sobre a espessura mínima das camadas de solo usadas como barreiras impermeabilizantes são pouco freqüentes, pois não há um consenso formado sobre tal assunto. BENSON & DANIEL (1994a) admitiram que existe alguma espessura mínima apropriada e que em determinadas condições ela deve ser de 60 cm. Entretanto, em outras condições deve ter espessura de no mínimo 360 cm. Mas o problema é analisar, exatamente, em que condições o solo se encontra. Segundo os autores, algumas destas dificuldades para se conhecer o solo são: incertezas da construção, fluxo através dos macroporos, propriedades hidráulicas e variabilidade das experiências passadas.

BENSON & DANIEL (1994b) descreveram dois modelos de escoamento de fluidos em solos impermeabilizantes para avaliar como a variabilidade da compactação dos solos influencia na sua performance e conseqüentemente na espessura das camadas. Através destes testes verificou-se que modelos estocásticos podem ser desenvolvidos para incorporar variabilidades espaciais e incertezas de condutividade hidráulica, e aproximar os exemplos de fluxo como esperado.

Através destes modelos estocásticos, BENSON & DANIEL (1994b) concluíram que o número de camadas recomendadas para a construção das barreiras impermeabilizantes de fundo varia de 4 a 6, com cada camada apresentando espessura de 15 cm. O aumento do número de camadas é

insignificante quanto à diminuição da condutividade hidráulica, sendo desnecessário um número maior de camadas.

A Figura 2.19 mostra a variação da condutividade hidráulica com a espessura da camada, comprovando que, com espessura superior a 90cm a condutividade hidráulica é praticamente constante.

Figura 2.19 – Probabilidade de a condutividade hidráulica exceder 1×10^{-7} cm/s em função da espessura da camada; a) todos os dados de campo e modelagem 3-D; b) dados para construções excelentes e modelagem 1-D (BENSON & DANIEL, 1994b).

MEERDINK et al. (1996) analisaram solos usados para cobertura final de dois aterros sanitários nos Estados Unidos através de ensaios de campo e laboratório. O solo1 proveniente do aterro de Wenatchee e classificado como uma argila siltosa apresentava as seguintes características: LL = 23%, IP = 5%, porcentagem de areia = 46%, porcentagem de partículas menor que 0,074 mm = 46%, porcentagem de argila = 54%, CTC = 7 meq/100g, atividade = 0,71 e $\rho_s = 2,67$ g/cm³. O solo2 proveniente de Live Oak e classificado como uma argila vermelha, tendo como características principais LL = 58%, IP =

15%, porcentagem de areia = 36%, porcentagem de partículas menor que 0,074 mm = 64%, porcentagem de argila = 24%, CTC = 6 meq/100g, atividade = 0,63 e $\rho_s = 2,72 \text{ g/cm}^3$. Além disso, o solo1 é de origem montimorilonítica e o solo2 de origem caulinítica.

Os ensaios de laboratório foram realizados em permeâmetros instrumentados com tensiômetros, psicrômetros e sondas de TDR, enquanto os ensaios de campo foram realizados com o auxílio de lisímetros, sistemas coletores de fluxo superficial e sondas de TDR. O objetivo do trabalho era medir a condutividade hidráulica não saturada para os dois solos preparados sob diferentes condições de compactação; determinar se as condutividades hidráulicas não saturadas medidas em laboratório são representativas das condições de campo; e determinar se prognósticos de condutividade hidráulica não saturada feitos utilizando métodos estimativos são similares aos valores medidos.

Os testes de laboratório foram realizados de forma que os perfis de sucção e o teor de umidade fossem monitorados simultaneamente durante a sorção e dissorção. O método de perfil instantâneo, idêntico ao usado no laboratório, foi usado para calcular a condutividade hidráulica não saturada de campo. As medidas de campo e laboratório para condutividade hidráulica não saturada também foram medidas, e correspondendo às condições de umedecimento.

A Tabela 2.4 resume os dados de condutividade hidráulica fornecidos pelos ensaios de campo e de laboratório, o teor de umidade de moldagem, o peso específico seco máximo e o tipo de compactação.

Tabela 2.4 – Síntese dos valores de condutividade hidráulica e seus respectivos métodos de compactação, teor de umidade de moldagem e peso específico seco máximo (MEERDINK et al., 1996).

Solo	Teor de umidade de moldagem (%)	Massa específica seca máxima (g/cm^3)	Método de compactação	Condutividade hidráulica saturada (cm/s)
Wenatchee	17,1 (+4,3) ^a	1,63	Campo ^b	$7,0 \times 10^{-8}$
Wenatchee	9,8 (-3) ^a	1,77	Proctor Normal	$3,9 \times 10^{-6}$
Wenatchee	15,8 (+3) ^a	1,76	Proctor Normal	$5,8 \times 10^{-8}$
Wenatchee	10,0 (0) ^a	1,99	Proctor Modificado	$5,6 \times 10^{-8}$
Live Oak	28,1 (4,3) ^a	1,35	Campo ^b	$2,8 \times 10^{-6}$
Live Oak	20,8 (-3) ^a	1,53	Proctor Normal	$5,0 \times 10^{-7}$
Live Oak	26,8 (+3) ^a	1,50	Proctor Normal	$4,3 \times 10^{-8}$

^a o número no parênteses é o teor de umidade relativo à ótima.
^b número de golpes aplicados até se obter a energia correspondente ao Proctor Normal.

Com os dados coletados, foi analisada a influência do teor de umidade de moldagem e da energia de compactação na condutividade hidráulica das barreiras de cobertura. As medidas de condutividade hidráulica não

saturada são mostradas na Figura 2.20, observando-se que há grande diferença entre a condutividade hidráulica saturada e a não saturada.

Figura 2.20 – Condutividade hidráulica não saturada para teor de umidade de $\pm 3\%$ da ótima (MEERDINK et al., 1996).

Para avaliar como a energia de compactação afetava a condutividade hidráulica não saturada, foram preparados dois corpos de prova com mesmo teor de umidade ($w=10\%$) e energia de compactação diferente, usando-se para tal o Proctor Normal e o Proctor Modificado. O corpo de prova compactado com o Proctor Modificado apresentou condutividade hidráulica não saturada com aproximadamente uma ordem de grandeza menor, comprovando que quando moldado com energia de compactação maior o índice de vazios diminui. A Figura 2.21 mostra os valores de condutividade hidráulica para a amostra proveniente de Wenatchee em função da sucção matricial para as duas energias de compactação.

Outro fator importante que afetou a condutividade hidráulica foi o fenômeno da histerese. Quando o solo foi umedecido (sorção) os valores de condutividade hidráulica obtidos foram diferentes dos alcançados quando secados (dissorção). A Figura 2.22 apresenta para o solo de Wenatchee os valores de condutividade hidráulica pela sucção e pelo teor de umidade volumétrico. As medidas de sucção foram estimadas através dos métodos de

van GENUCHTEN - MUALEM (1980), BROOKS - COREY (1964, 1966) e FREDLUND et al. (1994). Nestas condições observou-se que a secagem do solo forneceu uma condutividade hidráulica maior que no processo de umedecimento.

Figura 2.21 – Condutividade hidráulica não saturada para os solos compactados com energia do Proctor Normal e Modificada (MEERDINK et al., 1996).

Figura 2.22 – Histerese na condutividade hidráulica não saturada (MEERDINK et al., 1996).

O resultado do experimento de MEERDINK et al. (1996) mostrou condutividades hidráulicas similares tanto em campo como em laboratório. Além disso, os testes revelaram que a energia de compactação influenciou nos resultados de condutividade hidráulica de forma mais pronunciada que o teor de umidade. O aumento da energia de compactação do Proctor Normal para o Modificado diminuiu a condutividade hidráulica em até uma ordem de grandeza, ou seja, 10 vezes, menor.

O estudo da condutividade hidráulica dos solos brasileiros também não é recente. A construção, principalmente nos anos 70, de grandes barragens, estradas, dentre outras, impulsionou a necessidade de se conhecer o comportamento dos solos locais. SOUSA PINTO (1971) apresentou alguns estudos acerca de dois solos usados na execução de barragens no Brasil. O Solo1 foi usado na barragem de Ilha Solteira e foi classificado como sendo uma areia fina argilosa coluvionar, e o Solo2 um silte arenoso micáceo, de decomposição de gnaiss, proveniente da área de empréstimo do dique de Paraitinga.

As Figuras 2.23 e 2.24 apresentam os resultados de ensaios de condutividade hidráulica em corpos de provas compactados em diferentes condições de umidade e massa específica, para os dois solos referidos. Com os resultados obtidos, o autor traçou curvas de igual coeficiente de condutividade hidráulica, observando que a condutividade hidráulica diminuiu tanto com o aumento da umidade como com a massa específica.

Figura 2.23 – Variação da condutividade hidráulica em função da umidade e da massa específica seca, Barragem de Ilha Solteira (SOUSA PINTO, 1971).

Figura 2.25 – Correlação entre valores de condutividade de campo e laboratório para solos utilizados em algumas barragens brasileiras (MELO & BOSCOV, 1998).

2.7 – Contração dos solos

SEED & CHAN (1959) analisaram uma argila siltosa de origem caulínica e relacionaram a contração axial com o teor de umidade de moldagem. A Figura 2.26 mostra os valores das contrações e as curvas de compactação obtidas neste caso. A contração variou em função da umidade do solo estar abaixo ou acima da umidade ótima. As maiores contrações estiveram associadas a umidade maior que a umidade ótima e foram relacionadas ao fato de o solo encontrar-se disperso nesta situação.

Outro fator analisado por SEED & CHAN (1959) foi a influência do método de compactação em algumas propriedades dos solos. O estudo foi realizado utilizando-se uma areia siltosa de Pittsburg, efetuando compactação estática e dinâmica para um ponto mais seco e outro mais úmido que o ótimo. A Figura 2.27 ilustra os valores obtidos de contração axial em função do teor de umidade de moldagem, e a curva de compactação.

Figura 2.26 – Influência da estrutura do solo na contração axial (SEED & CHAN, 1959).

Figura 2.27 – Contração axial para corpos de prova moldados com energia estática e dinâmica (SEED & CHAN, 1959).

O que se observou foi que para o ponto mais seco os dois métodos de compactação apresentaram características de contração axial similares. Enquanto que para o teor de umidade acima do ótimo, ponto mais úmido, a compactação estática originou menor contração que a dinâmica. Tal fato pode estar relacionado à orientação desordenada das partículas, conforme sugerido por LAMBE & WHITMAN (1969).

KLEPPE & OLSON (1985) analisaram solos naturais e misturados com a intenção de identificar como se comportavam em relação à contração e à abertura de trincas. As argilas usadas no estudo incluem uma argila de Elgin Fire (LL=61% e IP=41%), Taylor Marl (LL=75% e IP=49%) e bentonita Wyoming (LL=564% e IP=515%). As areias utilizadas foram uma areia siltosa de Los Alamos (% passando nas peneiras: N° 10 - 100%, N° 20 - 70%, N° 40 - 57%, N° 100 - 42%, N° 200 - 30%) e uma areia fina (% passando nas peneiras: N° 10 - 91%, N° 20 - 67%, N° 40 - 35%, N° 100 - 4%). Os ensaios realizados foram de contração volumétrica, abertura de trincas e condutividade hidráulica.

Para o ensaio de contração os corpos de prova foram moldados com diâmetro de 38 mm e altura de 76 mm. Nos ensaios de trincamento os corpos de prova foram executados em blocos que melhor representassem as condições de campo, para isto, foram moldados com dimensões de 150 mm por 300 mm de largura e 50 mm de espessura. Os corpos de prova do ensaio de condutividade hidráulica apresentavam dimensões de 82 mm de diâmetro por 25 mm de altura.

A partir da análise dos dados fornecidos pelos ensaios KLEPPE & OLSON (1985) adotaram uma escala em função da contração e da abertura de trincas simultaneamente. A Tabela 2.5 demonstra como foi construída esta escala. Utilizando a escala adotada pelos próprios autores, eles plotaram os valores de contração e admitiram uma área que abrangia todos os pontos (Figura 2.28).

Tabela 2.5 – Escala de rigorosidade das trincas (KLEPPE & OLSON, 1985).

Número	Descrição
0	Sem trincamento;
1	Trincamento mínimo, trincas menores que 1mm de espessura e 5mm de profundidade;
2	Trincamento moderado, abertura das trincas variando de 3 a 10mm de espessura e 30mm de profundidade;
3	Trincamento maior, mais do que 10mm de espessura ou penetração através do corpo de prova ou ambos
4	Trincamento elevado, mais do que 20mm de espessura, possivelmente em campo a profundidade das trincas seria substancial.

Ao analisar os resultados encontrados, os autores sugeriram que contrações volumétricas menores que 5% podem causar baixo aparecimentos

de trincas no solo, e valores de contração volumétrica acima de 10% são, geralmente, prejudiciais ao solo.

As amostras que apresentaram maior percentagem de argila apresentaram menores condutividade hidráulica.

Figura 2.28 – Escala de aparecimento de trincas em função da contração volumétrica (KLEPPE & OLSON, 1985).

ALBRECHT & BENSON (2001) estudaram alguns fatores que poderiam afetar a contração e o trincamento em solos compactados quando submetidos à secagem. Os fatores analisados foram o número de ciclos de secagem, as condições de compactação e a composição e mineralogia do solo.

Para este estudo foram selecionados oito solos usados como barreira impermeabilizante de fundo ou de cobertura de aterros sanitários dos Estados Unidos. Os solos foram classificados como argilas de alta plasticidade (CL) ou argilas de baixa plasticidade (CH), apresentando índice de plasticidade variando entre 11% e 46%, porcentagem de argila entre 12% e 53% e porcentagem de finos entre 43% e 94%.

As amostras foram compactadas com três energias de compactação, Proctor Normal, Reduzido e Modificado, e induzidos à saturação. Depois de saturados os corpos de prova foram levados a ciclos de secagem de duas semanas cada ciclo, em ambiente com temperatura de aproximadamente 20°C e baixa umidade relativa do ar.

Os ensaios mostraram que após os dez primeiros dias de secagem não ocorreram mudanças significativas de contração volumétrica e massa do corpo de prova. Ao final do período de secagem as amostras eram levadas novamente a saturação, repetindo-se todo o processo até completar quatro ciclos de secagem.

As menores contrações volumétricas foram apresentadas pelos corpos de prova compactados com teor de umidade próximo à ótima. As maiores contrações volumétricas (>30%) foram observadas para as amostras com teor de umidade de aproximadamente 5% acima da ótima.

A relação entre a energia de compactação, o teor de umidade e a contração volumétrica está apresentada na Figura 2.29 para três dos solos analisados. A figura mostra que na maioria dos casos as menores contrações estão associadas ao teor de umidade ótimo. Outro comportamento verificado foi o aumento da contração com a porcentagem de argila e o índice de plasticidade do solo.

Figura 2.29 – Variação da contração volumétrica em função do teor de umidade de moldagem para diferentes energias de compactação (ALBRECHT & BENSON, 2001).

O aparecimento de trincas foi relacionado aos maiores valores de contração volumétrica (aproximadamente 30%) que foram obtidas para as argilas mais plásticas.

Medidas de condutividade hidráulica foram executadas após cada ciclo de secagem. Os ensaios revelaram que o aumento do número de ciclos e o aparecimento de trincas aumentaram a condutividade hidráulica.

Os estudos realizados por ALBRECHT & BENSON (2001) revelaram que a contração volumétrica e a condutividade hidráulica estão diretamente ligadas ao teor de umidade, à energia de compactação, à porcentagem de argila e ao índice de plasticidade do solo.

Capítulo 3:

MATERIAIS E MÉTODOS

Para a realização deste estudo foram analisados dez solos de natureza laterítica cuja localização é apresentada na Tabela 3.1. A caracterização destes solos foi realizada através dos ensaios de massa específica dos sólidos (ρ_s) seguindo a norma da ABNT NBR 6508/84, granulometria conjunta normatizado pela ABNT através da NBR 7181/84, limite de liquidez - LL (NBR 6459/84), limite de plasticidade - LP (NBR 7180/84), índice de plasticidade -IP e limite de contração - LC (NBR 7183/84), adsorção de azul de metileno. Adicionalmente, realizaram-se os ensaios para aplicação da classificação MCT, normatizado pelo DNER através da norma M-196/89.

Tabela 3.1 – Apresentação dos solos analisados.

Amostra	Local	Localização
AM01	Aterro Sicon (Tecumseh)	SP215 (Entre São Carlos e Descalvado)
AM02	Campos do Jordão	Bairro Santo Antônio
AM03	Descalvado	SP 215 – Km134
AM04	Jardim Medeiros	Av. José Pereira Lopes - São Carlos
AM05	Linhão do Broa	São Carlos - Broa
AM06	Luiz Antônio	Aterro Sanitário – Luiz Antônio
AM07	Porto Ferreira	SP215 (Rod. Luiz Augusto de Oliveira) – Km119
AM08	Ribeirão Bonito 1	SP215 (Rod. Luiz Augusto de Oliveira) – Km153
AM09	Ribeirão Bonito 2	SP 215 (Rod. Luiz Augusto de Oliveira) – Km154
AM10	São Carlos – Ribeirão Preto	SP 318 (Rod. Eng. Tales de Lorena Peixoto Jr.)– Km261

Para atender os objetivos específicos do estudo realizaram-se ensaios de condutividade hidráulica e contração axial, aproveitando-se do instrumental da Metodologia MCT. Medidas de condutividade hidráulica em permeâmetro de parede flexível também foram realizadas, com o intuito de comparar os valores com aqueles obtidos nos permeâmetros de parede rígida. As formas de execução desses ensaios e do ensaio de adsorção de azul de metileno são descritas a seguir.

3.1 – Ensaio de Adsorção de Azul de Metileno

A fração argilosa presente nos solos é responsável, em grande parte, por seu comportamento. Não somente a quantidade, mas também as propriedades físico-químicas são importantes. Os ensaios classificatórios de mecânica dos solos, em geral, não levam em consideração as propriedades físico-químicas dos solos.

O método da adsorção do azul de metileno permite a determinação da capacidade de troca de cátions (CTC) e da superfície específica (SE) dos argilo-minerais. A determinação da superfície específica (área interna mais a externa) é possível quando a superfície dos argilo-minerais fica recoberta por uma camada molecular de cátions azul de metileno, permitindo desta forma, uma vez conhecida as dimensões desta molécula, conhecer-se a área total coberta.

O método utilizado por PEJON (1992) e neste estudo baseia-se no procedimento descrito por LAN (1977, 1980) e BEAULIEU (1979) ao qual foram adicionadas algumas modificações com relação à fração granulométrica utilizada para o ensaio e à concentração da solução de azul de metileno.

A execução do ensaio consiste na preparação de aproximadamente 2g do solo a ser ensaiado, que é colocado em um Becker onde é adicionada a concentração de azul de metileno. Durante a realização do ensaio a suspensão de solo deve ser mantida em constante agitação. Adicionando-se uma quantidade azul de metileno e após um intervalo de tempo de três minutos procede-se a retirada, com haste de vidro, de uma gota da suspensão de solo, que é colocada sobre um papel filtro. Se ocorrer somente uma mancha azul escura, o teste é considerado negativo e, caso apareça uma auréola azul clara em torno da mancha escura, o teste é positivo. No primeiro caso adiciona-se nova quantidade da solução de azul de metileno até obter-se um resultado positivo. Quando isso ocorrer, aguarda-se mais três minutos e se repete o teste. Se o resultado for confirmado o ensaio é encerrado, caso contrário, acrescenta-se metade da quantidade anteriormente adicionada, espera-se mais três minutos e o procedimento é repetido até obtenção da auréola azul clara.

A capacidade de troca catiônica é obtida a partir da seguinte equação (CHEN et. al, 1974):

$$CTC = \frac{V \times C \times 100}{M} \quad (3.1)$$

onde:

CTC - capacidade de troca catiônica,

V - volume da solução de azul de metileno utilizada (ml),

C - concentração da solução de azul de metileno (normalidade),

M - massa de solo seca (g).

A superfície específica é calculada pela expressão seguinte (BEAULIEU, 1979):

$$SE = \frac{3,67 \times V}{M} \quad (3.2)$$

onde:

SE - superfície específica (m²/g),

V - volume da solução de azul de metileno gasto (ml),

M - massa de solo seco (g)

LAUTRIN (1987) associa o valor da adsorção de azul de metileno (VB) com a mineralogia das argilas, definindo este índice como sendo a massa de azul de metileno necessária para recobrir com uma camada molecular as partículas contidas em 100g de solo.

LAUTRIN (1989) procura caracterizar a atividade da fração argilosa por meio da quantidade de azul de metileno adsorvido por 100g de argila (AcB), que pode ser calculado a partir do valor de azul de metileno adsorvido no solo (VB), por meio da equação seguinte:

$$AcB = \frac{100 \times VB}{C_2} \quad (3.3)$$

onde:

AcB - índice de atividade da fração argilosa (g/100g de argila),

VB - valor de azul de metileno adsorvido (g/100g de solo),

C₂ - porcentagem de material com menos que 0,002mm de diâmetro.

3.2 - Metodologia MCT

Os solos podem ser classificados segundo várias metodologias, dentre elas a ASTM, SUCS e a HRB. Estas classificações, contudo, adequam-se principal aos solos dos Estados Unidos e Europa. A metodologia MCT surgiu como uma necessidade diante das limitações dos procedimentos tradicionais de caracterização e classificação dos solos com base nas propriedades índices. Os solos tropicais são exemplos de solos que apresentam estas limitações de classificação.

Considerando estes aspectos, NOGAMI & VILLIBOR (1981) desenvolveram a metodologia MCT que se baseia em considerações climáticas e em materiais que predominam em regiões tropicais.

Para se classificar um solo segundo a Metodologia MCT, utiliza-se o ensaio mini-MCV, que foi adaptado do ensaio MCV (Moisture Condition Value), proposto por Parsons (1976), e o ensaio de perda de massa por imersão, proposto por NOGAMI & VILLIBOR (1981).

Para a realização do ensaio de compactação mini-MCV, utiliza-se: moldes cilíndricos de 50 mm de diâmetro (daí a designação Miniatura); e soquetes de seção plena (diâmetro do pé de 50 mm) com peso variável (2270 g no tipo leve e 4500 g no tipo pesado) e queda livre de 30 cm (utilizam-se corpos de provas Compactados). Este tipo de soquete permite medir facilmente a altura do corpo de prova em compactação, possibilitando a determinação de coeficientes e índices, que permitam classificar os solos tropicais.

Da amostra seca ao ar e passada pela peneira 2 mm, separam-se pelo menos 6 porções que foram umedecidas de tal forma a atingirem umidades diferentes. Iniciado pela porção mais úmida, pesa-se 200 g da mesma introduzindo-a no molde de compactação. Apoia-se o soquete sobre a amostra e dá-se o primeiro golpe ($n=1$). A altura (A_1) do corpo de prova é determinada. As operações de medida da altura são repetidas após os golpes sucessivos: 2, 3, 4, 6, 8, 12, 16, ..., n , $4n$.

Os critérios adotados para finalização da compactação são os seguintes: as medidas sucessivas de altura do corpo de prova derem diferença menor que 0,1 mm; $4n$ (número de golpes) atinja 256 golpes; ou haja nítida expulsão de água. A operação de compactação é repetida para as demais porções seguindo os mesmos procedimentos.

Para cada teor de umidade de compactação, traça-se a curva de n (número de golpes) em função do afundamento ($a_n = A_n - A_{4n}$), conforme exemplifica a Figura 3.1a, ressaltando que os valores da abscissa são traçados em escala logarítmica. A partir das curvas de deformabilidade se determina o mini-MCV de cada corpo de prova, que é dado pelo valor da curva que intercepta a reta de $a_n = 2\text{mm}$. Logo, o valor de mini-MCV para cada corpo de prova é dado pela equação:

$$\text{Mini-MCV} = 10 \times \log_{10}(B_i) \quad (3.4)$$

onde:

B_i - número de golpes para a_n igual a 2 mm.

O gráfico de afundamento também permite determinar o coeficiente c' , que consiste no coeficiente angular da hipotética reta que apresenta mini-MCV=10mm e $a_n=2\text{mm}$.

Das alturas dos corpos de prova calcula-se as massas específicas secas. Com esses dados traça-se a curva de compactação, conforme exemplifica a Figura 3.1b, com uma amostra deste trabalho. A partir das curvas de compactação obtém-se o coeficiente d' , que é dado pelo coeficiente angular da maior angulação do ramo seco da curva de 12 golpes.

Para a execução do ensaio de perda de massa por imersão são tomados os mesmos corpos de prova compactados para a realização do ensaio de mini-MCV. Estes são parcialmente extraídos do molde de compactação, de maneira que fiquem salientes apenas 10 mm, e transferidos para uma cuba que foi preenchida com água.

Figura 3.1 – a) Curva de mini-MCV (afundamento); b) Curva de compactação ensaio de mini-MCV.

Após cerca de 20 horas esgota-se a água da cuba e seca-se as cápsulas que contêm a parte desagregada do corpo de prova, para a obtenção das respectivas massas secas. Esta massa seca despreendida do corpo de prova é

expressa em porcentagem da massa seca do corpo de prova, inicialmente saliente. Quando há o desprendimento de solo em forma de uma bolacha a porcentagem em massa é multiplicada pelo fator de correção de 0,5, tornando-se este valor perda por imersão do corpo de prova.

O valor do coeficiente P_i é obtido por interpolação gráfica, traçando-se a curva das porcentagens obtidas em função do mini-MCV e procurando-se o valor correspondente a mini-MCV 10 ou 15 conforme se trate de solo de baixa ou elevada massa específica, respectivamente. O solo considerado de baixa massa específica é aquele que apresenta altura final do corpo de prova de mini-MCV=10 maior que 48 mm, e alta massa específica para mini-MCV=10 menor que 48 mm. A Figura 3.2 ilustra uma curva de perda de massa por imersão, também de um solo ensaiado neste estudo, onde o coeficiente P_i foi tomado para o mini-MCV=10 por se tratar de um solo de densidade baixa, ou seja, o corpo de prova de mini-MCV=10 apresentou altura final maior que 48 mm.

Figura 3.2 – Exemplo da curva de perda de massa por imersão.

A carta de classificação MCT é formada pelo coeficiente c' , obtido conforme demonstrado anteriormente, e por e' , que é obtido pela fórmula seguinte:

$$e' = \sqrt[3]{\frac{P_i}{100} - \frac{20}{d'}} \quad (3.5)$$

A classificação MCT é composta por dois grupos: Lateríticos e Não Lateríticos, e sete subgrupos: Areia laterítica (LA), Laterítico arenoso (LA'); Laterítico argiloso (LG'); Areia não laterítica (NA'), Não laterítico arenoso (NA'), Não laterítico siltoso (NS') e Não laterítico argiloso (NG').

3.3 – Condutividade Hidráulica

3.3.1 – Compactação dos Corpos de Prova

Para este estudo os corpos de prova foram compactados em cilindros metálicos de 50 mm de diâmetro e 130 mm de altura. Estes cilindros são os mesmos usados na compactação das amostras na metodologia MCT. A compactação das amostras se deu a massa constante, por conseguinte, a altura final dos corpos de prova era variável. Os corpos de provas foram moldados utilizando-se sempre 200 g de solo na umidade e com a energia de compactação desejada.

Nesta pesquisa foram adotadas 8, 12 e 16 golpes, do soquete leve, como a variação da energia de compactação. Algumas amostras também foram ensaiadas com energia de compactação de 24 golpes do soquete leve. Estas energias de compactação foram escolhidas devido à analogia com o ensaio de Proctor. Segundo NOGAMI & VILLIBOR (1995) pode ser admitido que a energia Normal, Intermediária e Modificada do Proctor correspondem, respectivamente, a 10 golpes de soquete leve, 12 golpes de soquete pesado e 24 golpes de soquete pesado. A experiência tem mostrado que a compactação com 5 golpes do soquete leve em cada lado do corpo do prova reproduz a energia de compactação do Proctor Normal (VILAR & RÖHM, 1994).

O teor de umidade de moldagem foi escolhida conforme a curva de compactação do solo de 12 golpes do ensaio de MCV, pois considerou-se que essa energia fornece parâmetros de compactação (umidade ótima e massa específica seca máxima) próximos aos obtidos empregando a energia normal do Proctor.

Para cada amostra analisada foram moldados 5 corpos de prova. Os pontos escolhidos correspondem a dois pontos mais secos que a umidade ótima, um ponto na umidade ótima e os dois restantes com umidade acima da ótima. A variação da umidade adotada entre cada ponto dependeu do tipo de solo que estava sendo ensaiado. Nos solos mais argilosos a variação de umidade foi da ordem de 3%, enquanto nos arenosos foi da ordem de 2% entre cada ponto.

3.3.2 – Ensaio de Permeabilidade

O ensaio de condutividade hidráulica foi adaptado da metodologia MCT. A principal adaptação realizada foi a forma de vedação do corpo de prova. Após a compactação do solo o cilindro foi fechado com rolhas perfuradas de borracha nas duas extremidades, colocando-se pedregulhos entre a rolha e o corpo de prova. O modelo deste esquema adotado para o ensaio de condutividade hidráulica é mostrado na Figura 3.3.

Figura 3.3 – Modelo do arranjo para ensaio de condutividade hidráulica.

Os corpos de prova foram submetidos a um fluxo ascendente, considerando-se que a saturação se deu no instante em que o volume de água percolado através do solo foi constante ao longo do tempo, ou seja, a vazão fosse constante. O ensaio de condutividade hidráulica foi realizado a carga variável.

O grau de saturação não foi claculado devido à utilização do mesmo corpo de prova para a realização dos ensaios de condutividade hidráulica e contração.

A Figura 3.4 apresenta o painel utilizado para a execução do ensaio de condutividade hidráulica para tubos de parede rígida.

Figura 3.4 – Equipamentos para o ensaio de condutividade hidráulica com permeâmetro de parede rígida.

As amostras AM01, AM03 e AM08 também tiveram sua condutividade hidráulica determinada em ensaio de parede flexível, montado numa câmara de compressão triaxial. Para estes ensaios foram tomados os pontos correspondentes à umidade ótima, um acima e um abaixo, e energia de compactação de 12 golpes. Este procedimento ocorreu para que houvesse a possibilidade de confirmar os valores medidos anteriormente através do permeâmetro de parede rígida.

O corpo de prova é revestido por uma membrana de látex e colocado em uma câmara triaxial onde atua três fontes de pressão. A Figura 3.5 mostra o esquema de montagem do ensaio onde as fontes de pressão atuantes no topo, na base e na lateral são respectivamente P_1 , P_2 e σ_3 .

Figura 3.5 – Montagem do ensaio de condutividade hidráulica com permeâmetro de parede flexível (HEAD, 1986).

O ensaio de condutividade hidráulica com tubo de parede flexível é composto por duas etapas, a saturação do corpo de prova e a permeabilidade. Na etapa de saturação da amostra as pressões no topo e na base foram mantidas iguais e inferiores à lateral. A contra-pressão foi aplicada em estágios de 50kPa, verificando-se a partir de certas pressões a saturação do corpo de prova através do parâmetro B de Skempton de pressão neutra:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (3.6)$$

onde

Δu – variação da pressão neutra

$\Delta \sigma_3$ – variação da pressão confinante

Para tanto, aplicava-se um incremento de pressão ($\Delta \sigma_3$) na câmara e registrava-se o acréscimo de pressão neutra (Δu) gerado, até ter-se B próximo de 1,0.

Atingida a saturação do corpo de prova, realizava-se o ensaio de permeabilidade. Para tanto se impôs uma diferença de pressão entre o topo e a base, induzindo-se, assim, a passagem de água através do corpo de prova.

O cálculo da condutividade hidráulica é dado pela seguinte expressão:

$$k = \frac{q}{iA} \quad (3.7)$$

onde:

q – vazão através do corpo de prova

i – gradiente hidráulico (Δp)

A – área do corpo de prova

A vazão é dada pela razão entre a variação do volume pelo intervalo de tempo, e o gradiente hidráulico e a razão entre a diferença de pressão e a altura do corpo de prova, logo:

$$q = \frac{\Delta V}{\Delta t} \quad (3.8)$$

e

$$\Delta p = \frac{P1 - P2}{L} \quad (3.9)$$

Assim, a condutividade hidráulica é dada pela seguinte expressão:

$$k = \frac{\Delta V}{\Delta t \Delta p A} \quad (3.10)$$

onde:

ΔV – variação de volume d'água

Δt – variação do tempo

Δp – gradiente hidráulico

A – área do corpo de prova

A Figura 3.6 mostra a aparelhagem utilizada no ensaio de condutividade hidráulica com permeâmetro parede flexível.

Figura 3.6 – Equipamento para a realização do ensaio de condutividade hidráulica com permeâmetro de parede flexível.

3.4 – Contração

O ensaio de contração foi realizado conforme o utilizado pela metodologia MCT. Como dito anteriormente, foram usados os mesmos corpos de prova do ensaio de condutividade hidráulica. A utilização do mesmo corpo de prova faz com que se mantenha a mesma característica em ambos os casos. Algumas destas características são o peso específico seco e a umidade.

Após o ensaio de condutividade hidráulica os corpos de prova foram extraídos do cilindro e mediu-se sua altura. Os corpos de prova foram colocados em um suporte e deixados perdendo umidade lentamente. A altura foi medida periodicamente, considerando no cálculo da contração total, a altura inicial e final. Neste caso em particular, os micrômetros para as leituras diárias tinham precisão de 0,01 mm, e a temperatura e umidade ambiente também foram medidas. Sendo que as temperaturas medidas variaram entre 20 e 25°C e a umidade entre 70 e 85%. O tempo total de medida de cada corpo de prova foi de sete dias consecutivos, tempo este em que as medidas praticamente se estabilizaram. A Figura 3.7 mostra o ensaio de contração.

Figura 3.7 – Execução do ensaio de contração axial.

Em algumas amostras (AM01, AM03, AM04 e AM08), além da altura, foram verificadas as variações radiais simultaneamente. As medidas do diâmetro foram realizadas com paquímetro em três posições distintas do corpo de prova, considerando-se a média entre elas.

Com as diferenças na altura e no diâmetro foi possível verificar a contração axial e volumétrica de cada corpo de prova ensaiado.

*Capítulo 4:****APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS***

A caracterização das amostras foi executada através dos ensaios de massa específica dos sólidos, granulometria conjunta, limites de consistência, adsorção de azul de metileno, mini-MCV e perda de massa por imersão. Os solos foram classificados segundo as classificações Unificada, HRB e MCT. Os resultados dos ensaios serão apresentados a seguir.

4.1- Granulometria Conjunta

A Figura 4.1 apresenta as curvas granulométricas dos solos em estudo.

4.2 - Limites de Consistência

A carta de plasticidade, mostrada na Figura 4.2, apresenta os valores dos limites de liquidez e índice de plasticidade dos solos analisados.

Figura 4.1 – Curva Granulométrica das amostras ensaiadas.

Figura 4.2 – Carta de Plasticidade dos solos em estudo.

4.3 – Adsorção de azul de metileno

O ensaio de adsorção de azul de metileno proporciona a identificação de algumas propriedades dos solos tais como atividade, expansão, argilo-minerais constituintes, laterização, dentre outros.

A análise dos valores do AcB em função da porcentagem de argila pode indicar o grau de atividade e o possível argilo-mineral presente no solo. Seguindo a classificação de LAUTRIN (1989) as amostras ensaiadas foram classificadas como inativas por apresentaram AcB menor que 3 g/100g de argila e o principal argilo-mineral constituinte do solo foi a caulinita.

Segundo PEJON (1992) os solos que apresentam VB menor que 1,5 g/100g de solo, podem ser considerado com comportamento laterítico. O valor de VB em função da porcentagem de argila dos solos está apresentado na Figura 4.3.

Figura 4.3 – VB vs porcentagem de argila.

4.4 – Classificação MCT

A classificação MCT, conforme visto anteriormente, é composta do ensaio de mini-MCV e da perda de massa por imersão. Como exemplo das curvas obtidas para as dez amostras estudadas serão apresentados os resultados da amostra AM02. Os resultados das demais amostras estão presentes no Anexo.

A Figura 4.4 apresenta a curva de afundamento do ensaio de mini-MCV. O coeficiente c' é obtido da inclinação da reta hipotética de mini-MCV=10, que geralmente é traçada paralela a curva que apresenta mini-MCV mais próximo à 10. Para a amostra AM02 tomou-se a curva de afundamento do CP04 como a mais próxima de mini-MCV=10 e traçou-se a curva de c' que obteve $an=21$ e conseqüente $c'=1,90$.

Figura 4.4 – Curva de afundamento do ensaio de mini-MCV (AM02).

As curvas de compactação de 6, 8, 12, 16 e 24 golpes da amostra AM02 são apresentadas na Figura 4.5. A partir da curva de 12 golpes foi possível calcular o coeficiente d' que é dado pela inclinação da reta mais inclinada do ramo seco.

Para a amostra AM02, por apresentar baixas densidades, a perda de massa foi obtida para o ponto de mini-MCV=10 da curva de perda por imersão, logo, $P_i = 148\%$ (Figura 4.6). Com os coeficientes d' e P_i calculou-se e' , que neste caso foi 1,20.

Figura 4.5 – Curvas de compactação do ensaio de mini-MCV (AM02).

Figura 4.6 –Curva de perda de massa por imersão (AM02).

Outro gráfico que também é obtido na classificação MCT é a de umidade de moldagem dos corpos de prova por mini-MCV como mostra a Figura 4.7.

Figura 4.7 –Curva de umidade por mini-MCV (AM02).

A Figura 4.8 identifica a classificação de todos os solos na metodologia MCT. Como alguns solos (AM01, AM02, AM04 e AM06) posicionaram-se praticamente na interface entre os não lateríticos e lateríticos, alguns critérios de confirmação de comportamento foram implementados. Um destes critérios é a análise da curva perda por imersão por mini-MVC. Segundo NOGAMI & VILLIBOR (1995) quando tal curva apresenta ângulo de inclinação negativo entre os pontos de mini-MVC 10 e 15, o solo pode ser considerado com comportamento laterítico. Seguindo esta verificação todos os solos puderam ser classificados como lateríticos. Desta forma, as amostras AM01 e AM02 passam de não lateríticos para lateríticos argilosos.

Figura 4.8 – Carta da classificação MCT para os solos analisados.

Os resultados dos ensaios de caracterização e classificação estão apresentados na Tabela 4.1. A tabela reúne os resultados dos ensaios de massa específica, granulometria conjunta, limites de consistência, adsorção de azul de metileno, mini-MCV e perda de massa por imersão, além das classificações Unificada, HRB e MCT.

Tabela 4.1 – Caracterização dos solos.

Amostra		AM01	AM02	AM03	AM04	AM05	AM06	AM07	AM08	AM09	AM10
Local		<i>Aterro Sicon</i>	<i>Campos do Jordão</i>	<i>Descalvado</i>	<i>Jardim Medeiros</i>	<i>Linhão do Broa</i>	<i>Luiz Antônio</i>	<i>Porto Ferreira</i>	<i>Ribeirão Bonito 1</i>	<i>Ribeirão Bonito 2</i>	<i>São Carlos – Ribeirão Preto</i>
ρ_s (g/cm ³)		2,750	2,646	2,939	2,915	2,670	2,914	2,912	2,989	2,768	2,850
Granulometria	Areia grossa(%)	4	1	0	1	1	1	1	1	0	0
	Areia media(%)	28	23	2	10	24	26	11	15	1	15
	Areia fina(%)	27	31	33	14	53	12	33	15	63	35
	Silte (%)	6	14	16	16	1	12	33	16	14	21
	Argila (%)	35	31	49	59	21	49	22	53	21	29
	Finos(<0,0074mm) (%)	42	50	68	75	26	64	74	74	37	68
Índices de consistência	LL (%)	33	30	49	38	NP	37	48	52	32	36
	LP(%)	24	23	33	26		26	38	38	17	26
	IP(%)	9	7	16	12		11	10	14	15	10
	LC(%)	17	19	24	24		21	25	22	15	18
Azul de Metileno	CTC (meq/ 100g)	1,8	0,9	2,2	3,6	0,8	2,4	4,3	2,3	1,6	2,1
	SE (m ² /g)	14,4	7,3	17,1	28,1	6,4	18,6	33,4	18,3	12,8	16,6
	VB (g/100g de solo)	0,6	0,3	0,7	1,2	0,3	0,8	1,4	0,8	0,5	0,7
	AcB (g/100g de argila)	1,7	1,0	1,4	1,9	1,2	1,5	6,2	1,4	2,5	2,3
Mini-MCV (12 golpes)	$\rho_{d_{max}}$ (g/cm ³)	1,86	1,71	1,71	1,70	2,01	1,71	1,64	1,67	1,98	1,85
	w_{olim} (%)	15,5	16,5	22,8	20,7	11,0	21,2	26	24	11	18,0
MCT	c'	1,80	1,90	2,30	1,68	0,85	2,40	1,90	2,26	1,48	2,30
	d'	70,0	76,3	84,6	91,4	98,8	25,0	55,6	65,6	117,7	104,3
	e'	1,20	1,20	0,90	1,06	0,98	1,17	0,95	0,89	1,02	0,58
	Pi (%)	145	148	49	97	75	80	50	40	15	0
Classificação	Unificada	SC	SC	ML	ML	ML	ML	ML	MH	SC	ML
	HRB	A-4	A-4	A-7-5	A-6	A-2-4	A-6	A-6	A-7-5	A-2-6	A-6
	MCT	LG'	LG'	LG'	LG'	LA'	LG'	LG'	LG'	LA'	LG'

4.5 – Compactação, Condutividade Hidráulica e Contração Axial

Os resultados dos ensaios de condutividade hidráulica e contração axial estão apresentados a seguir para todas as amostras analisadas. Como complemento também são mostradas as curvas de compactação.

As amostras AM05, AM07 e AM10 foram ensaiadas com três pontos, um na umidade ótima, um abaixo e um acima. As demais amostras (AM01, AM02, AM03, AM04, AM06, AM08 e AM09) foram compactadas com umidades distintas, na umidade ótima, duas abaixo e duas acima. As energias de compactação impostas aos corpos de prova variaram em 8, 12 e 16 golpes do mini-MCV. As amostras AM01, AM03, AM04 e AM08 também foram compactadas com a energia de 24 golpes do mini-MCV.

As curvas de compactação, condutividade hidráulica e contração axial são apresentadas nas Figuras 4.9, 4.10, 4.11, 4.12, 4.13, 4.14, 4.15, 4.16, 4.17 e 4.18, correspondendo, respectivamente, as amostras AM01, AM02, AM03, AM04, AM05, AM06, AM07, AM08, AM09 e AM10.

Os gráficos mostram o comportamento das amostras em relação à variação do teor de umidade de moldagem e da energia de compactação.

Em algumas amostras de solos foram necessários alguns ajustes nas curvas de contração devido a alguns pontos não seguirem a tendência dos demais. Presume-se que estes resultados incoerentes sejam por motivos de algum erro durante a execução do ensaio, tanto de operador como de equipamento.

Figura 4.9 – Curva de compactação, condutividade hidráulica e contração da AM01.

Figura 4.10 – Curva de compactação, condutividade hidráulica e contração da AM02.

Figura 4.11 – Curva de compactação, condutividade hidráulica e contração da AM03.

Figura 4.12 – Curva de compactação, condutividade hidráulica e contração da AM04.

Figura 4.13 – Curva de compactação, condutividade hidráulica e contração da AM05.

Figura 4.14 – Curva de compactação, condutividade hidráulica e contração da AM06.

Figura 4.15 – Curva de compactação, condutividade hidráulica e contração da AM07.

Figura 4.16 – Curva de compactação, condutividade hidráulica e contração da AM08.

Figura 4.17 – Curva de compactação, condutividade hidráulica e contração da AM09.

Figura 4.18 – Curva de compactação, condutividade hidráulica e contração da AM10.

*Capítulo 5:****ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS***

5.1 - Condutividade Hidráulica

A condutividade hidráulica (k) é uma característica dos solos que depende de algumas variáveis. Neste estudo as variáveis analisadas foram a energia de compactação e o teor de umidade, os quais serão discutidos a seguir, incluindo-se também correlações com algumas características dos solos em análise.

5.1.1 - Influência do Teor de Umidade e da Energia de Compactação

Os resultados de condutividade hidráulica em função da umidade de moldagem são mostrados nas Figuras 5.1, 5.2 e 5.3 para as energias de compactação do mini-MCV de 8, 12 e 16 golpes, respectivamente. A escolha das umidades de moldagem, como explicado anteriormente, deu-se de forma a obter o ponto de umidade ótima, dois pontos mais secos e dois pontos mais úmidos. Na definição de umidade ótima, tomou-se a curva correspondente a 12 golpes do mini-MCV, cujos resultados, rotineiramente, se assumiu como equivalentes aos do ensaio Proctor Normal.

Para quatro amostras de solos em estudo (AM01, AM03, AM04 e AM08) foram realizados também ensaios com a energia de compactação de 24 golpes. O gráfico com os valores de condutividade hidráulica em função da umidade de compactação é mostrado na Figura 5.4.

Por ter-se realizado os ensaios de 24 golpes em um momento distinto dos referentes a 8, 12 e 16 golpes, em vários casos as umidades impostas aos corpos de prova não atingiram os mesmos valores dos obtidos anteriormente. Este fato não afetou a comparação dos resultados, pois as umidades atingidas foram próximas.

Figura 5.1 – Condutividade hidráulica em função da umidade de moldagem para a energia de compactação de 8 golpes do mini-MCV.

Figura 5.2 – Condutividade hidráulica em função da umidade de moldagem para a energia de compactação de 12 golpes do mini-MCV.

Figura 5.3 - Condutividade hidráulica em função da umidade de moldagem para a energia de compactação de 16 golpes do mini-MCV.

Figura 5.4 - Condutividade hidráulica em função da umidade de moldagem para a energia de compactação de 24 golpes do mini-MCV.

Em todas as amostras analisadas observou-se que houve um decréscimo na condutividade hidráulica com o aumento da umidade, para as três energias de compactação. A diminuição da condutividade hidráulica foi mais pronunciada para os corpos de prova compactados com teor de umidade abaixo do ótimo. Na maioria dos casos, a partir deste ponto, a

diferença entre os valores de condutividade hidráulica foi pequena ou houve um acréscimo.

As amostras AM02, AM05, AM07 e AM10 apresentaram diminuição de condutividade hidráulica praticamente linear com o aumento da umidade. Já as amostras AM01, AM03, AM08 e AM09 no ramo seco mostraram grande diminuição da condutividade hidráulica também e permaneceram praticamente constantes ou sofreram um pequeno aumento, a partir da umidade ótima.

A amostra AM04 não apresentou um comportamento coerente nas três energias de compactação simultaneamente. Quando compactado com 8 golpes o solo revelou uma pequena diminuição da condutividade hidráulica nos pontos mais secos e após a umidade ótima houve brusca queda. Para a energia de 12 golpes a condutividade hidráulica diminuiu uniformemente para todas as umidade de moldagem, permanecendo estável apenas no ponto mais úmido. Enquanto que para a energia de compactação de 16 golpes notou-se redução da condutividade hidráulica com o aumento da umidade, mesmo após a umidade ótima. Em qualquer das energias o mínimo valor foi superior a 10^{-7} cm/s.

A falta de similaridade no comportamento das curvas de condutividade hidráulica da amostra AM04 pode estar relacionada principalmente a alguns problemas de ensaio. Como pôde ser visto na Figura 4.12 a curva de compactação mostrou valores fora do esperado, apresentando massas específicas errôneas e, conseqüentemente, condutividades hidráulicas condicionadas pela variabilidade na moldagem dos corpos de prova.

Outro solo que destoou dos demais foi a amostra AM06. Essa amostra não se mostrou muito influenciada pela variação da umidade de moldagem. O aumento da umidade não foi um fator que alterasse a condutividade hidráulica deste solo, que permaneceu praticamente constante em todas as umidades impostas durante a realização dos ensaios. Provavelmente, este comportamento foi condicionado pela escolha das umidades de moldagem. A umidade ótima desta amostra é de cerca de 21%, assim, praticamente todos os corpos de prova ensaiados estavam com umidade de moldagem maior ou igual a ótima, como pode ser verificado na Figura 4.14. Desta forma, as umidades de moldagem justificam a pequena variação na condutividade hidráulica, que de resto foi um comportamento típico de todas as amostras quando a umidade está acima da ótima.

A forma das curvas de condutividade hidráulica é similar as apresentadas por MITCHELL et al. (1965), onde a condutividade hidráulica diminui até a umidade ótima e a partir daí permanece praticamente constante.

Um fator que pode exercer grande influencia nos resultados de condutividade hidráulica é o arranjo das partículas. Segundo SEED & CHAN (1959) o aumento da umidade impõe uma maior orientação das partículas de solo. No ramo seco da curva de compactação as partículas estão floculadas e, conseqüentemente, a água flui de forma mais fácil. Para maiores umidades

(ramo úmido) as partículas apresentam-se de forma alinhada (estrutura dispersa) aumentando a tortuosidade, assim, diminuindo a condutividade hidráulica. Este comportamento pode ser uma justificativa para as condutividades hidráulicas obtidas neste estudo.

No que se refere a energia de compactação, também ocorreu redução de condutividade hidráulica com o aumento da energia. Quando os corpos de prova foram compactados com 8 golpes, os valores de condutividade hidráulica obtidos variaram de forma mais acentuada que quando compactados com 16 golpes. A diminuição da condutividade hidráulica com o aumento da energia de compactação também foi mostrada por MITCHELL et al. (1965), onde o aumento da energia de compactação acarretou em diminuição de até uma ordem de grandeza na condutividade hidráulica.

Um exemplo de diminuição da condutividade hidráulica com o aumento da energia de compactação é o observado na amostra AM09. Quando submetida a energia de compactação de 8 golpes, a maior condutividade hidráulica foi obtida no ponto mais seco com um valor de 7×10^{-4} cm/s, e o menor valor foi 6×10^{-7} cm/s. A energia de 12 golpes forneceu condutividade hidráulica de 1×10^{-4} cm/s para o ponto mais seco e 1×10^{-7} cm/s como o menor valor. E por fim, a condutividade hidráulica para a energia de compactação de 16 golpes revelou valores de 9×10^{-5} cm/s e 8×10^{-8} cm/s nos pontos mais seco e mais úmido, respectivamente.

Outro exemplo da influência da energia de compactação na condutividade hidráulica pode ser visualizada na amostra AM02. Quando os corpos de prova foram compactados com uma energia de 8 golpes o maior e o menor valores de condutividade hidráulica, foram respectivamente 3×10^{-4} cm/s e 3×10^{-7} cm/s, apresentando, desta forma, uma diferença de três ordens de grandeza. Enquanto que para energia de 16 golpes obteve-se condutividade hidráulica de 5×10^{-5} cm/s e 6×10^{-7} cm/s correspondendo, respectivamente, ao maior e menor valores, com uma variação de duas ordens de grandeza.

A redução da condutividade hidráulica foi mais pronunciada para os maiores valores de condutividade hidráulica (em geral associados às menores umidades) e não se manifestaram nos menores valores de condutividade hidráulica. Quando a energia de compactação passou de 8 para 16 golpes houve uma diminuição em cerca de uma ordem de grandeza na condutividade hidráulica.

O aumento da energia de compactação para 24 golpes acarretou diminuição da condutividade hidráulica nos pontos mais secos, aquém da umidade ótima. Nos pontos mais úmidos a condutividade hidráulica permaneceu praticamente a mesma da mínima registrada nas outras amostras. Ou seja, o aumento da energia de compactação para 24 golpes pouco influenciou os resultados de condutividade hidráulica quando a umidade de moldagem é igual ou superior a umidade ótima.

Também é interessante notar que, para 24 golpes, a amplitude de variação da condutividade hidráulica foi menor que a observada para as

demais energias de compactação. Entre a menor e a maior umidades ensaiadas a variação de condutividade hidráulica foi de uma ordem de grandeza, a exceção da AM03 que mostrou um comportamento discrepante, tendo-se registrado condutividades hidráulicas superiores que as medidas para 8, 12 e 16 golpes.

As medidas de condutividade hidráulica em função do desvio de umidade são apresentadas nas Figuras 5.5, 5.6, 5.7e 5.8, para as energias de compactação de 8, 12, 16 e 24 golpes respectivamente. Pode-se apreciar com mais detalhe, nestes gráficos, as diferenças de comportamento no ramo seco (decréscimo de condutividade hidráulica com o aumento de umidade) e no ramo úmido (constância ou ligeiro acréscimo da condutividade hidráulica a partir de um valor mínimo).

Figura 5.5 – Condutividade hidráulica em função do desvio da umidade para a energia de compactação de 8 golpes do mini-MCV.

Figura 5.6 – Condutividade hidráulica em função do desvio da umidade para a energia de compactação de 12 golpes do mini-MCV.

Figura 5.7 – Condutividade hidráulica em função do desvio da umidade para a energia de compactação de 16 golpes do mini-MCV.

Figura 5.8 – Condutividade hidráulica em função do desvio da umidade para a energia de compactação de 24 golpes do mini-MCV.

Para as energias empregadas, verificou-se que as mínimas condutividades hidráulicas obtidas são da ordem de 10^{-7} cm/s. Algumas amostras já atingem esse valor com 8 golpes, enquanto outras necessitaram de maior energia para atingi-lo. Não obstante, algumas amostras mesmo com o aumento da energia de compactação não chegaram a 10^{-7} cm/s, como as amostras AM05 e AM07. Possivelmente esta característica esteja associada à granulometria destas amostras, fator que será discutido posteriormente.

Valores de condutividade hidráulica na ordem de 10^{-8} cm/s foram alcançados principalmente para as maiores energias de compactação, inclusive pela amostra AM02 que é um solo arenoso. Em contrapartida, a amostra AM04, um solo argiloso, não revelou valores nesta ordem de grandeza.

A classificação dos solos mostrou certa correlação entre os resultados obtidos. Solos classificados como LG' apresentaram as menores condutividades hidráulicas, enquanto os classificados como LA' revelaram as maiores condutividades hidráulicas. Além disso, as amostras lateríticas arenosas mostraram curvas mais uniformes, ou seja, não houve diminuição brusca após a umidade ótima, enquanto as lateríticas argilosas, na maioria dos casos, após a umidade ótima as condutividades hidráulicas permaneceram praticamente constante.

Quando analisada a variação dos solos através da classificação H.R.B, notou-se que as menores condutividades hidráulicas estão relacionadas aos solos classificados como A-6 e A-7-5, ou seja, os que apresentam maior porcentagem de finos. Salvo a amostra AM01, que mesmo sendo um solo

classificado como A-4 alcançou condutividade hidráulica da ordem de 1×10^{-7} cm/s.

Os solos classificados como argilosos pela classificação Unificada, neste caso classificados como ML, obtiveram as menores condutividades hidráulicas, enquanto os arenosos (SC e MH) não alcançaram medidas da ordem de 1×10^{-7} cm/s nos valores de condutividade hidráulica, com exceção da amostra AM01. Este comportamento confirma as indicações de DANIEL (1993) e da CETESB (1993) que sugerem a execução de barreiras impermeáveis com solos classificados como CL, CH, SC ou OH.

5.1.2 – Umidade Volumétrica

Outra forma de retratar a energia de compactação é através das massas específicas obtidas. É de se esperar que o aumento da massa específica acarrete diminuição da condutividade hidráulica, no entanto há pontos com mesma massa específica, um no ramo seco outro no ramo úmido da curva de compactação, com diferentes condutividades hidráulicas. Para retratar essa influência, tem-se na Figura 5.9 as medidas de condutividade hidráulica em função da umidade volumétrica (θ), onde

$$\theta = \frac{V_w}{V} \quad (5.1)$$

onde

V_w – volume de água

V – volume total

Ou ainda,

$$\theta = \frac{\rho_d}{\rho_w} w \quad (5.2)$$

onde

ρ_d – massa específica seca do solo

ρ_w – massa específica da água

w – teor de umidade

As amostras foram divididas em três grupos para que houvesse uma melhor visualização de cada uma delas separadamente e em conjunto. Para cada amostra é apresentada sua linha de tendência que pôde ser traçada a partir dos resultados obtidos. Na Figura 5.9a estão as amostras AM02, AM03, AM05 e AM07. A Figura 5.9b apresenta as amostras AM01, AM04 e AM06. As amostras AM08, AM09 e AM10 estão apresentadas na Figura 5.9c.

Figura 5.9 – Correlação entre a condutividade hidráulica e a umidade volumétrica: a) AM02, AM03, AM05 e AM07; b) AM01, AM04 e AM06; c) AM08, AM09 e AM10.

Pode-se verificar que houve uma boa correlação entre os valores de condutividade hidráulica com a umidade volumétrica, apesar da amostra AM06 ter apresentado elevada dispersão.

5.1.3 – Influência das Características dos Solos

A condutividade hidráulica dos solos é influenciada por alguns fatores dependentes das características dos solos. Como visto até o momento fatores alheios às propriedades dos solos, como a umidade e a energia de compactação, exercem interferência na condutividade hidráulica dos solos.

Ao se analisar alguns pontos correspondentes às características originais dos solos, como a porcentagem de argila, o índice de plasticidade e o c' da classificação MCT, observou-se que a condutividade hidráulica dos solos também é influenciada por tais fatores. Para tal análise tomaram-se os pontos com umidade correspondente à ótima ou os três pontos mais úmidos em função da energia de compactação de 12 golpes.

A influência da granulometria dos solos na condutividade hidráulica é apresentada na Figura 5.10, a qual revela que houve uma tendência de diminuição da condutividade hidráulica com o aumento da porcentagem de argila no solo, mostrando que houve uma diminuição da condutividade hidráulica com o aumento da porcentagem de argila. A única exceção deste comportamento foi a amostra AM04.

Figura 5.10 – Condutividade hidráulica *vs* porcentagem de argila, para umidade ótima e energia de compactação de 12 golpes.

Outro fator que mostrou interferir na condutividade hidráulica das amostras analisadas foi o índice de plasticidade. Na Figura 5.11 têm-se os valores correspondentes aos pontos de umidade ótima. O que se observa é a tendência de diminuição da condutividade hidráulica com o aumento do índice de plasticidade, a despeito de algumas dispersões, como as amostras AM04 e AM09 que destoaram das demais, pois seus valores de condutividade hidráulica foram acima dos esperados pela tendência observada.

A análise da curva de condutividade hidráulica pela variação da umidade das amostras AM04 e AM09, mostra que o ponto correspondente à umidade ótima destoou do comportamento geral. Ao se admitir que haveria uma diminuição da aproximadamente uma ordem de grandeza nos valores apresentados, verifica-se que ele tenderia a se alinhar com os demais pontos da Figura 5.11.

Figura 5.11 – Condutividade hidráulica *vs* índice de plasticidade, para umidade ótima e energia de compactação de 12 golpes.

A confirmação da diminuição da condutividade hidráulica com o aumento do índice de plasticidade é observada quando se analisam também valores de umidade acima da umidade ótima. A Figura 5.12 mostra essa tendência de redução de condutividade hidráulica com o aumento do índice de plasticidade dos solos, principalmente quando se excluem os pontos correspondentes as amostras AM04 e AM09, na umidade ótima.

Figura 5.12 – Condutividade hidráulica *vs* índice de plasticidade, para umidades de moldagem iguais e superiores à umidade ótima e energia de compactação de 12 golpes.

O coeficiente c' da classificação MCT, que de certa forma está relacionado à porcentagem de argila do solo, apesar de certa dispersão,

apresentou leve tendência de aumento com a diminuição da condutividade hidráulica. Embora o coeficiente de correlação (R^2) tenha sido baixo, a Figura 5.13 ilustra a variação da condutividade hidráulica em função de c' para os pontos correspondentes a umidade ótima.

O único solo que não se enquadra de forma clara na tendência mostrada por c' é a amostra AM05, que é a amostra mais arenosa e obteve um valor de c' muito inferior aos demais.

Figura 5.13 – Condutividade hidráulica vs c' , para a umidade ótima e energia de compactação de 12 golpes.

Alguns fatores como VB e AcB (ensaio de adsorção de azul de metileno) e e' (Metodologia MCT) não mostraram correlações significativas com a condutividade hidráulica dos solos, principalmente por eles apresentarem uma variação muito pequena de solo para solo.

5.1.4 - Comparação Entre os Permeâmetros de Parede Rígida e Flexível

Além dos ensaios de condutividade hidráulica nos permeâmetros de parede rígida, para três amostras de solo, também foram realizados ensaios em permeâmetros de parede flexível. As amostras ensaiadas foram AM01, AM03 e AM08, com a energia de 12 golpes e para a umidade ótima, um ponto mais seco e um ponto mais úmido. A execução do ensaio de parede flexível destinou-se principalmente à verificação dos valores encontrados anteriormente.

A Tabela 5.1 apresenta os resultados de condutividade hidráulica executados no permeâmetro de parede rígida, com as respectivas umidades de moldagem, e massas específicas secas de cada corpo de prova. Os valores de condutividade hidráulica obtidos no ensaio de parede flexível são mostrados na Tabela 5.2, onde também são apresentadas as respectivas umidades de moldagem, massa específica seca, tensão confinante, pressão no topo e na base do corpo de prova e tensão efetiva média. Vale ressaltar que a tensão confinante efetiva média é dada pela seguinte fórmula:

$$\overline{\sigma'_{3c}} = \sigma_{3c} - \left(\frac{P_1 + P_2}{2} \right) \quad (5.3)$$

onde

σ_{3c} – tensão confinante na câmara

P_1 – tensão na base

P_2 – tensão no topo

Tabela 5.1 – Ensaio de condutividade hidráulica em permeâmetro de parede rígida.

Amostra	w (%)	pd (g/cm ³)	k (cm/s)
AM01	11,3	1,66	4,7x10 ⁻⁶
	14,5	1,84	1,5 x10 ⁻⁷
	15,1	1,79	1,5x10 ⁻⁷
AM03	20,8	1,53	1,6x10 ⁻⁷
	22,1	1,61	1,4x10 ⁻⁶
	24,1	1,64	2,3x10 ⁻⁶
AM08	23,1	1,51	1,5x10 ⁻⁴
	25,5	1,62	1,4x10 ⁻⁷
	26,9	1,60	6,1x10 ⁻⁶

Tabela 5.2 – Ensaio de condutividade hidráulica em permeâmetro de parede flexível.

Amostra	w (%)	pd (g/cm ³)	σ_3 (kPa)	P_1 (kPa)	P_2 (kPa)	$\overline{\sigma'_{3c}}$ (kPa)	k (cm/s)
AM01	11,3	1,66	450	370	350	25	6,3x10 ⁻⁵
	14,0	1,75	500	470	450	40	4,9x10 ⁻⁶
	15,1	1,78	400	370	350	40	8,6x10 ⁻⁸
AM03	20,8	1,53	550	500	520	40	3,8x10 ⁻⁵
	22,1	1,61	500	450	470	40	3,9x10 ⁻⁷
	24,1	1,64	550	520	500	40	9,0x10 ⁻⁸
AM08	23,1	1,51	550	520	500	40	4,6x10 ⁻⁵
	25,5	1,62	450	350	400	75	3,6x10 ⁻⁸
	26,9	1,60	550	520	500	40	3,7x10 ⁻⁸

A Figura 5.14 compara os resultados dos ensaios de condutividade hidráulica em permeâmetros de parede rígida e flexível pertinentes às amostras AM01, AM03 e AM08.

Os resultados obtidos para condições de compactação praticamente idênticas, mas realizados em equipamentos distintos, revelou que os resultados tenderam a se aproximar em algumas amostras e a se distanciar em outras. As amostras AM01 e AM08 forneceram resultados com diferença máxima de uma ordem de grandeza, porém a amostra AM03 apresentou diferenças maiores, alcançando até duas ordens de grandeza.

O permeâmetro de parede flexível, na maioria dos casos, apresentou os menores valores, contrariando o que se esperava. Supostamente os corpos de prova deste ensaio atingiram um maior grau de saturação, entretanto, o pequeno processo de adensamento imposto aos corpos de prova teria acarretado diminuição do índice de vazios e, conseqüentemente, diminuído a condutividade hidráulica.

Figura 5.14 - Comparação da condutividade hidráulica medida em permeômetro de parede rígida e parede flexível.

5.2 - Contração

Para a análise da contração (ϵ) dos solos, assim como na condutividade hidráulica, também foi imposto a variação da umidade de moldagem e da energia de compactação. A umidade também seguiu a escolha dos pontos de umidade ótima, dois pontos mais secos e dois pontos mais úmidos, e a energia de compactação foi de 8, 12 e 16 golpes do mini-MCV. Em algumas amostras foi imposta a energia de 24 golpes do mini-MCV.

As medidas de contração realizadas nos dez solos analisados foram de contração axial (ϵ_{axial}), e para as amostras AM01, AM03, AM04 e AM08 as contrações volumétricas ($\epsilon_{volumétrica}$) também foram examinadas.

5.2.1 - Tempo de Duração do Ensaio

Os ensaios de contração tiveram duração de sete dias, e verificou-se que praticamente toda a contração axial ocorreu nos dois primeiros dias de secagem. Como exemplo típico do comportamento dos solos para as diferentes umidades de moldagem, a Figura 5.15 mostra os resultados de contração axial em função do tempo para a amostra AM03.

Figura 5.15 – Exemplo da trajetória de secagem dos corpos de provas durante o ensaio de contração axial (AM03); a) 8 golpes, b) 12 golpes, c) 16 golpes.

5.2.2 – Influência da Umidade e da Energia de Compactação

Os valores de máxima contração axial em função da umidade de moldagem estão apresentados nas Figuras 5.16, 5.17, 5.18 e 5.19. Tais medidas correspondem, respectivamente, às energias de compactação de 8, 12, 16 e 24 golpes do mini-MCV. Como comentado na apresentação dos resultados, alguns pontos destoaram dos demais na tendência de comportamento apresentado por cada amostra, devido a isto, eles foram excluídos das análises.

Figura 5.16 – Contração axial em função da umidade de moldagem para a energia de compactação de 8 golpes.

Figura 5.17 - Contração axial em função da umidade de moldagem para a energia de compactação de 12 golpes.

Figura 5.18 - Contração axial em função da umidade de moldagem para a energia de compactação de 16 golpes.

Figura 5.19 – Contração axial em função da umidade de moldagem para a energia de compactação de 24 golpes.

Para a mesma energia, o aumento da umidade de moldagem, de uma forma geral, ocasionou aumento da contração axial dos solos. As amostras mais arenosas (AM05 e AM09) apresentaram pouca variação da contração com o aumento da umidade ou, no ramo seco da curva de compactação, obtiveram leve queda aumentando após a umidade ótima. Este tipo de comportamento foi previsto por NOGAMI & VILLIBOR (1995) para os solos classificados como LA (areia laterítica) e LA' (laterítico arenoso). As amostras de solo argiloso revelaram aumento da contração axial com o aumento da umidade de moldagem.

Em solos como a amostra AM08 a contração axial aumentou de 2% para 5% como o aumento da umidade. Enquanto a amostra AM05 apresentou variação 0,25% a 0,70%, ou seja, praticamente sem variação. Outro exemplo de aumento nas contrações axiais com a elevação da umidade de moldagem é a amostra AM02, que variou de 0,7% a 4,5% para a energia de 8 golpes.

De maneira menos evidente a energia de compactação também influenciou na variação da contração axial. O aumento da energia de 8 golpes para 16 golpes acarretou em acréscimo da contração na maioria das amostras. A amostra AM04, quando compactada com uma energia de 8 golpes, apresentou contração máxima da ordem de 3,5% e de 5,8% na energia de 16 golpes, ou seja, aumento relativo de praticamente 2%.

Pode-se dizer que os valores máximos de contração, com raras exceções, foram inferiores a 4% e a maior parte dos solos apresentaram contrações médias inferiores a 2%. Os solos arenosos apresentaram as

menores contrações axiais, não superando 2%, enquanto as amostras argilosas revelaram contrações axiais maiores, atingindo valores de até 5%.

NOGAMI & VILLIBOR (1995) classificaram as contrações axiais em baixa, media e alta quando apresentam valores menores que 0,5%, entre 0,5% e 3% e maior que 3%, respectivamente. Esses valores são referentes ao uso em construções de estradas, mas podem ser aplicados neste trabalho, visto que na construção de barreiras impermeáveis não é admissível a ocorrência de grandes contrações. Logo, os solos aqui analisados podem ser classificados com contrações médias.

Ainda, NOGAMI & VILLIBOR (1995) sugerem que para os solos lateríticos argilosos classificados como A-7-5 (classificação HRB) são os que apresentam as contrações axiais mais elevadas, variando de 2% a 10%. Esta afirmação confirma os valores esboçados pelas amostras AM04 e AM08 que são classificados como LG' e A-7-5. Além disso, para as areias espera-se valores de contração não ultrapassando 0,5%, o que ocorreu com a amostra AM05.

Os solos classificados como argilosos pela classificação Unificada apresentaram as maiores contrações dentre os solos ensaiados. Apenas a amostra AM07, que foi classificada como ML, apresentou valores de contração axial baixos quando comparado com os apresentados pelas demais amostras argilosas, revelando, desta forma, contrações similares às obtidas pelos solos mais arenosos.

A variação da contração axial em função do desvio de umidade está apresentada nas Figuras 5.20, 5.21, 5.22 e 5.23 onde se pode apreciar o ligeiro acréscimo de contração axial ao passar de ramo seco para o ramo úmido da curva de compactação.

Figura 5.20 – Contração axial em função do desvio de umidade para a energia de compactação de 8 golpes.

Figura 5.21 - Contração axial em função do desvio de umidade para a energia de compactação de 12 golpes.

Figura 5.22 - Contração axial em função do desvio de umidade para a energia de compactação de 16 golpes.

Figura 5.23 – Contração axial em função do desvio de umidade para a energia de compactação de 24 golpes.

5.2.3 – Influência das Características dos Solos

Assim como na condutividade hidráulica, as contrações também podem ser influenciadas por algumas propriedades do solo, como os limites de Atterberg, a granulometria, ou os índices da metodologia MCT.

Para verificar essas possibilidades, os valores de contração axial obtidos para as umidades de moldagem correspondentes à ótima e acima dela e a energia de compactação de 12 golpes do mini-MCV foram correlacionados com alguns índices pertinentes a cada amostra ensaiada. Em algumas correlações não são apresentadas para todos os solos devido ao fato já descrito anteriormente de dúvida quanto aos resultados obtidos.

Um fator que apresentou relação bem definida com a contração axial dos solos foi o limite de contração, comprovando que os solos que obtiveram os maiores valores de contração axial foram os que apresentaram os maiores limites de contração.

A relação entre as contrações axiais e o limite de contração é mais bem visualizada na Figura 5.24, onde os valores apresentados correspondem aos pontos compactados na umidade ótima.

O único solo que destoou dos demais na tendência de aumento da contração com o aumento do limite de contração foi a amostra AM07. Na Figura 5.25 este comportamento fica mais claro, pois também mostra os corpos de prova moldados com as umidades superiores à umidade ótima.

Figura 5.24 – Relação entre as contrações axiais e o limite de contração para a umidade ótima e energia de compactação de 12 golpes.

Figura 5.25 – Relação entre as contrações axiais e o limite de contração para a umidade ótima e acima, e energia de compactação de 12 golpes.

A granulometria dos solos também é um fator que mostrou influenciar as contrações. Para a execução de barreiras impermeabilizantes a porcentagem de argila é uma das exigências dos órgãos regulamentadores devido à diminuição da condutividade hidráulica dos solos. Entretanto, como pode ser observado na Figura 5.26 o aumento da porcentagem de argila presente nos solos implica em aumento das contrações axiais, o que também pode acarretar em aparecimento de trincas.

A Figura 5.27 apresenta os valores dos pontos compactados na ótima e em umidades mais elevadas, e confirma a tendência de aumento das contrações axiais com o aumento da porcentagem de argila.

Figura 5.26 – Relação entre as contrações axiais e a porcentagem de argila para a umidade ótima, e energia de compactação de 12 golpes.

Figura 5.27 – Relação entre as contrações axiais e a porcentagem de argila para a umidade ótima e acima, e energia de compactação de 12 golpes.

A comparação entre a massa específica seca dos corpos de prova e as contrações axiais revelou uma diminuição da contração com o aumento da massa específica. Isto significa dizer que quanto mais compacto, ou menor o número de vazios presente no solo, menor é a contração axial desenvolvida por eles.

A Figura 5.28 exemplifica o comportamento apresentado pelos solos quando compactados na umidade ótima e energia de 12 golpes, comprovando o comportamento descrito, ou seja, diminuição da contração com o aumento da massa específica seca.

Figura 5.28 – Relação entre as contrações axiais e a massa específica seca para a umidade ótima, e energia de compactação de 12 golpes.

5.2.4 – Contração Volumétrica

Em algumas amostras de solos foram realizadas medidas de contração axial e volumétrica. As amostras AM01, AM03 e AM08 foram compactadas com energia de compactação de 12 golpes, e as amostras AM01, AM03, AM04 e AM08 na energia de 24 golpes.

A relação entre as contrações axiais e volumétricas está apresentada na Figura 5.29 e na Figura 5.30, correspondendo, respectivamente, a 12 e 24 golpes.

Nestas figuras são apresentadas as medidas efetuadas ao longo do tempo, até a estabilização da contração. Observou-se que houve uma grande dispersão dos valores medidos, embora em alguns casos ter sido possível correlacionar as variáveis, como é o caso das amostras AM03 e AM08, para 24 golpes.

Algumas amostras não revelaram correlação entre as medidas de contração axial e volumétrica, e por este motivo elas não foram apresentadas. A elevada dispersão observada pode estar relacionada à imprecisão nas medidas, principalmente, da deformação volumétrica que foi realizada com o auxílio de um paquímetro.

As comparações entre contrações axiais e volumétricas poderiam estabelecer algum tipo de previsão. Entretanto, o número de amostras ensaiadas foi reduzido e as correlações não foram satisfatórias para todas as amostras, logo este tipo de afirmação seria prematura.

Ao se analisar o aumento da energia de compactação nas amostras AM01 e AM03, verificou-se que o incremento da energia de compactação de 12 para 24 golpes acarretou em aumento da contração volumétrica. A amostra AM01 obteve contração volumétrica máxima da ordem de 2% para a energia de 12 golpes, passando para a ordem de 10% quando compactada com 24 golpes. A amostra AM03 também apresentou aumento significativo de contração volumétrica, apresentando valores da ordem de 4% para 12 golpes e 10% para 24 golpes.

Figura 5.29 – Relação entre a contração axial e volumétrica para a energia de 12 golpes das amostras: a) AM01, b) AM03.

Figura 5.30 – Relação entre a contração axial e volumétrica para a energia de 24 golpes das amostras: a) AM01, b) AM03 e c) AM08.

5.3 – Escolha da Área Admissível

Na construção das barreiras impermeáveis, como já visto anteriormente, consideram-se vários fatores que em conjunto devem alcançar as finalidades pretendidas para um melhor desempenho das suas finalidades. BENSON & DANIEL (1990) e DANIEL & WU (1993) sugerem procedimentos para definir parâmetros de compactação adequados para um determinado solo. O método se apóia em identificar que condições de compactação permitem obter valores mínimos de uma determinada propriedade. Por exemplo, os autores consideraram que condutividades hidráulicas menores que 1×10^{-7} cm/s, contração volumétrica menor que 4% e resistência ao cisalhamento maior que 200 kPa são valores adequados para uma boa performance de barreiras impermeáveis. A interseção de todos os parâmetros de compactação que atende a essas condições permite definir uma área ideal de compactação.

Neste trabalho como foram analisadas a condutividade hidráulica e a contração, apenas esses dois condicionantes serão considerados na delimitação da melhor área limítrofe da curva de compactação.

Como exemplo de utilização deste critério, tomou-se a amostra AM01, onde se admitiram valores máximos de 1×10^{-7} cm/s para a condutividade hidráulica e 2% para a contração axial.

A Figura 5.31 apresenta a área admissível considerando as condutividades hidráulicas menores que 1×10^{-7} cm/s inseridas na curva de compactação.

Figura 5.31 – Área aceitável considerando a condutividade hidráulica, sendo que os símbolos abertos representam $k > 10^{-7}$ cm/s e símbolos fechados representam $k < 10^{-7}$ cm/s.

Considerando os valores de contração axial menor que 2% como os admissíveis para a construção de barreiras, a Figura 5.32 apresenta a curva de compactação admitindo-se tal parâmetro. Para esta condição apenas o ponto mais úmido da energia de 8 golpes não atendeu as exigências consideradas. Por este motivo não foi limitada uma área que abrangesse os pontos favoráveis.

Figura 5.32 - Área aceitável considerando a contração axial, sendo que os símbolos abertos representam $\varepsilon > 2\%$ e símbolos fechados representam $\varepsilon < 2\%$.

A área limítrofe admissível da amostra AM01, considerando-se simultaneamente a condutividade hidráulica e a contração axial, está plotada na Figura 5.33.

Figura 5.33 - Área aceitável considerando, simultaneamente, a condutividade hidráulica e a contração axial, sendo que os símbolos abertos representam $k > 1 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ e $\varepsilon > 2\%$, e símbolos fechados representam $k < 1 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$ e $\varepsilon < 2\%$.

Se fixados estes valores para as demais amostras ensaiadas, a delimitação de uma área ótima de compactação seria possível apenas para as amostras AM03, AM08 e AM09. Nas demais, isto não seria possível porque não se atingiram os valores desejados ou porque a quantidade de pontos era insuficiente para delimitar uma área apropriada.

*Capítulo 6:***CONCLUSÃO**

As exigências para a execução dos aterros sanitários são cada vez mais crescentes, e um componente de suma importância para a sua eficiência é a barreira impermeável. A impermeabilização dos aterros pode ser executada com solo, natural ou compactado, materiais sintéticos ou através da combinação dos dois.

Neste trabalho foi estudada a variação da condutividade hidráulica e da contração em solos de comportamento laterítico compactados, em função da umidade e da energia de compactação. Estes dois fatores se mostraram responsáveis por mudanças nos valores tanto da condutividade hidráulica quanto da contração, como se especifica a seguir.

6.1 – Condutividade hidráulica

Para uma determinada energia de compactação, constatou-se que a condutividade hidráulica tendeu a decrescer com o aumento da umidade. As menores condutividades hidráulicas foram medidas para umidades próximas ou acima da umidade ótima.

No ramo seco da curva de compactação as diferenças de condutividade hidráulica com a umidade foram maiores que no ramo úmido e a variação da condutividade com o aumento da umidade foi de até três ordens de grandeza. Em várias amostras houve pequeno aumento da condutividade hidráulica para corpos de prova moldados com umidade maior que a umidade ótima.

A energia de compactação dos corpos de prova também influenciou a condutividade hidráulica no ramo seco da curva de compactação, onde ocorreram reduções de até 1 ordem de grandeza ao aumentar a energia de 8 para 16 golpes. A partir da umidade ótima e acima dela, a energia de

compactação pouco influenciou nas condutividades hidráulicas medidas. Na energia correspondente a 24 golpes, as condutividades hidráulicas pouco variaram com o aumento da umidade.

Valores de condutividade hidráulica da ordem de 10^{-7} cm/s, preconizado por algumas agências regulamentadoras de meio ambiente, foram alcançados pela maior parte dos solos ensaiados.

Amostras classificadas como LG' (laterítica argilosa) da classificação MCT, ML (argilas de baixa plasticidade) da classificação unificada e A-6 e A-7-5 (solos argilosos) da H.R.B mostraram os menores valores de condutividade hidráulica. Entretanto, uma amostra arenosa (LA') também alcançou baixas condutividades hidráulicas.

Verificou-se que a condutividade hidráulica tendeu a decrescer com a umidade volumétrica, índice físico proporcional ao produto entre a massa específica seca (ρ_d) e a umidade (w). Apesar de ter havido razoável dispersão, constatou-se que a condutividade hidráulica diminuiu com o aumento do índice de plasticidade (IP), com o aumento da porcentagem de argila e com o aumento de c' da classificação MCT.

6.2 – Contração

A contração dos corpos de prova ocorreu quase que na totalidade nos dois primeiros dias de secagem. Este comportamento leva a concluir que na construção de barreiras impermeabilizantes de aterros sanitários deve-se ter cuidado neste sentindo nos primeiros dias, pois pode haver o aparecimento de trincas.

Na maioria das amostras o aumento da umidade de moldagem acarretou aumento da contração axial. Em algumas amostras o acréscimo de umidade acarretou diferença de até 4% entre a menor e a maior contração axial. Entretanto, a energia de compactação pouco influenciou nos resultados de contração.

Os maiores valores de contração axial medidos foram da ordem de 4%, com valores médios em torno de 2%.

As maiores contrações estão relacionadas aos solos argilosos, classificados como LG' (Metodologia MCT), ML (Classificação Unificada) e A-6 ou A-7-5 (H.R.B), alcançando valores de até 5%. Por outro lado, as amostras arenosas, classificadas como LA' (Metodologia MCT), SM e SC (Classificação Unificada) e A-2-6, A-2-4 e A-4 (H.R.B) apresentaram as menores contrações, não ultrapassando 1%, salvo uma exceção.

6.3 – Sugestões para Trabalhos Futuros

É de se esperar alguma variação entre medidas de campo e de laboratório da condutividade hidráulica e da contração em função das pequenas quantidades de amostras utilizadas nos ensaios e das condições controladas dos ensaios laboratoriais. Nesse sentido, na continuidade desta pesquisa seria interessante realizar ensaios de campo, efetuados em protótipos. Adicionalmente, os ensaios de campo permitiriam observar o aparecimento de trincas de contração, sua extensão lateral e em profundidade e como isto afetaria as permeabilidades.

As informações de campo, assim obtidas, permitiriam estabelecer a correspondência entre laboratório e campo, facilitando a definição das condições de compactação de solos lateríticos para uso como barreiras impermeáveis.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

NORMAS TÉCNICAS

ABNT – 1987 – Resíduos Sólidos: Classificação – NBR 10004/ 87.

ABNT – 1989 – Degradação do Solo. Terminologia – NBR 10703/89.

ABNT – Apresentação de Projetos de Aterros de Resíduos Sólidos Urbanos. – NBR 8419.

DNER – 1989 – Classificação dos Solos Tropicais segundo a Metodologia MCT – M-196/89

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBRECHT, B. A., & BENSON, C. H., (2001). “Effect os deccation on compacted natural clays”. J. Geotech. And Geoenvir. Engrg., ASCE, 127(1), 67-75.

BEAULIEU, J. (1979). “Identification géotechnique de matériaux argileux naturels par la mesure de leur surface au moyeu du bleu de méthylène”. Thèse de doctorat de 3o. cycle, Univ. De Paris-Sud, Orsay, 133p.

BENSON, C. H., & DANIEL, D. E. (1990). “The influence of clods on the hydraulic conductivity of a compacted clay.” J. Geotech. Engrg,, ASCE, 116(8), p.1231-1248.

- BENSON, C. H., & DANIEL, D. E. (1994a). Minimum thickness of compacted soil liners: I. stochastic models." J. Geotech. Engrg, ASCE 120(1), p.129 – 152.
- BENSON, C. H., & DANIEL, D. E. (1994b). Minimum thickness of compacted soil liners: II. Analysis and case histories." J. Geotech. Engrg, ASCE 120(1), p.153 – 172.
- BENSON, C. H., ZHAI, H., & WANG, X. (1994). "Estimating the hydraulic conductivity of compacted clay liners." J. Geotech. Engrg,, ASCE, 120(2), p.366-387.
- BENSON, C. H., TRAST, J. (1995). "Hydraulic conductivity of thirteen compacted clays." Clays and Clay Minerals, 43(6), p.669-681.
- BENSON, C. H., DANIEL, D. E. & BOUTWELL, G. P. (1999). "Field performnce of compacted clay liners." J. Geotech. Engrg,, ASCE, 125(5), p.390-403.
- BIDONE, F. R. A. & POVINELLI, J. (1999). "Conceitos básicos de resíduos sólidos". EESC / USP, São Carlos, SP, 120p
- BLOTZ. L.R., BENSON, C. H., & BOUTWELL, G. P. (1998). "Estimating optimum water content and maximum dry unit weight for compacted clays." J. Geotech. And Geoenviron. Engrg., ASCE, 111 (4), p.465-478.
- BOYNTON, S. & DANIEL, D. (1985) "Hydraulic conductive tests on compacted clay." J. Geotech. Engrg., 111(4), p.465-478.
- BOUTWEEL, G. P. & HEDGES, C. (1989). "Evaluation of waste-retention liners by multivariate statistics". Proc., Twelfth Int. Conf. On Soil Mech. and. Foundation Engrg., Rio de Janeiro, Brazil, 2, 815-818.
- BROOKS, R. & COREY, A. (1964). "Hydraulic properties of porous media". Hydr. Paper No 3, Civ. Engrg. Dept., Colorado State Univ., Fort Collins, Colo.
- BROOKS, R. & COREY, A. (1966). "Properties of porous media affecting fluid flow". J. Irrig. And Drain. Div., ASCE, 92(2), 61-88.
- BUENO, B. S.; VILAR, O. M. (1999) "Mecânica dos solos" vol1, Departamento de Geotecnia, São Carlos. EESS – USP, 131p.

- CARVALHO, M. F. (1999), "Comportamento Mecânico de Resíduos Sólidos Urbanos". Tese (doutorado), 300p. Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.
- CETESB - COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL DE SÃO PAULO (1993). "Resíduos sólidos industriais", 2 ed, São Paulo, SP.
- DANIEL, D. E. (1984). "Predicting hydraulic conductivity of clay liners." J. Geotech. Engrg., 110(2), p.285-300.
- DANIEL, D. E. (1984). "Permeability testing with flexible-wall permeameters." Geotech. Test. J., 7(3), p.113-122.
- DANIEL, D. E. (1987). "In situ hydraulic conductivity tests for compacted clay." J Geotech. Engrg., ASCE, 115(9), p.1205-1227.
- DANIEL, D. E. & BENSON, C. (1990). "Water content-density criteria for compacted soil liners." J. Geotech. Engrg., ASCE, 116(12), p.1811-1830.
- DANIEL, D. E. & WUY. (1993). "Compacted clay liners and covers for arid sites." J. Geotech. Engrg., ASCE, 119(2), p.223-237.
- DANIEL, D. E. (1993). "Geotechnical practice for waste disposal." Chapman & Hall, 1 ed., London, 683p.
- DANIEL, D. E. & KOERNER, R. (1995). "Waster containment systems: Guidance for construction, quality assurance, and quality control of liner and cover systems." ASCE, Reston, Va., 354p.
- DANIEL, E. D. (1996). "Waste containment systems by geosynthetics". In: 2ND International Congress on Environmental Geotechnics, Osaka, Japan, 1996, Anais. V.3, p. 1275-1292.
- DAY, S. e DANIEL, D. E. (1985). "Hydraulic conductivity of two prototype clay liners." J. Geotech. Engrg., ASCE, 111(8), p.957-970.
- DeJONG, E., & WARKENTIN, B. (1965). "Shrinkage of soils with varying clay content." Can. Geotech. J., Ottawa, 2 (10), p.16-22.

- DeMELO, L. G. e BOSCOV, M. E. G. (1998) "Discussão da Prática Brasileira de Disposição de Resíduos à Luz das Tendências Internacionais". XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Brasília - Vol IV, pág. 195-214
- ELSBURY, B. R, DANIEL, D., SRADERS, G., & ADERSON, D. (1990). "Lessons learned from compacted clay liner." J. Geotech. Engrg., ASCE, 116(11), p.1641-1660.
- FREDLUND, D. XING, A. & HUANG, S. (1994). "Predicting the permeability function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve". Can. Geotech. J., Ottawa, Canada, 32, 533-546.
- HEAD, K. H. (1986). "Manual of soil laboratory testing, Vol 3: Effective Stress Tests". ELE International Limited, 1ed, London. 1238p.
- KLEPPE, J., & OLSON, R. (1985). "Desiccation cracking of soil barrier." Hydraulic barriers in soil and rock, STP 874, ASTM, Philadelphia, p.263-275.
- LAN, T. N. (1977). "Um nouvel essai d'identification des sols: l'essai au bleu de méthylène". Bull. Liaison Labo. P. et Ch., 88, mars-avr. pp. 136-137.
- LAN, T. N. (1980). "L'essai au bleu de méthylène. Un progrès dans la mesure et le controle de la propriété des granulats". Bull. Liaison Labo. P. et Ch., 107, mai-juin. pp.130-135
- LAUTRIN, D. (1987). "Une procedure rapide d'identification des argiles". Bull. Labo. P. et. Ch. 152, nov. déc., pp. 75-84.
- LAUTRIN, D. (1989). "Utilisation pratique des parameters derives de l'essai eu de méthylène dans projets de génie civil". Bull. Labo. P. et. Ch., fer-mars., pp.53-65.
- LEROUEIL, S., BOUCHARD, R. & BIHAN, J. (1992). "Discussion of Water content-density criteria for compacted soil liners, 'by D. Daniel and C. Benson." J. Geotech. Engrg., ASCE, 118(2), p.963-965.
- LAMBE, T. W & WHITMAN, R. V., (1969) " Soil Mechanics, SI version". John Wiley & Sons, Inc., Singapura, 553p.

- LEOPOLD, L. D.; CLARKE, F. S.; HANSHAW, B. B.; BASLEY, J. R. (1971). "A produce for evaluating impact." Unit States Geological Survey, Circ. 645. Washington. 13p.
- LIMA, L. M. Q. (1995). "Lixo: Tratamento e biorremediação". Hermus Editora Ltda., São Paulo, SP.
- MAIA, I. S., (2000). "Avaliação do comportamento de geomembranas na proteção da fundação de aterros sanitários". Revisão bibliográfica de mestrado, 117p., Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.
- MANASSERO, M.; VAN IMPE, W. F.; BOUAZZA, A. (1996). " Waste disposal and containment." In: 2ND INTERNACIONAL CONGRESS OF ENNVIRONMENTAL GEOTECHNICS, Osaka, Japan, 1996. Anais. V3, p.1425-1474.
- MANUAL DE GERENCIAMENTO INTEGRADO DO LIXO MUNICIPAL. (1995). São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, CEMPRE, 1995.
- MARQUES, A. C. M. (2001). "Compactação e Compressibilidade de Resíduos Sólidos Urbanos". Tese de doutorado, 408p., Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.
- MEERDINK, J. S.; BENSON, C. H. & KHIRI, M. V. (1996). "Unsaturated hydraulic conductivity of two compacted barrier soils." J. Geotech. Engrg., ASCE, 122(7), p.565-576.
- McBEAN, E. A.; ROVERS, F. A.; FARQUHAR, G. J. (1995). "Solid Waste Landfill Engineering and Design". A Simon & Schuster Company, 1ed, New Jersey - NY, p.207-250.
- MITCHELL, J. K., HOOPER, D. R. & CAMPANELLA, R. G. (1965). "Permeability of compacted clay". J. Soil mechanics and foundation division., ASCE, 91 (4), p.41-65.
- MUNDELL, J. A. & BAILEY, B. (1985). "The design and testing of compacted clay barrier layer to limit percolation through landfill cover". Hydraulic barriers in soil and rock, Johnson et al., eds., Special Technical Publication 874, ASTM, Philadelphia, Pa., 246-262.

- NOGAMI, J. S. & VILLIBOR, D. F. (1981). "Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias". Anais Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, vol. 1, 30-41. COOPE/ UFRJ, Rio de Janeiro.
- NOGAMI, J. S. & VILLIBOR, D. F. (1995). "Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos." Ed. Villibor, 1ed, 317p., São Paulo, SP.
- NOGUEIRA, J. B. (1998) "Mecânica dos Solos - Ensaio de Laboratório" Departamento de Geotecnia, 248p., São Carlos - SP.
- PEJON, O. J. (1992). "Mapeamento geotécnico da folha de Piracicaba-SP (escala 1:100.00): Estudo dos aspectos metodológicos, de caracterização e de apresentação dos atributos." 224p., Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.
- PHIFER, M., DRUMM, E., & WILSON, G. (1994). "Effects of post compaction water content variation on saturated conductivity." Hydraulic conductivity and waste contaminant transport, STP 1142, D. Daniel and S. Trautwein, eds., ASTM, Philadelphia, p.318-334.
- SOUZA PINTO, C. (1971). "Sobre as Edificações de Controle de Compactação das Barragens de Terra." VII SNGB, vol II, Tema III.
- SAI, J., ANDERSON, D. (1990). "Field hydraulic conductivity tests for compacted soil liners." Geotech. Testing J., 13(3), p.215-225.
- SEED, H. B. & CHAN, C. K. (1959). "Structure and strength characteristics of compacted clays". J. Soil Mechanics and Foundation Division., 85 (5), p.87-128.
- SCHALCH, V. (1992). "Análise comparativa do comportamento de dois aterros sanitários e correlação dos parâmetros do processo de digestão anaeróbia". Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.
- SHARMA, H. D. & LEWIS, S. P. (1994) "Waste Containment systems, waste stabilization, and landfill: design and evaluation". John Wiley & Sons, New York, NY, p.158-218
- SHELLEY, T. & DANIEL, D. (1993). "Effect of gravel on hydraulic conductivity of compacted soil liners." J. Geotech. Engrg., ASCE, 119(1), p.54-68.

- TINJUM, J. M.; BENSON, C. H. & BLOTZ L. R. (1997). "Soil-Water characteristic curves for compacted clays". J. Geotech. Engrg., ASCE, 123 (11), p.1060-1069.
- TCHOBANOGLIOUS, G., THEISEN, H. & VIGIL, S. A. (1993). "Integrated solid waste management - engineering principles and management issues". McGraw-Hill, New York.
- van GENUCHTEN, M. TH. (1980). "A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils". Soil Sci. Soc. Am. J., 44, 892-898.
- VILAR, O. M.; ROHM, S.A. (1994). "Comparação entre um Ensaio de Compactação de Solos em Molde de Dimensões reduzidas e o ensaio de Proctor Normal." In: X CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÃO, Foz do Iguaçu, ANAIS. São Paulo: ABMS, 1994. v2. p 373-380.

ANEXO

Este anexo apresenta as curvas de afundamento, compactação, perda de massa por imersão e mini-MVC *vs* umidade, referentes aos ensaio de classificação da metodologia MCT, para as amostras ensaiadas.

AMOSTRA AM01

AMOSTRA AM02

AMOSTRA AM03

AMOSTRA AM04

AMOSTRA AM05

AMOSTRA AM06

AMOSTRA AM07

AMOSTRA AM08

AMOSTRA AM09

AMOSTRA AM10