

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

**ANÁLISE DA POTENCIALIDADE DE ALGUNS  
SOLOS NÃO LATERÍTICOS PARA UTILIZAÇÃO EM  
BARREIRAS IMPERMEÁVEIS**

Dissertação de Mestrado apresentada a Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como requisito para a obtenção do título de Mestre em Geotecnia.

**ENGº CIVIL CÉLIO ROBERTO CAMPOS PIEDADE JÚNIOR  
ORIENTADOR: PROF. TITULAR ORENCIO MONJE VILAR**

**SÃO CARLOS  
2003**

**Dedico este trabalho aos meus pais, Célio e Janaína e aos meus irmãos Tales e Lílian e a minha amiga Ana, que estiveram ao meu lado nos momentos bons e também nos difíceis.**

“Concedei-me, Senhor, a serenidade necessária para aceitar as coisas que eu não posso modificar; coragem para modificar as que eu posso; e sabedoria para distinguir umas das outras”.

Oração da Serenidade (Philip St. Romain)

## AGRADECIMENTOS

É com muita satisfação que agradeço a todas as pessoas que me ajudaram e me incentivaram nesta longa e difícil jornada.

Agradeço aos meus pais e meus irmãos, que sempre tiveram orgulho da minha luta e me ajudaram a chegar onde estou, pleiteando o título de mestre em uma das melhores escolas de engenharia do Brasil. Neste mesmo ganho agradeço a amiga Ana Carolina que passou sete anos vivenciando a minha luta me dando forças para continuar.

A todos os professores e funcionários do Departamento de Geotecnia, em especial aos técnicos José Luiz, Oscar e Sr Antônio, que sempre mostraram paciência e profissionalismo na execução de suas tarefas e manutenção do patrimônio público a eles confiados.

Aos amigos do Departamento que muito considero e que jamais esquecerei, Luiz Baras, Wilson, Giulio, Maurício, Domingos, Holden, Indira, Vinícius, Miguel, Eliana, Costa Branco e Jeseley. Também agradeço aos amigos Wyllian e Léo do departamento de Hidráulica e Saneamento.

Aos colegas que muito me divertiram e muito festejamos, Sara, Dirlene, Fábio, Jocy, Léo e Jú, Paulo Lodi, Paulo Maurício, Baiano, Nicole, Débora, Karla, Jânio, Adriana, Edmundo, Ana Paula, Mauro, Darcília, Thales, Odair, Érica e Márcio, Luís Seixas, Claudião, Patrick, Rogério, Jocy e os outros que esqueci de citar. Graças a Deus tive a sorte de criar um bom relacionamento com todos os que mantive contato.

Aos meus Friends Forever Ana Maria, Alessandro, Shigueo, Thomas e Ana Carolina.

Aos colegas In Situ Geotecnia S/C Ltda, os engenheiros Jefferson, Rafael, Fernanda, Luiz Fernando, Luiz Antoniutti, Alessandro e Prof. Carla. Aos funcionários e estagiários, Krissian, Lea, Mara, Stênio, Gian Carlo, Christian, Divino, Elcio, Adão, Alysson, Sérgio, Carlos, André e Agenor.

Aos amigos da PUC-PR que acompanharam o início de tudo Fabrício, Luciano, Paulo Weber, Eduardo Bettega, Giorgio e Everton.

A querida família Bizinelli na qual convivi e também adotei como uma segunda família.

Ao amigo que deu início a tudo, e que no fim moramos na mesma república, o Professor Luiz Russo Neto.

Ao meu amigo velho Erickson Victor Marques pela ajuda e incentivo no momento em que mais precisei do silêncio e de um ombro amigo.

A amiga Sandra, que no momento mais difícil pelo qual passei me deu uma palavra de esperança e amizade.

Em especial ao meu orientador Professor Orencio Monje Vilar pela orientação, confiança, amizade e acima de tudo pela paciência com a qual orientou o trabalho.

Muito obrigado a todos.

## LISTA DE FIGURAS

### Capítulo 2

Figura 2.1	Depósito a céu aberto (Lixão). BIDONE & POVINELLI, (1999).	7
Figura 2.2	Aterro sanitário.	8
Figura 2.3	Recomendação de barreiras em diversos países. MANASSERO et al., (1996).	16
Figura 2.4	Recomendação mínima para barreiras de fundo.	16
	a) Resíduos sólidos urbanos.	
	b) Resíduos perigosos.	
Figura 2.5	Recomendação mínima para recobrimento final.	17
	a) Resíduos sólidos urbanos. Adaptado de USEPA, (1992).	
	b) Resíduos perigosos. Adaptado de LANDRETH & CARSON, (1990).	
Figura 2.6	Casos em que a CETESB (1993) não indica o uso de barreiras de fundo. CETESB, (1993).	18
Figura 2.7	Casos em que a legislação brasileira obriga a execução de estruturas de impermeabilização. CETESB, (1993).	19
Figura 2.8	Mudanças na estrutura do solo devido a variações das condições de compactação. LAMBE, (1958).	20
Figura 2.9	Variação da condutividade hidráulica com o teor de umidade. Modificado de DANIEL, (1984).	21
Figura 2.10	Relação entre condutividade hidráulica e fração granulométrica. BENSON et al. (1994).	24
Figura 2.11	Relação entre condutividade hidráulica e índice de plasticidade. BENSON et al. (1994).	25
Figura 2.12	Relação entre condutividade hidráulica e atividade. BENSON et al. (1994).	25
Figura 2.13	Relação entre resultados de campo e de laboratório. de MELLO & BOSCOV, (1998).	27
Figura 2.14	Relação entre condutividade hidráulica obtida de blocos e a obtida em campo. BENSON & DANIEL, (1999).	27
Figura 2.15	Relação entre resultados de campo e de laboratório. BENSON & DANIEL, (1999).	28
Figura 2.16	Relação entre contração axial e teor de umidade. SEED & CHAN, (1959).	30
Figura 2.17	Relação entre classe de trincas e contração volumétrica. KLEPPE & OLSON, (1985).	31
Figura 2.18	Relação entre contração volumétrica e teor de umidade. ALBRECHT & BENSON, (2001).	32
Figura 2.19	Relação entre contração volumétrica e índice de plasticidade e porcentagem de argila. ALBRECHT & BENSON, (2001).	32
Figura 2.20	Condutividade hidráulica x Teor de umidade para vários ciclos. ALBRECHT & BENSON, (2001).	33
Figura 2.21	Linhas de mesma condutividade hidráulica na curva de compactação. SOUSA PINTO, (1971).	34
Figura 2.22	Região que atende a diversas propriedades. SOUSA PINTO, (1971).	35
Figura 2.23	Zona aceitável conforme a abordagem tradicional. DANIEL & BENSON, (1990).	35
Figura 2.24	Área aceitável transpassada por linhas de mesma condutividade hidráulica. DANIEL & BENSON, (1990).	36
Figura 2.25	Área aceitável transpassada por linhas de mesma condutividade hidráulica e	37

	mesma resistência ao cisalhamento. DANIEL & BENSON, (1990).	
Figura 2.26	Obtenção da área aceitável para compactação. DANIEL & BENSON, (1990).	38
Figura 2.27	Área aceitável sob o ponto de vista da condutividade hidráulica, contração volumétrica e resistência ao cisalhamento. DANIEL & WU, (1993).	38

### Capítulo 3

Figura 3.1	Fluxograma da execução do ensaio.	41
Figura 3.2	a) Curvas de afundamento.	47
	b) Curvas de compactação fornecida pelo ensaio de mini-MCV.	
Figura 3.3	Curva de perda de massa por imersão x mini-MCV.	47
Figura 3.4	Carta de classificação MCT.	48
Figura 3.5	Modelo do permeâmetro para ensaio de condutividade hidráulica.	50
	Equipamento para realização do ensaio de condutividade hidráulica.	50
Figura 3.6	MACAMBIRA, (2002).	
Figura 3.7	Montagem do ensaio de contração axial. MACAMBIRA, (2002).	51

### Capítulo 4

Figura 4.1	Curvas granulométricas.	52
Figura 4.2	a) Curva de compactação.	54
	b) Curva de afundamento.	
	c) Curva de perda de massa por imersão.	
	d) Curva de teor de umidade x Mini-MCV	
Figura 4.3	Carta de Plasticidade	55
Figura 4.4	Carta de classificação MCT.	55
Figura 4.5	a) VB x % de argila.	57
	b) AcB x % de argila	
Figura 4.6	Amostra 01.	60
	a) Curva de compactação.	
	b) Condutividade hidráulica.	
	c) Contração axial x tempo	
	d) Contração axial	
Figura 4.7	Amostra 02	61
	a) Curva de compactação.	
	b) Condutividade hidráulica.	
	c) Contração axial x tempo	
	d) Contração axial	
Figura 4.8	Amostra 03	63
	a) Curva de compactação.	
	b) Condutividade hidráulica.	
	c) Contração axial x tempo	
	d) Contração axial	
Figura 4.9	Amostra 04	65
	a) Curva de compactação.	
	b) Condutividade hidráulica.	
	c) Contração axial x tempo	
	d) Contração axial	
Figura 4.10	Amostra 05	67
	a) Curva de compactação.	

	b) Condutividade hidráulica.	
	c) Contração axial x tempo	
	d) Contração axial	
Figura 4.11	Amostra 06	69
	a) Curva de compactação.	
	b) Condutividade hidráulica.	
	c) Contração axial x tempo	
	d) Contração axial	
Figura 4.12	Amostra 07	70
	a) Curva de compactação.	
	b) Condutividade hidráulica.	
	c) Contração axial x tempo	
	d) Contração axial	
Figura 4.13	Amostra 08	73
	a) Curva de compactação.	
	b) Condutividade hidráulica.	
	c) Contração axial x tempo	
	d) Contração axial	
Figura 4.14	Amostra 09	74
	a) Curva de compactação.	
	b) Condutividade hidráulica.	
	c) Contração axial x tempo	
	d) Contração axial	
Figura 4.15	Amostra 10	75
	a) Curva de compactação.	
	b) Condutividade hidráulica.	
	c) Contração axial x tempo	
	d) Contração axial	
Figura 4.16	Condutividade hidráulica x Umidade volumétrica.	79
	a) AM02, AM03 e AM05.	
	b) AM06, AM07 e AM10.	
	c) AM01, AM04, AM08 e AM09.	
Figura 4.17	Condutividade hidráulica x % de argila. Energia de 12 golpes.	80
Figura 4.18	Condutividade hidráulica x Índice de plasticidade. Energia de 12 golpes.	81
Figura 4.19	Condutividade hidráulica x índice $c'$ . Energia de 12 golpes.	81
Figura 4.20	a) Condutividade hidráulica x CTC. Energia de 12 golpes.	83
	b) Condutividade hidráulica x SE. Energia de 12 golpes.	
	c) Condutividade hidráulica x VB. Energia de 12 golpes.	
Figura 4.21	Contração axial x % de argila. Energia de 12 golpes.	84
Figura 4.22	a) Contração axial x Índice de plasticidade. Energia de 12 golpes.	85
	b) Contração axial x Limite de contração. Energia de 12 golpes.	
Figura 4.23	Contração axial x $c'$ . Energia de 12 golpes.	85
Figura 4.24	a) Contração axial x CTC. Energia de 12 golpes.	86
	b) Contração axial x SE. Energia de 12 golpes.	
	c) Contração axial x VB. Energia de 12 golpes.	
Figura 4.25	Contração x Teor de umidade. Energia de 24 golpes.	88
	a) AM01	
	b) AM03	
	c) AM10	
Figura 4.26	Contração volumétrica x Contração axial. Energia de 24 golpes.	89
	a) AM01	
	b) AM10	

## LISTA DE TABELAS

### Capítulo 2

Tabela 2.1	Classificação dos resíduos. Adaptado de TCHOBANOGLIOUS (1993).	5
Tabela 2.2	Tipo de membranas termoplásticas. Adaptado de KOERNER (1990).	12
Tabela 2.3	Diferenças entre polietileno e PVC. Adaptado de GAGCHI (1990).	12
Tabela 2.4	Diferenças entre barreiras de GCL e solos argilosos. Adaptado de USEPA (1993).	12
Tabela 2.5	Condutividade hidráulica dos argilominerais. BENSON et al. (1994).	23
Tabela 2.6	Classificação das trincas conforme sua magnitude. KLEPPE & OLSON, (1985).	29

### Capítulo 3

Tabela 3.1	Localização das amostras.	39
------------	---------------------------	----

### Capítulo 4

Tabela 4.1	Quadro resumo dos resultados.	56
Tabela 4.2	Síntese dos resultados dos ensaios especiais e de classificação.	77
Tabela 4.3	Resumo das equações obtidas através da regressão linear das amostras que apresentam correlação.	78

## LISTA DE SÍMBOLOS SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
An	Altura do corpo de prova
AcB	Índice de atividade da fração argila
Bi	n° de golpes para An igual a 2mm
c'	coeficiente que indica o caráter argiloso da classificação MCT
C	Concentração de azul de metileno
C2	Porcentagem de material de diâmetro inferior a 0,002mm
CCL	<i>Compacted Clay Liner</i>
CETESB	Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental de São Paulo
CNEM	Conselho Nacional de Energia Nuclear
CPE	Clorinato de polietileno
CTC	Capacidade de Troca Catiônica
D	Constante dielétrica do fluido
d'	Coeficiente que caracteriza o ramo seco da curva de compactação
DBO	Demanda Bioquímica de Oxigênio
DQO	Demanda Química de Oxigênio
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
e'	Índice da classificação MCT de indica o comportamento laterítico ou não dos solos
EPA (USEPA)	<i>Environmental Protection Agency</i>
EPT	Etileno propileno terpolímero
ETA	Estação de tratamento de água
ETE	Estação de tratamento de esgoto
EV	Evaporação
EVA	Acetato Etileno Vinil
GCL	<i>Geosynthetic Clay Liner</i>
HDPE	Polietileno de alta densidade
HRB	Highway Research Board
IP	Índice de plasticidade
k	Coeficiente de condutividade hidráulica
klab	Condutividade hidráulica de laboratório
kcampo	Condutividade hidráulica de campo
L	Espessura da camada
LDPE	Polietileno de baixa densidade
LC	Limite de contração
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
M	Massa de solo seco
MCT	Miniatura, Compactado, Tropical
MCV	Moisture Condition Value
MDPE	Polietileno de média densidade
no	Constante eletrolítica
NA	Nível d'água
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
P	Preipitação
pH	Potencial hidrogeniônico
Pi	Perda por imersão
PVC	Policloreto de vinila
RSU	Resíduos Sólidos Urbanos
SE	Superfície específica
Sr	Grau de saturação

SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos Solos
SUS	Sistema Único de Saúde
T	Espessura da camada de difusão
t	Tempo
v	Valência catiônica
V	Volume de azul de metileno adsorvido
VB	Adsorção de azul de metileno por 100g de solo
VLDPE	Polietileno de densidade extremamente baixa
w	Teor de umidade (gravimétrica)
w <sub>ót</sub>	Teor de umidade ótima
$\Delta h$	Diferença das alturas do corpo de prova
$\epsilon$	Contração axial
$\epsilon_v$	Contração volumétrica
$\rho_s$	Massa específica dos sólidos
$\rho_d$	Massa específica seca
$\rho_{d\text{máx}}$	Massa específica seca máxima
$\theta$	Umidade volumétrica

## RESUMO

PIEDADE JR., C. R. C (2003). “Análise da Potencialidade de Alguns Solos Não Lateríticos para Utilização em Barreiras Impermeáveis”. São Carlos. Dissertação de Mestrado. 123p. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.

Apresenta-se uma avaliação do potencial de alguns solos não lateríticos, compactados, para uso como barreira impermeável, com bases em suas condutividades hidráulicas e contrações axiais. Dez tipos diferentes de solos foram analisados, sendo seis classificados como Não Laterítico Argiloso (NG') e quatro como Não Laterítico Siltoso (NS') de acordo com o sistema de classificação MCT. Nas análises foi verificada a influência de parâmetros de compactação e de algumas propriedades dos solos na condutividade hidráulica e na contração axial dos solos compactados. Verificou-se que, para a maioria dos solos houve a diminuição da condutividade hidráulica com o aumento da energia de compactação. Com relação à umidade de moldagem, os menores valores de condutividade hidráulica estiveram associados a umidades iguais ou acima da ótima. Alguns solos não tiveram a condutividade hidráulica influenciados pelo teor de umidade, talvez como reflexo de suas características de compactação, pois mostraram massa específica constante com a umidade, para uma dada energia de compactação. Constatou-se que a condutividade hidráulica diminui com o aumento do índice de plasticidade, da umidade volumétrica e com os resultados do ensaio de adsorção de azul de metileno. Para a contração axial nota-se que ela foi pouco influenciado pelo aumento do teor de umidade e pela energia de compactação, estando os maiores valores associados às menores condutividades hidráulicas. Constatou-se que a contração aumenta com o aumento da porcentagem de argila, do índice de plasticidade, dos resultados do ensaio de azul de metileno e com a diminuição do limite de contração.

**PALAVRA - CHAVE:** aterro sanitário, barreira impermeável, condutividade hidráulica, contração axial, solos tropicais.

## ABSTRACT

PIEDADE JR., C. R. C (2003). “Análise da Potencialidade de Alguns Solos Não Lateríticos para Utilização em Barreiras Impermeáveis”. São Carlos. Dissertação de Mestrado. 123p. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.

It is presented an evaluation of the potential of certain non-lateric soils, compacted, for lining system use, based on their hydraulic conductivity and axial shrinkages. Ten different types of soils were analyzed; six of them were classified as non-lateric clayey (NG') and the other four as non-lateric silty (NS'), according to the classification system MCT. It was verified the influence of parameters of compaction and some soil properties on the hydraulic conductivity and on the axial shrinkage of compacted soils. Results of the analysis indicate that, for the most of the soils there were decrease of hydraulic conductivity when increasing the energy of compaction. In relation to the molding water content, the lower values of hydraulic conductivity were associated to equal to or over optimum water content. Some soils did not have their hydraulic conductivity influenced by the water content, perhaps as a result of their compaction characteristics, since they showed constant specific mass with the humidity, for a given energy of compaction. It was verified that the hydraulic conductivity decreases as plasticity index and volumetric humidity increases, with the result of the adsorption of metilen blue. The axial shrinkage was very little influenced by the increase of the water content and by the energy of compaction, the greater values associated to lower hydraulic conductivity. It was verified that the contraction increases with the increases of clay content, plasticity index, results of metilen blue test and the decrease of the contraction limit.

KEY WORDS: landfill, liner, hydraulic conductivity, axial shrinkage, tropical soils.

## SUMÁRIO

<b>LISTA DE FIGURAS</b>	viii
<b>LISTA DE TABELAS</b>	xii
<b>LISTA DE SÍMBOLOS</b>	xiii
<b>RESUMO</b>	xv
<b>ABSTRACT</b>	xvi
<b>Capítulo 1 – INTRODUÇÃO</b>	1
<b>Capítulo 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	3
<b>2.1 – RESÍDUOS SÓLIDOS</b>	3
<b>2.2 – MÉTODOS E FORMAS DE DISPOSIÇÃO</b>	5
2.2.1 - Elementos e dispositivos principais dos aterros sanitários	7
<b>2.3 – BARREIRA DE FUNDO</b>	10
2.3.1 - Barreira hidráulica de argila natural	10
2.3.2 - Barreira hidráulica de materiais sintéticos	11
2.3.3 - Barreira hidráulica de argila compactada	12
2.3.3.1 – Materiais	13
2.3.3.2 – Construção	13
2.3.3.3 - Construção experimental	15
2.3.3.4 – Recomendações mínimas	15
<b>2.4 – CONDUTIVIDADE DE HIDRÁULICA DOS SOLOS COMPACTADOS</b>	18
2.4.1 – Estrutura dos solos compactados	19
2.4.2 – Fatores que diferenciam a condutividade entre os solos	22
2.4.3 – Relação entre Condutividade Hidráulica de Campo e de Laboratório	26
<b>2.5 – CONTRAÇÃO DOS SOLOS</b>	28
<b>2.6 – CONDIÇÕES DE COMPACTAÇÃO</b>	33
<b>Capítulo 3 – MATERIAIS E MÉTODOS</b>	39
<b>3.1 – ENSAIO DE ADSORÇÃO DE AZUL DE METILENO</b>	39
<b>3.2 – METODOLOGIA MCT</b>	43
<b>3.3 – CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA</b>	48

<b>3.4 – CONTRAÇÃO AXIAL</b>	49
<b>Capítulo 4 – ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS</b>	52
<b>4.1 – ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO</b>	52
<b>4.2 – ENSAIO DE ADSORÇÃO DE AZUL DE METILENO</b>	53
<b>4.3 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA E CONTRAÇÃO AXIAL</b>	57
4.3.1 - Barueri – AM01	58
4.3.2 – Capivari – AM02	59
4.3.3 - Cravinhos – AM03	62
4.3.4 - Dutra Verde – AM04	64
4.3.5 - Dutra Vermelho – AM05	64
4.3.6 – Igaratá – AM06	66
4.3.7 – Pinhal – AM07	68
4.3.8 - Poços de Caldas – AM08	71
4.3.9 - Silte Amarelo Capivari – AM09	71
4.3.10 - Saprolito Roxo Bandeirantes – AM10	72
<b>4.4 - INFLUÊNCIA DO TIPO DE SOLO E CONDIÇÕES DE COMPACTAÇÃO NA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA E NA CONTRAÇÃO AXIAL</b>	76
<b>4.5 – RELAÇÃO ENTRE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA E UMIDADE VOLUMÉTRICA</b>	76
<b>4.6 - ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DAS PROPRIEDADES DO SOLO NA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA</b>	80
4.6.1 - Porcentagem de Argila	80
4.6.2 - Limite de Liquidez e Índice de Plasticidade	80
4.6.3 - Classificação MCT	81
4.6.4 - Ensaio de Adsorção de Azul de Metileno	82
<b>4.7 - ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DAS PROPRIEDADES DO SOLO NA CONTRAÇÃO AXIAL</b>	82
4.7.1 - Porcentagem de Argila	82
4.7.2 - Limites de Consistência	82
4.7.3 - Classificação MCT	84
4.7.4 - Ensaio de Azul de Metileno	84

<b>4.8 - CORRELAÇÃO ENTRE CONTRAÇÃO VOLUMÉTRICA E CONTRAÇÃO AXIAL</b>	<b>87</b>
4.8.1 - Contração Volumétrica x Teor de Umidade	87
4.8.2 - Contração Volumétrica x Contração Axial	89
<b>Capítulo 5 – CONCLUSÃO</b>	<b>90</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	<b>92</b>
<b>ANEXO</b>	<b>97</b>

## 1.0 – INTRODUÇÃO

Todas as atividades humanas geram resíduos das mais variadas naturezas que devem ser cuidadosamente gerenciados, tratados e dispostos de sorte a agredir minimamente o meio ambiente. Existem diversas formas de tratar o problema, porém uma alternativa recorrente é a utilização de aterros como estrutura de disposição final de resíduos sólidos. Estes aterros são estruturas compostas de diferentes partes, dependendo dentre outros fatores, do tipo de resíduo e das condições do meio físico do local da construção do empreendimento. Não obstante, essa opção nem sempre é utilizada, pois ainda ocorre o lançamento indiscriminado de resíduos no meio físico dando origem aos lixões, ou, em situação de melhor operação aos aterros controlados, bastante comuns quando se trata da disposição de resíduos sólidos urbanos.

Em geral, os resíduos aterrados, por conta de sua degradação e da infiltração de águas de superfície, dão origem a percolados que têm em sua composição substâncias capazes de contaminar o solo de fundação e as águas de superfície e de sub superfície, o que ocorre com frequência nos lixões e nos aterros controlados.

A presença de barreiras impermeáveis, dispositivos comuns em aterros sanitários minimiza o efeito nocivo do fluxo de percolados para o ambiente no entorno do aterro. Estas barreiras têm por função impermeabilizar a base do aterro para evitar que os percolados possam atingir os solos de fundação bem como as águas presentes na região. As barreiras também são necessárias na cobertura ou no fechamento do aterro, pois impedem a infiltração da água da chuva.

As barreiras impermeáveis têm sido construídas com solos compactados e mais recentemente com a utilização de geossintéticos, como as geomembranas e os geocompostos bentoníticos, ou GCL – *Geosynthetic Clay Liner* na literatura de língua inglesa. Com muita frequência, as barreiras conjugam os geossintéticos com solos compactados em variados arranjos que dependem, em essência, da periculosidade do resíduo estocado e das condições hidrogeológicas do local.

Assim, os solos compactados são um dos componentes essenciais na execução de barreiras impermeáveis em estruturas de contenção de resíduos, atuando isoladamente ou em conjunto com outros materiais. Evidentemente, para cumprir essa função, é necessário que o solo tenha uma condutividade hidráulica adequada para a finalidade em propósito e que essa propriedade

não seja afetada por fatores tais como o ressecamento do solo, ou a desestruturação que podem provocar o aumento da condutividade hidráulica.

Este trabalho é parte de um estudo destinado a avaliar as características de solos compactados de interesse ao projeto e construção de barreiras impermeáveis. O objetivo principal é verificar como variam a condutividade hidráulica e a contração axial de dez diferentes tipos de solos de origem não laterítica, sendo seis Não Lateríticos Argilosos (NG') e quatro Não Lateríticos Siltosos (NS'), de acordo com o sistema de classificação MCT (Miniatura, Compactado, Tropical).

Para tanto, empregam-se corpos de prova de dimensões reduzidas e busca-se avaliar o efeito de duas variáveis, a energia de compactação e a umidade de moldagem, sobre a condutividade hidráulica, medida em permeâmetro de parede rígida e a contração axial.

## 2.0 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo será apresentada uma revisão bibliográfica sobre as barreiras impermeáveis e sua importância na estrutura de sistemas de contenção de resíduos. A revisão inicia com conceitos sobre resíduos sólidos, tipos de resíduos e sua classificação. Em seguida serão apresentados conceitos sobre aterros sanitários e seus métodos de construção, incluindo a impermeabilização de fundo, seus tipos e constituintes. A revisão culminará com ênfase nas barreiras de solos argilosos compactados e nos fatores que influenciam seu comportamento, a condutividade hidráulica e a contração axial.

## 2.1 – RESÍDUOS SÓLIDOS

Segundo a NBR 10.004/87 Resíduos Sólidos são: "**Resíduos no estado sólido e semi sólido, que resultam das atividades da comunidade de origem: industrial, doméstica, hospitalar, comercial, agrícola, de serviços e de varrição. Ficam inclusos nesta definição os lodos provenientes de estações de tratamento de água, aqueles gerados em equipamentos e instalações de controle de poluição, bem como determinados líquidos cujas particularidades tornem inviável seu lançamento na rede pública de esgotos ou corpos de água, ou exijam para isso soluções técnicas e economicamente inviáveis em face à melhor tecnologia disponível.**"

De acordo com sua origem os resíduos sólidos podem ser urbanos, industriais, de serviços de saúde, radioativos e agrícolas. Os resíduos sólidos industriais segundo a CETESB (1993) são lodos provenientes de estações de tratamento de efluentes, líquidos e resíduos que passaram por processos industriais e por terem determinadas características não podem ser tratados pelos métodos convencionais e lançados na rede pública. Podem ser classificados como Resíduos Sólidos Urbanos (RSU) resíduos produzidos por edificações, comércio, limpeza pública e etc. Os resíduos sólidos de serviços hospitalares abrangem os rejeitos provenientes de hospitais, postos de saúde, clínicas (médicas, veterinárias e odontológicas) e farmácias. Os dejetos radioativos são provenientes de atividades atômica e ou nucleares e estão sob a legislação do Conselho Nacional de Energia Nuclear (CNEN). Os resíduos agrícolas incluem as embalagens dos produtos da atividade agrária e os restos destes produtos (SCHALCH, 1992).

A NBR 10004/87 classifica os tipos de resíduos quanto a periculosidade. Antes de entrar na classificação é necessário descrever os critérios adotados para a identificação de um resíduo perigoso. Os critérios de periculosidade são a inflamabilidade, corrosividade, reatividade, toxicidade e patogenicidade. Como é difícil enquadrar os resíduos em todas estas classes foram desenvolvidos outros ensaios para auxiliar e complementar a classificação. Assim foram criadas as NBR 10.005/87, NBR 10.006/87, NBR 10.007/87 referindo-se respectivamente aos procedimentos de ensaios de lixiviação, solubilização e amostragem de resíduos.

Os resíduos sólidos são classificados quanto à periculosidade como Classe I – Resíduos perigosos, Classe II – Resíduos não inertes e Classe III – Resíduos inertes. Os resíduos são classificados como perigosos quando se enquadram em pelo menos um critério de periculosidade. Se não se enquadrar em nenhum destes critérios é realizado o ensaio de lixiviação e para o resíduo ser considerado de Classe I ele deve ter concentração superior aos parâmetros da listagem 7, do Anexo G da NBR 10.004. Caso contrário será feito ensaio de solubilização para averiguar se o resíduo pertence a classe III. O material pertencerá a Classe II como não inerte se não for enquadrado na Classe I e na Classe III de materiais inertes. Os resíduos da Classe II possuem propriedades como combustibilidade, biodegradabilidade e solubilidade em água. Como exemplo pode-se citar papéis, materiais vegetais e outros. Na classe dos materiais inertes enquadram-se os materiais que ao realizar o ensaio de solubilidade, não houve solubilização dos seus constituintes em proporções maiores que as da listagem 8, Anexo H da NBR 10.004/87. Caso contrário pertencerão a classe II. Como exemplo pode-se citar os materiais cerâmicos, rochas, vidros, alguns plásticos e outros.

TCHOBANOUGLOUS et al (1993) separa os tipos de resíduos quanto à fonte geradora dentro da comunidade conforme mostrado na Tabela 2.1. Nesta forma de separação, semelhante a brasileira, todas os grupos abrangem resíduos perigosos e não perigosos. Sua desvantagem em relação à brasileira é colocar no mesmo patamar, resíduos de procedência distinta como os hospitalares e de escolas por exemplo. Essa classificação adota os termos, resíduo especial e resíduo perigoso. Os primeiros se referem entre outros a utensílios domésticos como óleos, vidros, baterias e eletrodomésticos. Os resíduos perigosos são formados por rejeitos que têm potencial de risco à saúde humana. Entre eles estão subprodutos da variada gama e estão entre aqueles já definidos como industriais, municipais, comerciais e etc. São resíduos os quais apresentam propriedades contra a segurança como: corrosão, explosão, inflamabilidade, ignição e

reatividade. Contra a saúde humana esses resíduos apresentam riscos como: infecção, alergias e irritações, toxidade, radioatividade e outros.

Tabela 2.1 – Classificação dos resíduos. Adaptado de TCHOBANOGLOUS (1993)

<b>RESÍDUOS</b>	<b>GERADOR</b>	<b>COMPONENTES</b>
Residenciais	Moradores de casas e apartamentos e etc	Restos de comida, papéis, plásticos, metais, resíduos especiais e perigosos
Comerciais	Lojas, escritórios, restaurantes, hotéis etc	Restos de comida, papéis, plásticos, metais, resíduos especiais e perigosos
Institucionais	Escolas, hospitais, prisões, prédios oficiais etc	Restos de comida, papéis, plásticos, metais, resíduos especiais e perigosos
Construção	Obras civis, viárias, portuárias etc	Concreto, madeira, calça, metais, embalagens e resíduos perigosos
Serviços municipais	Limpeza de ruas, praias, parques	Lixo de rua (papéis, plásticos, comida), vegetais, resíduos de varrição etc.
Est. De tratamento e incineração	ETE, ETA e incineradores	Lodos e cinzas
Resíduos sólidos urbanos	Todos os citados	Todos os citados
Industriais	Fábricas, refinarias, indústria química e etc	Resíduos de processo industrial, resíduos perigosos e especiais
Agrícola	Lavouras, vinícolas, fazendas e granjas	Fezes, ração, embalagens e restos de fertilizantes e inseticidas etc.

## 2.2 – MÉTODOS E FORMAS DE DISPOSIÇÃO

Segundo LIMA, (1995) a prática de aterrar resíduos vem desde a antiguidade como meio para obtenção de fertilizantes e passando pela idade média como forma de se manter longe de roedores e insetos transmissores de doenças, visto que nesse período a peste bubônica matou 43 milhões de pessoas na Europa. Com o passar dos tempos os aterros foram se desenvolvendo e atualmente são uma forma segura e largamente utilizada no mundo para disposição final de resíduos.

A tendência mundial é classificar os aterros conforme os resíduos que vão receber. No Brasil os aterros podem ser classificados como aterros de classes I, II e III, pois assim são classificados os resíduos.

Nos E. U. A. um dos estados mais avançados na legislação ambiental é o estado da Califórnia, que classifica seus aterros em três classes conforme o tipo de resíduo. A classe I é para resíduos perigosos, a segunda é para resíduos sólidos urbanos e a terceira é para resíduos específicos. Os resíduos específicos compreendem os outros tipos de resíduos que não foram acima citados.

TCHOBANOGLIOUS et al (1993) enumera três entre vários tipos de aterros, aqueles destinados para resíduos sólidos urbanos, resíduos específicos e resíduos triturados. Aterros de resíduos sólidos urbanos ou municipais são aterros onde são dispostos os resíduos na forma em que foram gerados, acondicionados e coletados, ou seja, sem qualquer pré-tratamento.

Aterro de resíduos específicos são destinados a resíduos industriais e hospitalares. Esta forma de disposição final foi concebida para receber resíduos de processos de combustão, incineração, asbesto, amianto e outros.

Os aterros de resíduos triturados são aterros constituídos de resíduos sólidos que passam por um processo de trituração antes da sua disposição final, garantindo em alguns casos densidades até 35% maiores em relação aos resíduos não triturados. A trituração dos resíduos permite melhor compactação dos resíduos além de maximizar o volume útil do aterro. A desvantagem é que necessita de instalações próprias para a trituração do resíduo.

A conceituação comumente adotada no Brasil define três formas de aterramento de resíduos. Os lixões, os aterros controlados e os aterros sanitários. O lixão, Fig. 2.1, é uma forma inadequada de disposição final, em que simplesmente despejam-se os resíduos sólidos (urbanos, industriais, hospitalares e etc) no solo, sem medidas de proteção do meio ambiente.

Este método de disposição facilita a proliferação de vetores (moscas, mosquitos, ratos, baratas), animais peçonhentos (escorpiões e aranhas), geração de maus odores e possibilita a contaminação do solo e das águas subterrâneas devido a infiltração do chorume misturado com a água da chuva.

O aterro controlado é uma técnica de disposição que lança o resíduo e apenas o recobre com camada de material inerte no fim de cada jornada. Neste método não se utiliza drenagem, impermeabilização e tratamento de Chorume, por isso compromete as águas subterrâneas.

Por fim, o aterro sanitário de resíduos sólidos urbanos é uma técnica de disposição de resíduos que minimiza os riscos à saúde pública e o impacto ambiental da atividade. Método este que utiliza princípios de engenharia para confinar os resíduos sólidos à menor área e volume possível,

cobrindo-os com uma camada de solo ao final de cada jornada de trabalho ou intervalos menores se necessário.



Figura 2.1 – Depósito a céu aberto (Lixão). BIDONE & POVINELLI, (1999).

Algumas vantagens do aterro sanitário são a forma correta de disposição, o baixo custo relativo, grande capacidade de locação de resíduos e as condições especiais para decomposição da matéria orgânica. As limitações do método são a indisponibilidade de grandes áreas próximas aos centros urbanos, dificuldade de obter material para o recobrimento diário, condições climáticas e a mão de obra capacitada para o gerenciamento do empreendimento LIMA, (1995).

### **2.2.1 - Elementos e dispositivos principais dos aterros sanitários**

A Figura 2.2 mostra uma ilustração de um aterro sanitário e identifica alguns dos seus componentes essenciais.

Para melhor entendimento, serão apresentadas as definições básicas dos componentes de aterros sanitários e das substâncias por ele geradas (CETESB, 1993).

- **Célula de resíduo:** corresponde ao volume de resíduos sólidos dispostos por um período de lançamento, em geral 24 horas, incluindo o material de recobrimento que a envolve. As células de resíduo normalmente possuem altura de 4m.

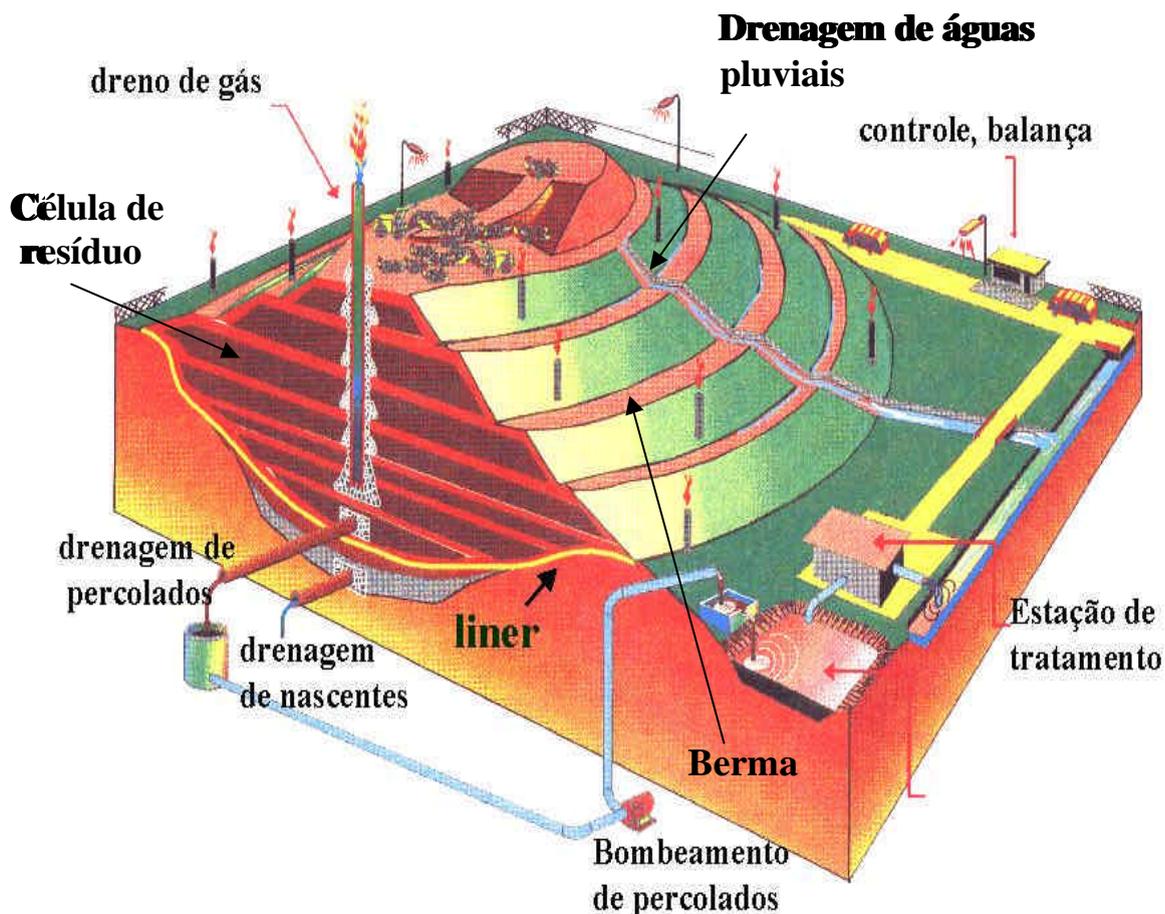


Figura 2.2 – Aterro sanitário. GODOI, (1997).

- **Recobrimento da célula:** corresponde a camada de material inerte (solo ou outro material alternativo) necessária para recobrir totalmente as faces de uma célula, com o objetivo de impedir o espalhamento do resíduo pela ação do vento, o aparecimento de vetores (insetos, moscas e ratos) que coloquem em risco a saúde pública e ainda controlar a entrada de água no maciço durante as operações executivas.
- **Camada de resíduos:** corresponde a um conjunto de células contidas entre duas elevações fixas. Os aterros normalmente são constituídos por uma série de camadas.
- **Bermas:** correspondem as plataformas e terraços horizontais que são executados ao longo das faces dos taludes, normalmente quando as alturas do aterro excedem 15m. As bermas têm por função contribuir para a estabilidade do maciço e permitir a colocação de dispositivos de drenagem.
- **Revestimento de fundo:** correspondem aos tratamentos executados ao nível da fundação do aterro para impedir a contaminação dos terrenos subjacentes pelos efluentes líquidos e

gasosos gerados pelos resíduos. Normalmente são constituídos por Geomembranas, solos compactados de baixa permeabilidade ou pela combinação de ambos.

- **Sistema de drenagem de nascentes:** corresponde ao conjunto de dispositivos de drenagem instalados sob o aterro, visando captar e conduzir de forma adequada todas e quaisquer ocorrências de água existentes na área do aterro.
- **Sistema de drenagem de chorume:** corresponde ao conjunto de drenagem interna do maciço para a captação e condução do chorume para unidades apropriadas de armazenamento e tratamento.
- **Sistema de drenagem de gases:** corresponde ao conjunto de drenagem interna do maciço para a captação e condução do biogás (gases gerados pela decomposição dos resíduos) à superfície ou a unidades de processamento e aproveitamento do mesmo.
- **Recobrimento final:** corresponde a cobertura fina do aterro sanitário quando de seu encerramento, sendo constituído por camadas de solo, geomembranas ou pela associação de ambas, e tendo por funções básicas evitar a infiltração de águas de precipitação e o escape de gases, além de servir como camada de suporte para vegetação e elementos de proteção superficial da área.
- **Sistema de drenagem e proteção superficial:** corresponde ao conjunto de dispositivos de drenagem que tem por função captar e conduzir de forma adequada as águas superficiais para áreas externas ao aterro, assim como elementos de proteção superficial que irão conferir aos taludes plataformas e bermas do aterro e resistência aos fenômenos de erosão.
- **Sistema de tratamento de percolados:** são processos que visam diminuir as altas DBO (Demanda Bioquímica de Oxigênio) e DQO (demanda Química de Oxigênio) destes líquidos para níveis mais baixos e estabilizá-los. Os sistemas podem ser de reciclagem ou irrigação, lagoas de estabilização, ataques químicos, filtros biológicos, processos fotossintéticos e processos mistos LIMA (1995).
- **Percolado:** líquido que passa através de um meio poroso, para a filtração ou extração de substâncias desse meio.
- **Lixiviação:** operação de deslocamento ou arraste por meio líquido de certas substâncias contidas nos resíduos sólidos.
- **Chorume:** Líquido de alta Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO), odor fétido e cor negra produzido pela decomposição da matéria orgânica em lixões e aterros sanitários.

- **Impermeabilização:** é o processo pelo qual se dificulta de modo a impedir a movimentação de percolados para fora das células de resíduos, procurando ser primeiramente drenados e enviados para tratamento. A impermeabilização se dá por disposição de materiais naturais e artificiais.

A impermeabilização de fundo do aterro é de extrema importância pois corresponde a uma barreira que impedirá os percolados de contaminarem o solo natural e as águas subterrâneas. Essas barreiras são dispositivos utilizados quando se deseja impedir o máximo possível a percolação de líquidos, de forma que ele não atinja as águas subterrâneas e solo natural. Assim, devem apresentar estanqueidade, durabilidade, resistência mecânica, resistência ao intemperismo e compatibilidade com resíduos a serem aterrados (CARVALHO, 1999). Podem ser simples quando compostos por um único elemento de impermeabilização, duplos e compostos quando a barreira é executada alternando camadas de solo natural e geomembrana. Sua escolha depende da agressividade química do percolado, da condutividade hidráulica do meio, e da economia com relação ao empréstimo de materiais naturais. Esta etapa do empreendimento é o objetivo principal desta pesquisa e será tratado com mais profundidade logo adiante.

## **2.3 – BARREIRA DE FUNDO**

O projeto da impermeabilização de sistemas de contenção de resíduos é influenciado pelo tipo de resíduo, pelas condições climáticas e pelas condições geológicas do local. Neste contexto podemos ter barreiras de vários tipos, e as principais são de argila natural, de materiais sintéticos e de solo argiloso compactado. Serão mostrados algumas características das barreiras e o formato utilizado em alguns países.

### **2.3.1 - Barreira hidráulica de argila natural**

Estes tipos de barreiras são formações de solos ricos em argila de baixa condutividade hidráulica, em que os resíduos podem ser aterrados sobre o solo natural. A condutividade hidráulica deste maciço deve ser inferior a  $10^{-6}$  ou  $10^{-7}$  cm/s e estar isentos de imperfeições como falhas, trincas, fraturas, perfurações etc. Para assegurar estas condições devem ser feitos estudos geotécnicos de campo e laboratório.

Deve-se levar em conta que os furos de prospecção ou buracos destinados a instalação de equipamentos comprometem a barreira e devem ser apropriadamente fechados. É difícil e caro garantir que uma barreira hidráulica natural tenha uma baixa e uniforme condutividade hidráulica, por isso seu uso não é normalmente recomendado.

### **2.3.2 - Barreira hidráulica de materiais sintéticos**

As barreiras artificiais podem ser constituídas por materiais sintéticos como as geomembranas e os GCL (*Geosynthetic Clay Liner*) ou pela associação de materiais industrializados e solos argilosos.

Geomembranas são mantas poliméricas com condutividade hidráulica extremamente baixa e são utilizados como barreiras para líquidos e vapores. As membranas normalmente utilizadas são de polímeros termoplásticos, ou seja, aqueles que não perdem suas qualidades devido a exposição a calor ou resfriamento. Dentre essas se destacam as de polietileno e as de PVC (SHARMA&LEWIS, 1994).

Segundo estes autores as geomembranas mais utilizadas são as de polietileno, principalmente a de alta densidade. Isto se deve a sua alta resistência química e durabilidade. Devido a sua alta rigidez é preferível que se utilize esta membrana como barreira de fundo e não no recobrimento final. Isso se deve ao fato de esta camada ser altamente solicitada pelos recalques das células de resíduo, desta forma é melhor utilizar uma membrana mais flexível, como a de densidade muito baixa (VLDPE).

As membranas de PVC têm sido recomendadas para obras de vida útil relativamente curtas, de 1 a 5 anos, tais como tanques de armazenagem. As Tabelas 2.2 e 2.3 mostram os tipos de membranas termoplásticas e as comparações entre as membranas de polietileno e PVC.

Outro tipo de geossintético que está sendo utilizado é o GCL (*Geosynthetic Clay Liner*). Consiste em uma fina camada de bentonita seca, com aproximadamente 5 mm de espessura associado a geotexteis ou geomembrana. Em uma das configurações de fabricação dos GCL, a bentonita é colocada entre dois geotexteis. Na outra a bentonita é colada a uma geomembrana.

Os GCL são fabricados em rolos de aproximadamente 4,5 x 100 m. Têm sido utilizados em aterros sanitários como alternativa a barreiras de solos argilosos compactado. A Tabela 2.4 mostra as diferenças entre o GCL e as barreiras compactadas.

Tabela 2.2 – Tipo de membranas termoplásticas. Adaptado de KOERNER (1990).

POLÍMEROS TERMOPLÁSTICOS	POLÍMEROS TERMORÍGIDOS
Polivinil clorado (PVC)	Butil ou isopreno-isobutileno
Poliétileno de densidades muito baixa, baixa, média e alta. Respectivamente (VLDPE, LLDPE, MDPE e HDPE)	Epicloroidina
Clorinato de polietileno (CPE)	Etileno propileno dieno monômero
Polioléfina elástica (3110)	Policloropreno (neopreno)
Etileno Interpolímero	Etileno propileno terpolímero (EPT)
Poliamida	Acetato etileno vinil (EVA)

Tabela 2.3 – Diferenças entre polietileno e PVC. Adaptado de BAGCHI (1990).

POLIETILENO (LDPE e HDPE)	POLIVINIL CLORADO (PVC)
Boa resistência química	Boa trabalhabilidade
Boa resistência e característica das costuras	Alta resistência
Bom desempenho em baixas temperaturas	Facilidade de instalação e costura
Pobre resistência ao puncionamento	Pobre resistência a raios UV, ozônio, intemperismo etc Pobre desempenho a altas e baixas temperaturas.

Tabela 2.4 – Diferença entre barreiras de GCL e de solos argilosos. Adaptado de USEPA (1993).

Características	GCL	Solo argiloso compactado
Materiais	Bentonita, adesivos, geotexteis e geomembrana	Solos nativos ou mistura entre solos e bentonita.
Construção	Fabricado e então instalado em campo.	Construído em campo.
Espessura	Aproximadamente 10 mm.	Aproximadamente 0,5 a 1m
Condutividade hidráulica	Tipicamente entre $10^{-10}$ a $10^{-8}$ cm/s.	Tipicamente entre $10^{-8}$ a $10^{-7}$ cm/s.
Facilidade de construção	Rápido e de simples instalação	Baixa e de complicada construção
Teor de umidade durante a construção	Inicialmente seca, durante a construção não pode ser umidecida. Não produz consolidação da bentonita.	Próxima da saturação, pode secar e trincar. Pode haver consolidação da camada argilosa.

### 2.3.3 - Barreira hidráulica de argila compactada

As barreiras compactadas são normalmente feitas com materiais naturais podendo em certos processos ser compostos por bentonita ou materiais sintéticos. Essas barreiras são feitas em camadas. Nos taludes laterais essas camadas podem ser paralelas ao talude ou horizontais a ele.

Embora não sejam recomendadas para taludes mais íngremes do que 2,5:1 a 3:1, as camadas paralelas são utilizadas pois diminuem as áreas de material mal selecionado e as regiões de ligações imperfeitas cruzando as camadas. A seguir serão revistas algumas considerações básicas sobre a barreira de solo argiloso compactado, sua construção, materiais e controle de qualidade.

### **2.3.3.1 - Materiais**

Segundo DANIEL (1993) os requisitos mínimos recomendados, para solos de clima temperado, para obter condutividades hidráulicas inferiores a  $10^{-7}$  cm/s são os seguintes:

- Porcentagem de finos maior do que 20 a 30%
- Índice de plasticidade maior do que 7 a 10%
- Porcentagem de pedregulhos menor do que 30%
- Tamanho máximo das partículas entre 25 a 50cm.

A CETESB (1993) sugere que os solos utilizados em aterros tenham as seguintes características:

- Classificação unificada CL, CH, SC ou OH
- $k < 10^{-7}$  cm/s
- Porcentagem que passa na #200 maior que 30%
- $LP \geq 30\%$  e  $IP \geq 15\%$
- $pH \geq 7$ .

Se o solo aceitável não é encontrado no local, o solo local pode ser melhorado com a adição de argilas comerciais como a bentonita com o intuito de obter baixos valores de condutividade hidráulica. Um dos cuidados para o uso de materiais de alta plasticidade é a formação de torrões duros quando o solo está seco e torrões gomados (pegajosos) quando o solo está úmido. Por isso é difícil o manejo destes solos no campo.

### **2.3.3.2 - Construção**

DANIEL (1993) relata algumas práticas de execução utilizadas na construção das barreiras. Alguns materiais precisam ser processados para o desfacelamento dos torrões de solo e peneirados para a separação da fração grossa do solo e posterior umedecimento ou adição de aditivos.

Os torrões podem ser quebrados com equipamento de grade, as rochas podem ser peneiradas com peneiras vibratórias ou catadores mecânicos passados sobre uma camada solta de solo. O solo pode ser secado ou umedecido cerca de 2 a 3% além da umidade natural e ser espalhado em camadas de até 300mm de espessura. O solo após a adição de água, pode ser homogeneizado e secado com grades de disco até atingir uma umidade desejada e uniforme. O tempo necessário para o umedecimento do solo pode ser de 1 a 3 dias.

A superfície de uma camada previamente compactada deve ser escarificada. Em sua disposição o solo é lançado em camadas de até 230mm. Se uma estaca graduada for utilizada como gabarito para a altura, o seu buraco deve ser apropriadamente selado. Pode-se utilizar níveis a laser, que são preferidos para o controle de elevações. Após o espalhamento, uma pequena quantidade de água é adicionada para compensar perdas com a evaporação. Após essa etapa o solo é gradeado para uma melhor homogeneização.

Os compactadores estáticos são preferidos ante os vibratórios, sendo que o peso do compactador deve ser compatível com o solo. Solos com torrões duros requerem equipamentos mais pesados do que aqueles com torrões moles. A proteção da superfície após a compactação da camada deve ser feita para prevenção contra o ressecamento e congelamento, que podem causar trincas no solo e formar caminhos preferenciais de percolação. Ambos os casos podem interferir negativamente na condutividade hidráulica da barreira hidráulica .

O ressecamento pode ser evitado cobrindo a barreira hidráulica com uma lona plástica (desde que não absorva calor e resseque a argila), ou molhando o solo periodicamente. Para proteger o barreira hidráulica contra o congelamento não convém executar o serviço em dias muito frios ou deve-se aplicar sobre o material uma camada isolante. Estes métodos aplicam-se tanto para barreiras como para material de recobrimento.

### **2.3.3.3 - Construção experimental**

Segundo DANIEL (1993) a construção de uma barreira hidráulica experimental oferece muitas vantagens. Pode ser feito com a umidade de compactação, equipamentos que irá se utilizar, número de passadas, espessura da camada, além de testes de controle de qualidade e condutividade hidráulica *in situ*.

É recomendado que a barreira hidráulica seja construída com pelo menos 10m de largura e com igual ou maior comprimento. Sua espessura deve ser a mesma da barreira hidráulica a ser executado, mas pode ser ligeiramente menor. Porém se a espessura for mais fina, os defeitos de construção ficarão mais evidentes. Isso se deve ao fato de que uma barreira hidráulica mais espessa requer a compactação de um maior número de camadas, o que contribui para disfarçar os defeitos.

Os testes de condutividade hidráulica *in situ* podem ser o do infiltrômetro de anel duplo, que é melhor para grandes dimensões ou o Boutwell test, que é mais rápido e fácil. O resultado da condutividade hidráulica deve ser corrigido pelo fato de que no *test pad* a sobrecarga inicial é zero, o que não acontece na prática.

### **2.3.3.4 – Remendações propostas internacionalmente**

Atualmente as recomendações dos órgãos ambientais de diversos países são orientadas no sentido de projeto de barreiras que utilizem os mais diversos produtos e assegurem a segurança conforme a Fig. 2.3.

A USEPA (*United States Environmental Protection Agency*) indica dois tipos de barreiras mínimas para resíduos sólidos urbanos e resíduos perigosos, conforme a Fig. 2.4. Para ambos os casos, a geomembrana é de 1,5 mm de espessura e a camada de solo compactado de 60 cm.

Esta agência também indica condições mínimas para o recobrimento final dos aterros, conforme a Fig. 2.5. Para o recobrimento é recomendada uma geomembrana de 1,5 mm de espessura e camada de solo compactado de cerca de 60 cm de espessura. As camadas superiores servem de

proteção da barreira e também para plantio de revestimento vegetal. Para o recobrimento de resíduos perigosos a geomembrana localiza-se entre a camada de resíduos e a camada de solo compactado. Para resíduos sólidos urbanos não foi recomendada a geomembrana no critério de recobrimento mínimo.

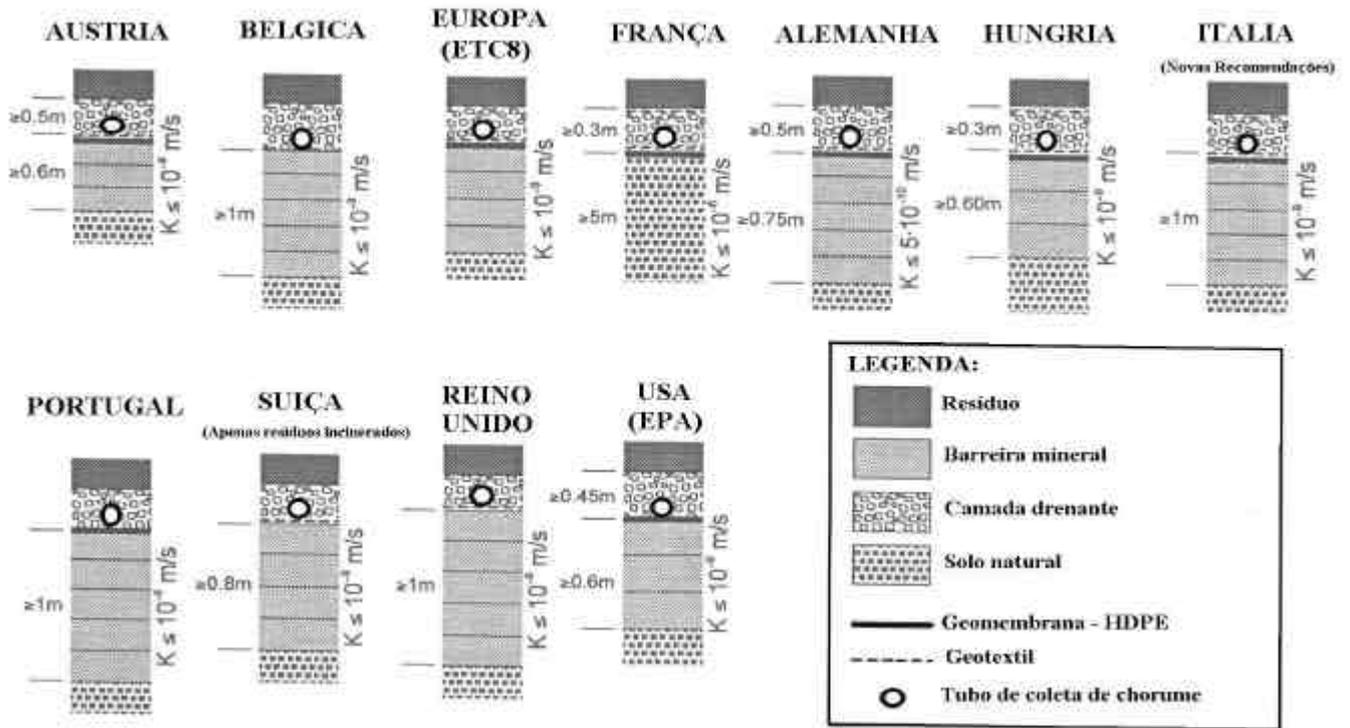


Figura 2.3 – Recomendação de barreiras para resíduos sólidos urbanos em diversos países. (MANASSERO et al., 1996)

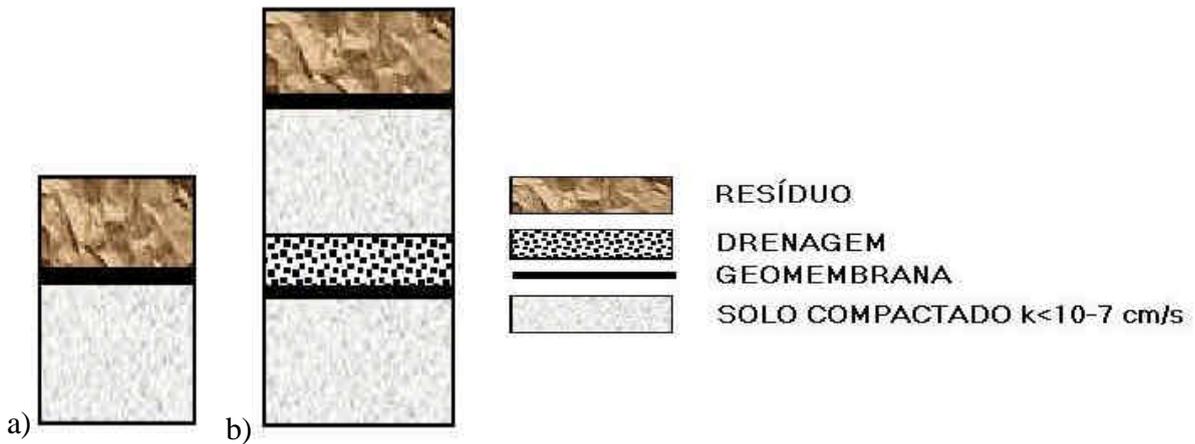


Figura 2.4 – Recomendação mínima para barreiras de fundo. a) Resíduos sólidos urbanos. b) Resíduos perigosos.



Figura 2.5 - Recomendação mínima para recobrimento. a) Resíduos sólidos urbanos. Adaptado de USEPA, (1992).  
b) Resíduos perigosos.

A CETESB (1993) apresenta algumas condições mínimas no que se refere a necessidade ou não das barreiras. Ela divide o problema em quatro casos de condições climáticas e hidrogeológicas. Observa-se na Fig. 2.6 os casos em que as condições hidrogeológicas são favoráveis, pois o nível de água está a mais de 3 m do fundo do aterro e a condutividade da zona não saturada é inferior a  $10^{-6}$  cm/s. Porém no primeiro caso as condições climáticas são também favoráveis, pois a diferença entre o que evapora e o que precipita é maior do que 500 mm, ou seja, evapora mais água do que chove.

No segundo caso as condições climáticas são insatisfatórias, pois a diferença entre o que evapora e a chuvas é inferior a 500 mm. As chuvas são prejudiciais por que ao infiltrar no aterro, ela eleva a vazão de percolados aumentando os riscos de contaminação e instabilidade nos taludes do aterro. Em ambos os casos, a CETESB (1993) não regulamenta a obrigatoriedade da barreira de fundo, mas exige uma barreira superior logo abaixo da cobertura final para o segundo.

Nos outros dois casos, as condições hidrogeológicas são desfavoráveis, pois a distância entre o fundo do aterro e o nível d'água é da ordem de 1,5 m e a condutividade hidráulica da zona não saturada está entre  $10^{-4}$  a  $10^{-6}$  cm/s. Desta forma, é exigido, em ambas situações, no mínimo uma impermeabilização inferior e dreno para percolados, conforme a Fig. 2.7. Com relação à impermeabilização superior as condições e recomendações são as mesmas dos dois primeiros casos.

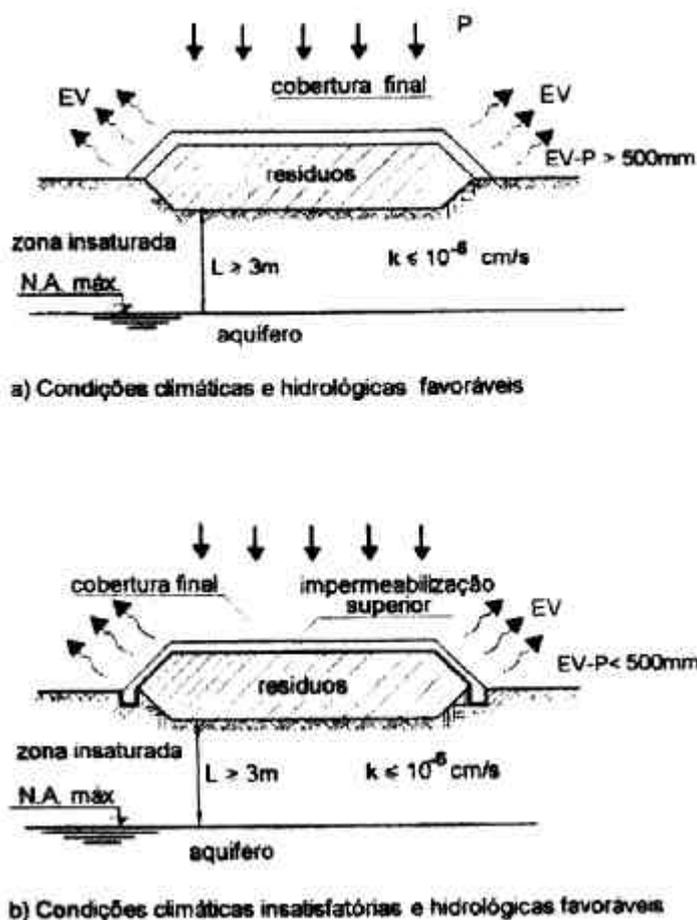


Figura 2.6 – Casos em que não é indicado o uso de barreiras de fundo, CETESB (1993).

## 2.4 – CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DOS SOLOS COMPACTADOS

A condutividade hidráulica é uma das propriedades que devem ser estudadas para o projeto de barreiras de fundo de aterros sanitários. Esta propriedade é comandada pela estrutura do solo compactado, visto que o mesmo solo pode ter duas estruturas distintas, a floclulada e a dispersa.

Também é possível separar solos de qualidades distintas utilizando suas propriedades da mecânica dos solos. BENSON et al. (1994) relaciona a condutividade hidráulica com a fração granulométrica dos solos e com os limites de consistência. A partir dessas relações foi possível prever que tipo de solo poderia apresentar boa impermeabilidade utilizando a caracterização dos solos. Outro assunto abordado é a relação entre a condutividade hidráulica obtida em campo e a de laboratório. O objetivo é refletir sobre suas diferenças e se é possível compactar barreiras com

baixa condutividade hidráulica. Os estudos acerca da estrutura e condutividade hidráulica dos solos são baseados nos trabalhos de LAMBE (1958), SEED&CHAN (1959), MITCHELL et al., (1965), DANIEL & BENSON (1990) e BENSON & DANIEL (1999).

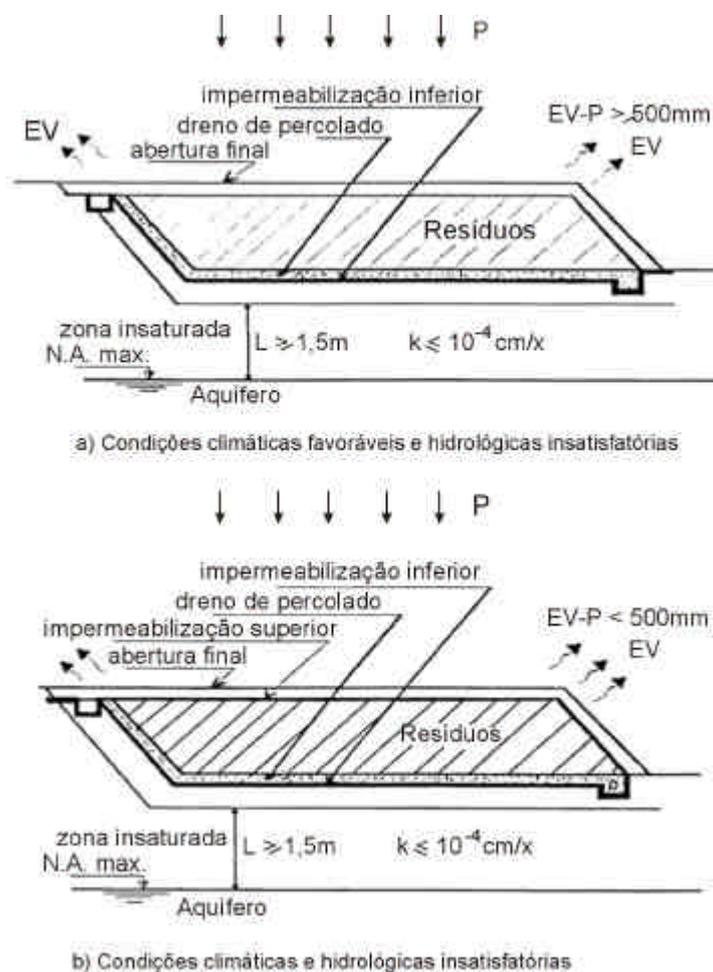


Figura 2.7 – Casos em que a legislação brasileira obriga a execução de estruturas de impermeabilização. CETESB, (1993)

### 2.4.1 – Estrutura dos solos compactados

Segundo estudos de LAMBE (1958), os solos argilosos tem dois tipos de estrutura, a floclulada e a dispersa, sendo que ambas são influenciadas pelo teor de umidade, pois este causa a expansão ou contração da dupla camada difusa que é comandada pelo tipo de argilomineral.

Na estrutura floclulada o baixo teor de umidade faz com que a dupla camada difusa não expanda devido a baixa hidratação das partículas gerando baixas forças de repulsão. Como consequência haverá uma baixa orientação das partículas, que é o resultado da tendência a floclulação.

Na estrutura dispersa ocorre o inverso, sendo que o maior teor de umidade ao hidratar as partículas de argila provocará a expansão da dupla camada difusa. Com isso aumentará a grau de dispersão e orientação das partículas, fazendo com que as partículas tendam para um sistema paralelo. A Fig. 2.8 mostra a estrutura do solo de acordo com a curva de compactação.

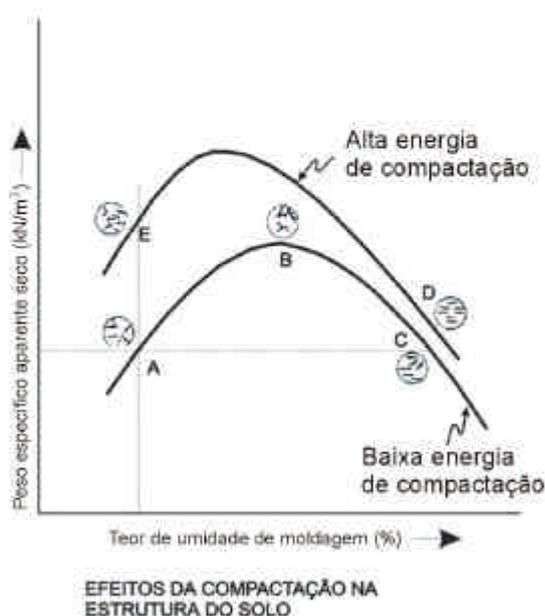


Figura 2.8 – Mudança na estrutura do solo devido a variação das condições de compactação. LAMBE (1958).

MITCHELL et al., (1965) identificou as variáveis críticas que influenciam a condutividade hidráulica das argilas compactadas. Estes estudos mostram que a condutividade hidráulica é influenciada pelo teor de umidade e energia de compactação. Se ao teor de umidade aumenta além da umidade ótima ou a energia de compactação aumenta, a condutividade hidráulica diminui, isso logicamente como consequência da estrutura do solo.

Segundo este autor, estes fatores fazem variar a estrutura do solo em sua macro e micro escala. Na macro escala o aumento do teor de umidade e energia de compactação aumenta a capacidade de colapso das partículas de argila e eliminam os poros interpartículas. Na micro escala o aumento daqueles fatores promove a reorientação das partículas de forma a reduzir os poros interpartículas. ACAR & OLIVIERI, (1989) mostram que aumentando a energia de compactação

decrece a frequência de grandes poros. Estas mudanças de tamanhos dos poros diminuem a condutividade hidráulica.

A Fig. 2.9 mostra o resultado clássico da variação da condutividade hidráulica com o teor de umidade e energia de compactação. Ao reproduzir os pontos da curva de compactação, observa-se que a condutividade hidráulica diminui com o aumento do teor de umidade e energia de compactação.

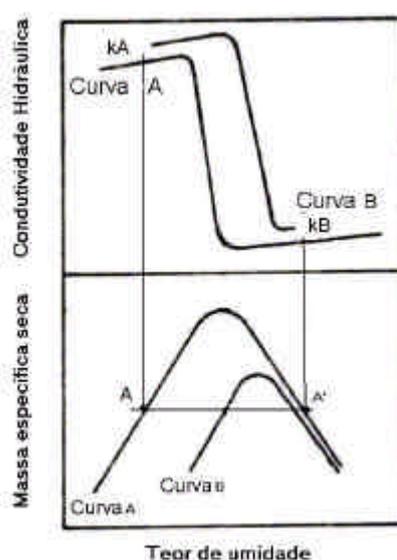


Figura 2.9 – Variação da Condutividade hidráulica com o Teor de umidade. DANIEL (1984).

Nota-se que os pontos A e B têm a mesma massa específica seca, porém a condutividade hidráulica no ponto A é maior do que no ponto B. O efeito da estrutura do solo na condutividade é possível de se observar através da análise de alguns fatos. Antes da saturação do corpo de prova, o teor de umidade no ponto B é maior do que o ponto A, o grau de saturação em B é maior do que em A. Após a saturação os teores de umidade e os graus de saturação são próximos e como as massas específicas secas são iguais os índices de vazios também são iguais.

Os índices físicos após a saturação são aproximadamente iguais e a condutividade hidráulica é diferente, e esta situação é explicada pela diferença de estruturas do solo. O ponto A tem a estrutura floculada, o ponto B tem estrutura dispersa, sendo que esta última apresenta uma grande tortuosidade para percolação da água.

SEED & CHAN (1959) chamam atenção para efeitos que as deformações causam na estrutura dos solos argilosos compactados. Essas observações foram obtidas na moldagem de corpos de prova para estudos da resistência ao cisalhamento dos referidos solos. Na fase de compactação são geradas cargas de construção e estas podem ou não produzir deformações no solo, que reorientam as partículas e mudam sua estrutura. As deformações ocorrem no plano de ruptura do corpo de prova e seus defeitos variam com o tipo de solo, que podem ser divididos em alguns tipos genéricos.

- Solos em que as partículas se reorientam com o aumento do teor de umidade durante a compactação. Tais solos tendem a estruturas floculadas quando compactados no ramo seco da curva de compactação, mas terão a estrutura dispersa quando compactado no ramo úmido por qualquer que seja o método de compactação e que produzam ou não deformações cisalhantes.
- Solos em que a tendência de flocular é suficientemente maior mesmo com aumento do teor de umidade de compactação que naturalmente produziria uma tendência a dispersão das partículas. Porém, o aumento da umidade associada a grandes deformações cisalhantes produzem uma tendência a dispersão.
- Solos em que nem o aumento da umidade e nem as grandes deformações cisalhantes alteram a tendência de floculação destes solos.
- Solos que tendem à dispersão quando compactados no ramo seco da curva de compactação. Para estes solos a estrutura sempre será dispersa não importando as condições de compactação, o método e as deformações decorrentes.

#### **2.4.2 – Fatores que diferenciam a condutividade entre os solos**

Entre os fatores que diferenciam o comportamento da condutividade hidráulica dos solos para utilização em barreiras hidráulicas encontram-se:

- Estrutura dos solos compactados
- Composição granulométrica e argilominerais
- Limites de consistência
- Natureza do líquido percolado.

A partir de estudo em 67 aterros sanitários nos Estados Unidos da América (EUA), BENSON et al. (1994) relacionaram a condutividade hidráulica a parâmetros da mecânica dos solos como atividade, grau de compactação, limites de Atterberg, tipo de compactador e veio a confirmar as proposições listadas acima.

A caracterização dos solos é de fundamental importância, pois os limites de consistência tem representativa influência na condutividade hidráulica dos solos. Tipicamente, maiores limites de liquidez e índices de plasticidade estão associados a solos de maior quantidade de partículas de argila e maior superfície ativa (MITCHELL, 1976).

Uma tendência de decréscimo da condutividade hidráulica com o aumento da plasticidade foi apresentada por MESRI & OLSON (1971), que estudaram o comportamento de 3 argilas segundo parâmetros como o tipo de argilomineral, índice de vazios e características químicas. As argilas eram a caulinita, illita e montmorilonita e o resultado este representado na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 – Condutividade hidráulica dos argilominerais. BENSON et al. (1994).

<b>Argilomineral</b>	<b>IP</b>	<b>k(cm/s)</b>
Caulinita	20	$1,5 \times 10^{-6}$
Illita	60	$2 \times 10^{-9}$
Montmorilonita	500	$1 \times 10^{-11}$

BENSON et al. (1994) mostram gráficos relacionando condutividade hidráulica e granulometria dos solos. Observa-se que a fração grossa faz com que a condutividade hidráulica aumente e a fração fina faz com que esta diminua. Para solos com maiores quantidades de fração grossa, será esta que influenciará prioritariamente a condutividade hidráulica. O limite inferior mostra que para obter  $k < 10^{-7}$  cm/s necessita-se ter porcentagens de finos maiores do que 30% e porcentagem de argila maior do que 15%. A Fig. 2.10 mostra a relação entre a condutividade hidráulica e a fração granulométrica dos solos.

Os torrões de solos e o tamanho dos poros a eles associados fazem parte das estruturas dos solos compactados e por sua vez influenciam a condutividade hidráulica. Segundo BENSON et al.

(1994) a condutividade hidráulica das argilas compactadas de altas plasticidade é bastante influenciada pelo tamanho dos torrões existentes no solo. A influência do tamanho dos poros na condutividade hidráulica foi significativa para solos compactados no ramo seco da curva de compactação e na energia do proctor normal. Para solos compactados no ramo úmido da curva de compactação, o tamanho dos torrões não é importante, pois neste estado eles se encontram moles e compressíveis. Desta forma torna-se fácil a remoldagem dos torrões.

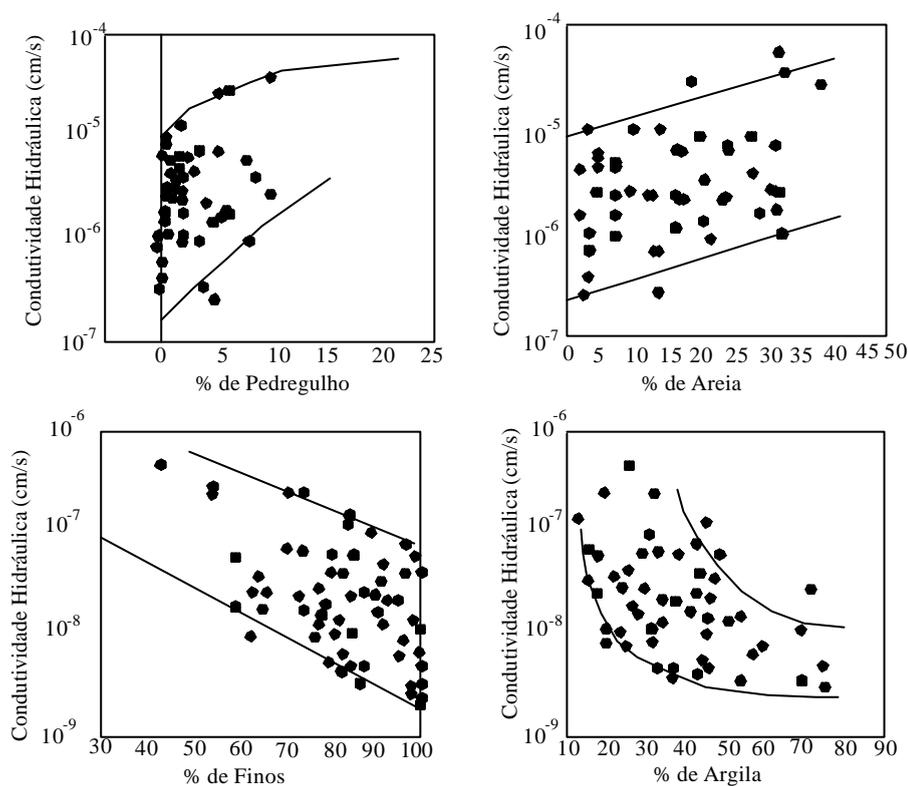


Figura 2.10 – Relação entre permeabilidade e fração granulométrica do solo. BENSON et al., (1994).

Segundo BENSON et al. (1994) a condutividade hidráulica é influenciada pelos limites de Atterberg. A Fig. 2.11 mostra a relação entre a condutividade hidráulica e o índice de plasticidade. Outra propriedade analisada no trabalho de BENSON et al., (1994) é a atividade, que segundo Skempton (1953) consiste na divisão do IP pela porcentagem de argila e é um índice da superfície ativa da fração argila.. Utilizando o limite inferior da relação entre permeabilidade e atividade para ter  $k < 10^{-7}$  cm/s a atividade deve ser de pelo menos 0,3. A Fig. 2.12 mostra a relação entre condutividade hidráulica e índice de plasticidade. A condutividade decresce com o aumento da atividade.

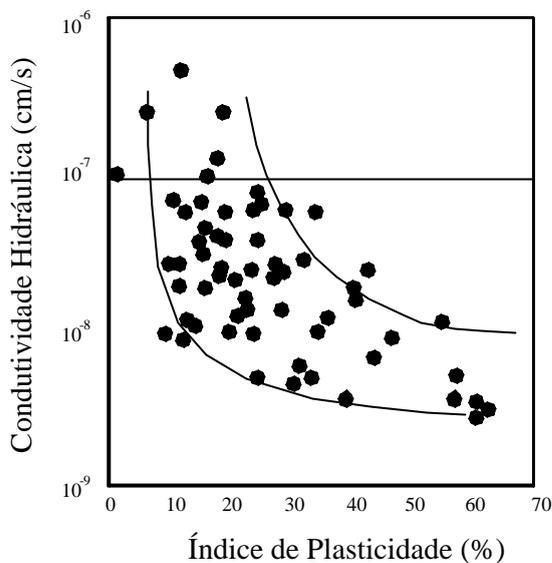


Figura 2.11 – Relação entre condutividade hidráulica e índice de plasticidade. BENSON et al., (1994).

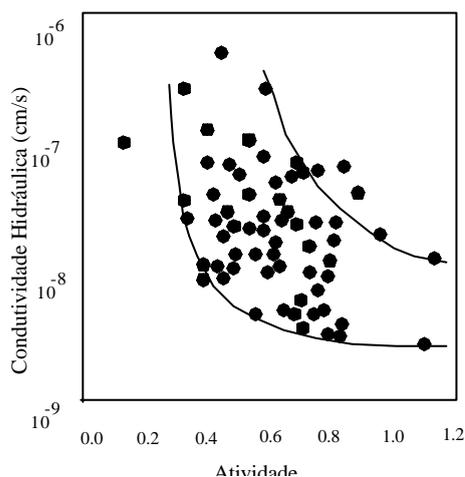


Figura 2.12 – Relação entre condutividade hidráulica e atividade. BENSON et al., (1994).

Segundo DANIEL (1993) os percolados devido a sua constituição química podem atacar e destruir as barreiras de fundo. Os componentes químicos que merecem relevância são os ácidos e bases, líquidos orgânicos e líquidos inorgânicos.

Ácidos e bases fortes podem dissolver o material sólido do solo e formam canais que aumentam a condutividade hidráulica. Os ácidos hidrofúorídrico e fosfórico, são particularmente agressivos e dissolvem o solo rapidamente.

Quando estes agentes passam através da argila, a condutividade hidráulica inicialmente declina e mais adiante quando a matriz do solo está saturada ela aumenta. Solos porosos com pequenas quantidades de bentonita requerem cuidados especiais, pois as pequenas partículas de bentonita são facilmente dissolvidas (NASIATKA et al., 1981).

Seus efeitos podem ser analisados com a teoria de Gouy-Chapmann segundo MITCHELL (1976), em que a dupla camada difusa varia com a constante dielétrica dos fluidos dos poros, a concentração de eletrólitos e a valência do cátion.

$$T \propto [D/(n_0 v^2)]^{1/2} \text{ onde,}$$

- T é a espessura da camada
- D é a constante dielétrica
- $n_0$  é a concentração de eletrólitos
- v é a valência do cátion.

Para soluções contendo principalmente água, a constante dielétrica do solo é aproximadamente igual e seus principais parâmetros são  $n_0$  e v. Como a dupla camada difusa expande, a condutividade hidráulica decresce por que os canais se estreitam.

Soluções aquosas com poucos eletrólitos e água destilada, expandem a dupla camada difusa e inibem a condutividade hidráulica. Porém soluções com altas concentrações e cátions polivalentes tendem a deixar o solo mais permeável FIREMAN (1944) e McNEAL & COLEMAN (1966).

Vários elementos orgânicos têm constante dielétrica inferior a da água. Somando-se a teoria Gouy-Chapmann, baixas constantes dielétricas causam a floculação das partículas de argila, contração no solo e formação de fissuras (ANDERSON, 1982; FERNANDEZ & QUIGLEY, 1985; 1988).

### **2.4.3 – Relação entre Condutividade Hidráulica de Campo e de Laboratório**

Além de fornecer o comportamento *in situ* das barreiras impermeabilizantes, os resultados de campo podem, para fins de estudo, serem comparados com os resultados de laboratório. De

MELLO & BOSCOV (1998) reuniram resultados, conforme Fig. 2.13, de ensaios de campo e laboratório obtidos por CRUZ (1983) e CAPRONI (1994) em solos brasileiros.

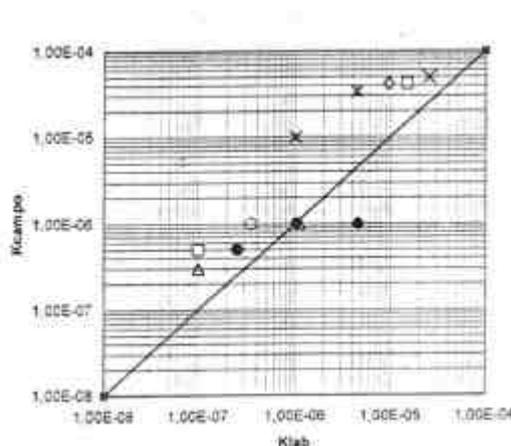


Figura 2.13 – Relação entre resultados de campo e laboratório. De MELLO & BOSCOV (1998).

BENSON et al., (1999) apresentam resultados de ensaios em barreiras no Canadá e EUA. Na Fig. 2.14, é apresentada a relação entre a condutividade hidráulica de campo e laboratório a partir de amostra retirada de blocos.

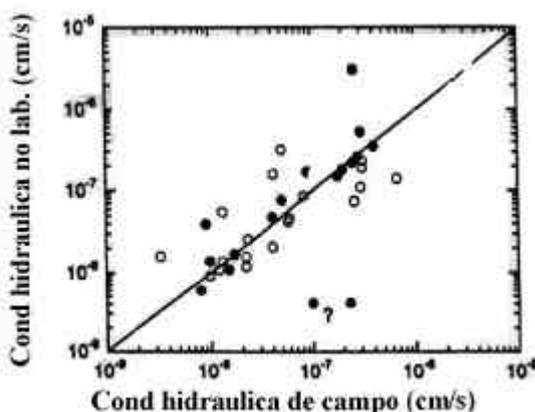


Figura 2.14 – Relação entre condutividade hidráulica obtida de blocos e obtida no campo. BENSON & DANIEL (1999).

Observa-se nessa figura que os resultados das amostras retiradas dos blocos se ajustaram sobre a linha de 45° com baixa dispersão, porém alguns pontos ficaram deslocados da dispersão. Na Fig. 2.15 é mostrado a relação entre campo e laboratório.

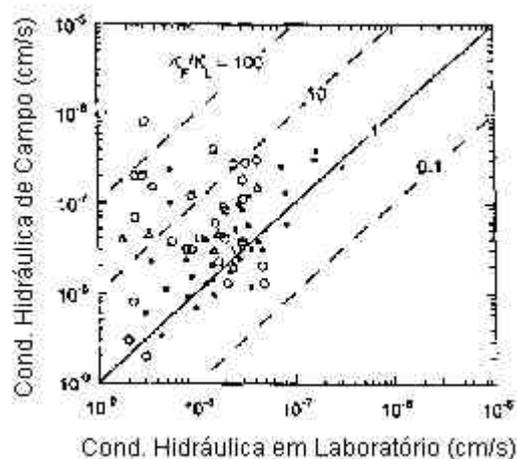


Figura 2.15 – Relação entre resultados de campo e laboratório. BENSON&DANIEL (1999).

Nota-se que há uma nuvem dispersa, mas a maior parte dos pontos encontra-se na faixa de uma ordem de grandeza para cima e para baixo da linha de 45°, o que para este tipo de ensaio é uma baixa diferença. Os trabalhos pesquisados contribuem no sentido de dar credibilidade aos ensaios de laboratório.

## 2.5 – CONTRAÇÃO DOS SOLOS

O estudo da contração dos solos, para o projeto de barreiras impermeáveis é de fundamental importância, pois a contração em grandeza elevada propicia o aparecimento de trincas na superfície da barreira, formando caminhos preferenciais de percolação. ALBRECHT & BENSON (2001) citam vários trabalhos sobre o tema, porém nenhum deles analisou uma vasta gama de solos naturais, associando ensaios com grandes e pequenas amostras.

Um trabalho que deve ser destacado é o de KLEPPE & OLSON (1985), que relacionou a deformação volumétrica e o aparecimento de trincas em placas quadradas com contração volumétrica em corpos de prova cilíndricos de pequenas dimensões. A partir desse ponto foram estabelecidos limites para serem utilizados na prática. Porém foram estudadas apenas amostras obtidas a partir de misturas.

O trabalho clássico de SEED & CHAN (1959), ao tratar da estrutura e resistência de argilas compactadas faz uma pequena abordagem na contração axial dos solos. A Fig. 2.16 mostra o comportamento da contração axial com o teor de umidade.

Estes autores explicam o fenômeno como consequência da estrutura dos solos, que muda de acordo com o comportamento dos argilominerais. Dessa forma concluíram que a contração axial é crescente com o teor de umidade. Quando se analisa uma condição de compactação do ramo úmido da curva de compactação, o solo está com o grau de saturação elevado e com os argilominerais expandidos. Desta forma admite-se que o solo perca umidade por secagem e tenha uma maior contração da dupla camada difusa dos argilominerais.

KLEPPE & OLSON (1985) analisaram misturas para associar a abertura de trincas e contração volumétrica para definir limites de contração que garantam a segurança das barreiras. Nos ensaios de aparecimento de trincas, foram utilizados corpos de prova retangulares de 30 x 15 x 5cm, compactado em 5 camadas. Nos ensaios de contração volumétrica foram utilizados corpos de prova cilíndricos de 3,8 cm de diâmetro e 7,6 cm de altura. No resultado dos ensaios de aparecimento de trincas, estas são separadas pela sua magnitude. A Tabela 2.6 mostra a classe das trincas e suas magnitudes.

Tabela 2.6 – Classificação das trincas conforme sua magnitude. KLEPPE & OLSON (1985).

Classe	Descrição das trincas
0	Não há trincas.
1	1mm de largura e 5mm de profundidade (Poucas trincas).
2	3 a 10mm de largura e 30 mm de profundidade (Trincamento moderado).
3	10 a 20 mm de largura e sua profundidade atravessa as camadas (Muitas trincas).
4	Largura superior a 20mm, alta probabilidade de problemas em campo.

A Fig. 2.17 mostra a relação entre a classe das trincas e a contração volumétrica. Nota-se que todas as classes apresentam contrações volumétricas superiores a 5%, porém pode-se afirmar que as classes 0, 1 e 2 têm a maiorias dos valores de contração inferiores a 5%. As classes 3 e 4 têm contração bem superior a 5%. Desta forma DANIEL & WU (1993) adotaram a contração volumétrica limite de 4%, admitindo trincas de classe 2.

ALBRECHT & BENSON (2001) estudaram amostras obtidas de solos utilizados em barreiras de 8 aterros nos EUA. Seu objetivo era determinar como as condições de compactação, composição, mineralogia e número de ciclos de secagem influenciam no trincamento, contração e

condutividade hidráulica dos solos. Dos solos estudados 6 foram classificados pela SUCS como CL e dois como CH. As amostras não foram obtidas a partir de misturas.

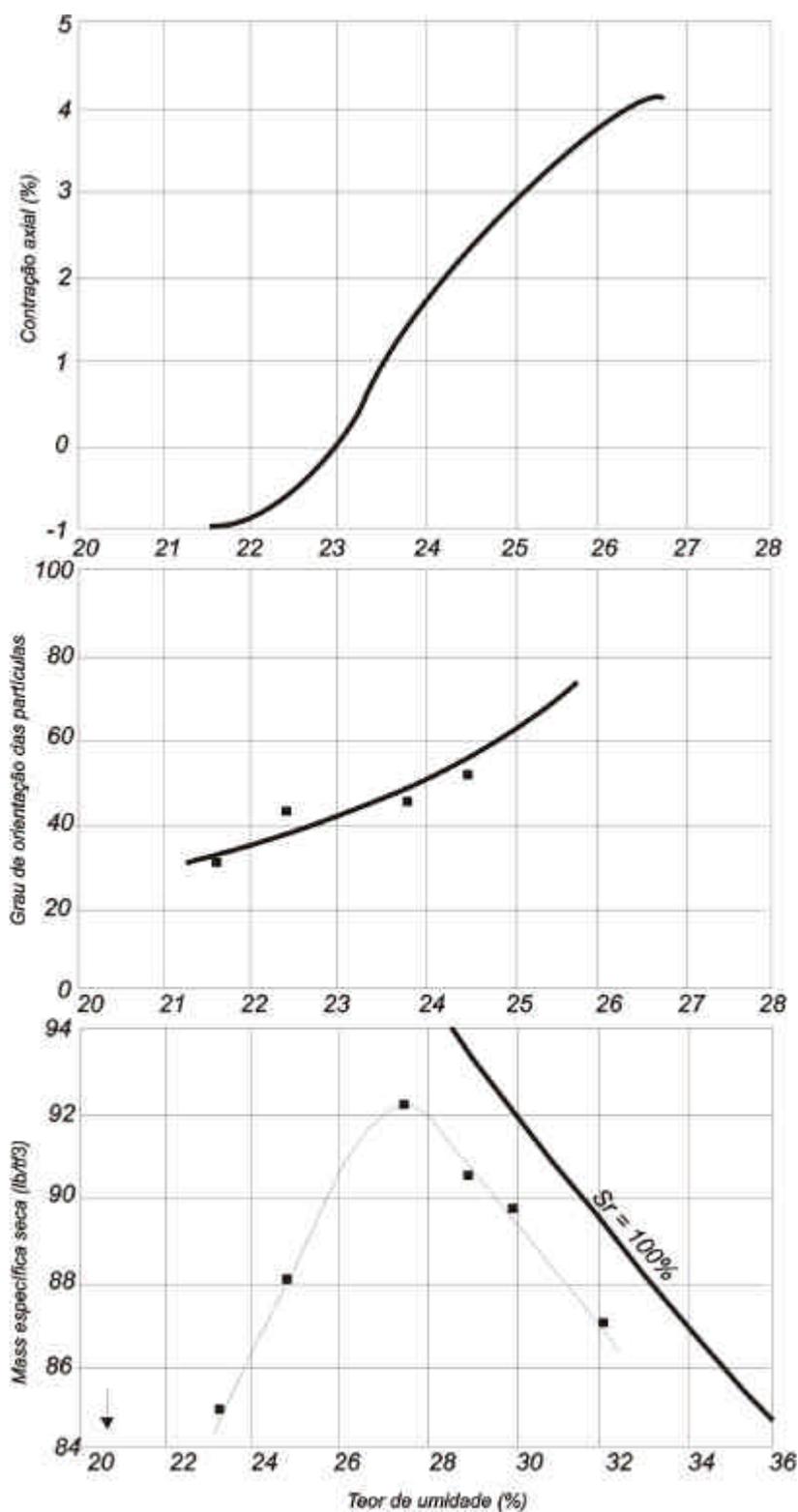


Figura 2.16 – Relação entre Contração axial e Grau de orientação das partículas e Teor de umidade. SEED & CHAN (1959).

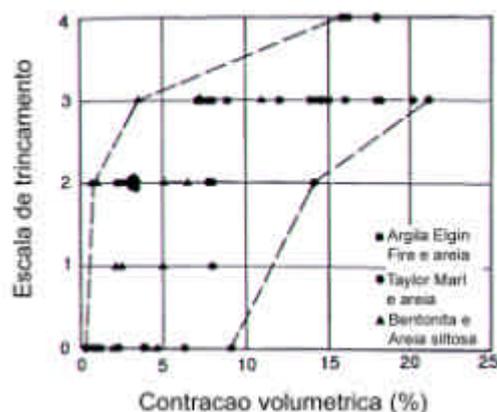


Figura 2.17 – Relação entre classe de trincas e contração volumétrica. KLEPPE & OLSON (1985).

Nos ensaios as amostras foram compactadas nas 3 energias de compactação, saturadas e submetidas ao ensaio de condutividade hidráulica. Em seguida amostra foi submetida a ciclos de secagem e saturação com medidas de condutividade hidráulica. Cada ciclo de secagem durou cerca de 2 semanas e realizados 4 ciclos.

A Fig. 2.18 mostra a relação entre contração volumétrica e teor de umidade, para valores obtidos no último ciclo de secagem. Observa-se nesta figura que as maiores contrações ocorrem no ramo úmido da curva de compactação. Também foi observado que o solo arenoso teve contrações inferiores aos solos argilosos.

Foram feitas associações da contração volumétrica com o índice de plasticidade e porcentagem de argila. Tais relações são mostradas na Fig. 2.19. É possível observar que a contração volumétrica é crescente com a porcentagem de argila e índice de plasticidade.

A Fig. 2.20 mostra as curvas de condutividade hidráulica e teor de umidade nas condições iniciais e em cada ciclo, para duas das amostras na energia do Proctor normal. Observa-se na Figura 2.20, para o primeiro solo, que o número de ciclos apresentou-se prejudicial em uma ordem de grandeza no ramo seco e de até três ordens de grandeza para o ramo úmido. Para o segundo solo, praticamente não ocorreu nenhuma influencia no ramo seco e duas ordens de grandeza no ramo úmido da curva de compactação.

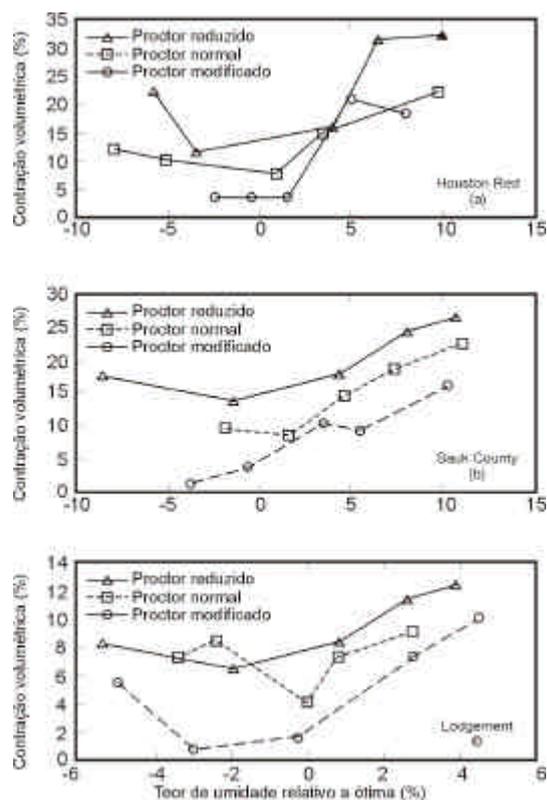


Figura 2.18 – Relação entre Contração volumétrica e teor de umidade. ALBRECHT & BENSON (2001).

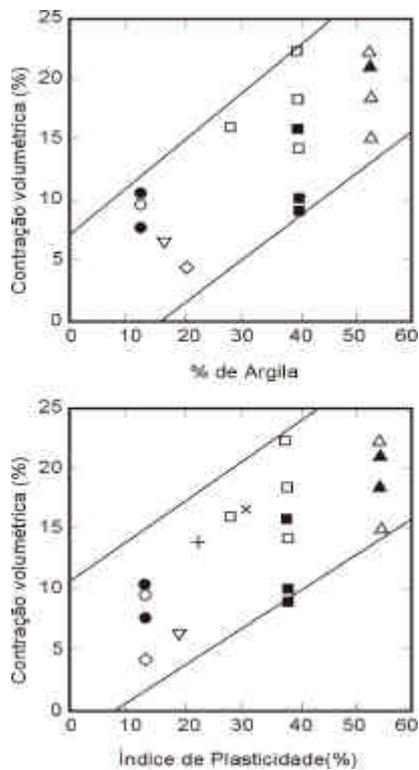


Figura 2.19 – Relação entre contração volumétrica com índice de plasticidade e porcentagem de argila. ALBRECHT & BENSON (2001).

Outro trabalho que pode ser citado, por tratar de solos nacionais, é o de VILIBOR (1981) que foi desenvolvido para a área de pavimentação com solos tropicais. O autor fez observações e medidas de trincas na superfície de pavimentos e as relacionou com a contração axial. Foi observado que a contração formou uma rede de trincas na superfície do pavimento. Foi definido como trincamento baixo, casos em que as placas mediam cerca de 50 x 40 cm, nesta situação a contração axial foi inferior a 0,5%. Para trincamento alto as placas mediam cerca de 20 x 20 cm e as contrações eram muito superiores a 0,5%.

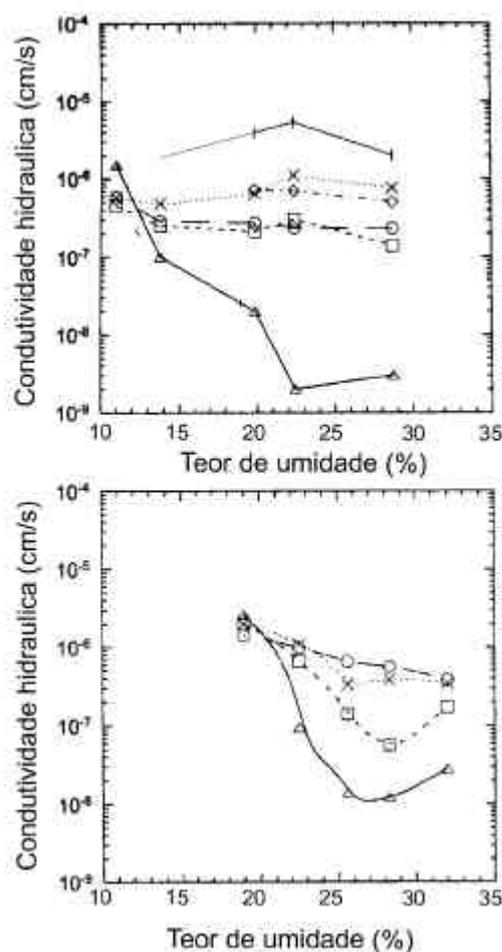


Figura 2.20 – Condutividade hidráulica x Teor de umidade para os vários ciclos. ALBRECHT & BENSON (2001).

## 2.6 – CONDIÇÕES DE COMPACTAÇÃO

Como foi visto em itens anteriores as condições de compactação influenciam diretamente na condutividade hidráulica. Desta forma é necessário conhecer as condições ideais de compactação baseadas em ensaios de campo e laboratório.

Uma das maneiras utilizadas para a determinação das condições de compactação é proposta por SOUSA PINTO (1971), como forma de controle de compactação de barragens de terra. Ainda conforme este autor as especificações são informações sobre o grau de compactação, intervalo de desvio de umidade em relação a ótima, método e quantidade de ensaios para a verificação das prescrições e o critério para liberação das camadas.

Na Fig. 2.21 é mostrado uma curva de compactação com linhas de mesma condutividade hidráulica cruzando a área do gráfico.

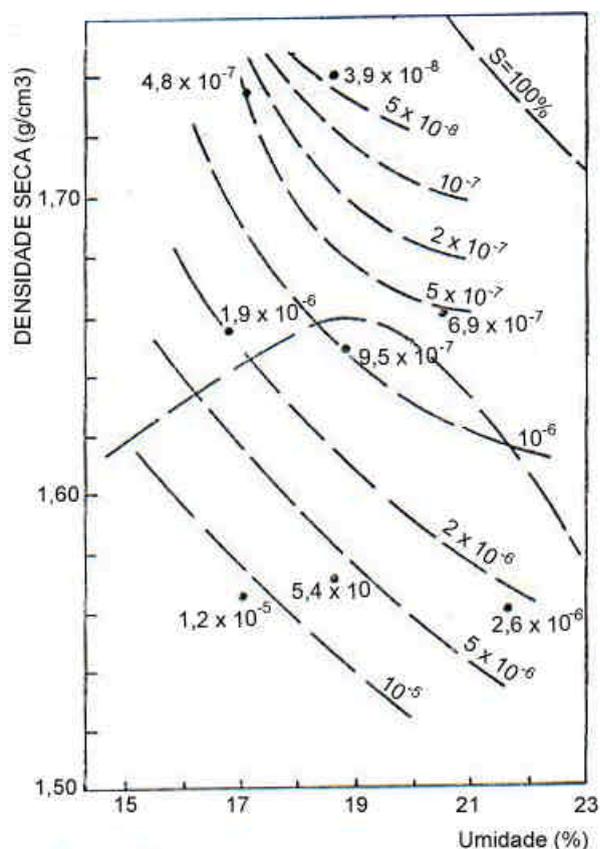


Figura 2.21 – Linhas de mesma condutividade hidráulica na curva de compactação. SOUSA PINTO (1971).

Assim, se for dado um valor máximo para a condutividade hidráulica, basta olhar no gráfico a região onde estão os valores inferiores a ele e compactar o solo com o teor de umidade e massa específica seca desta região. Tal raciocínio pode ser estendido e utilizado para qualquer propriedade, assim pode-se ter uma região delimitada por quaisquer propriedades conforme a Fig. 2.22.

DANIEL & BENSON (1990) analisam a abordagem tradicional e mostram outra maneira de obter a zona aceitável de condição de compactação. Segundo estes autores a abordagem tradicional para a determinação das condições de compactação de barreiras consiste em uma área conforme a Fig. 2.23.

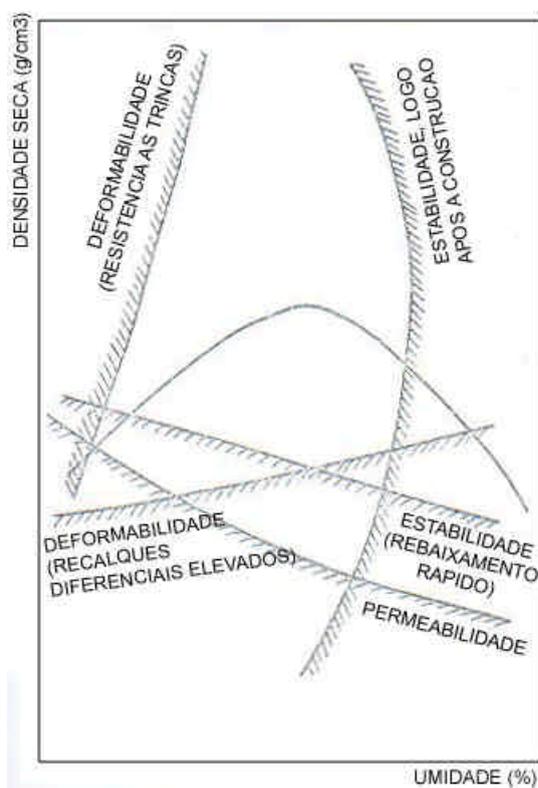


Figura 2.22 – Região que atende a diversas propriedades. SOUSA PINTO (1971).

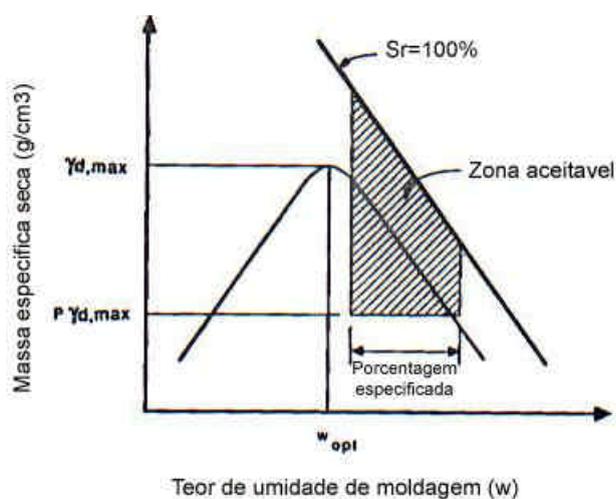


Figura 2.23 – Zona aceitável conforme a abordagem tradicional. DANIEL & BENSON (1990).

Como exemplo os autores ilustram o limite superior da zona aceitável como sendo a curva de saturação de 100%, o limite inferior seria uma massa específica correspondente a um grau de compactação de 95% do Proctor normal e 90% do Proctor modificado. Os limites laterais são uma faixa de 0 a 4% a partir da umidade ótima.

Segundo DANIEL & BENSON (1990) esta forma da área foi obtida da prática da construção de barragens de terra, base de pavimento e outros tipos de aterros. A especificação foi obtida no intuito de satisfazer as condições de resistência ao cisalhamento e compressibilidade. Os autores utilizam resultados publicados nos trabalhos de MITCHELL et al. (1965) e BOUTWELL & HEDGES (1989) e mostram deficiências da abordagem tradicional.

A Fig. 2.24, mostra a curva de compactação obtida por MITCHELL et al. (1965) e nela foi introduzida a área aceitável conforme a abordagem tradicional e também linhas de mesma condutividade hidráulica.

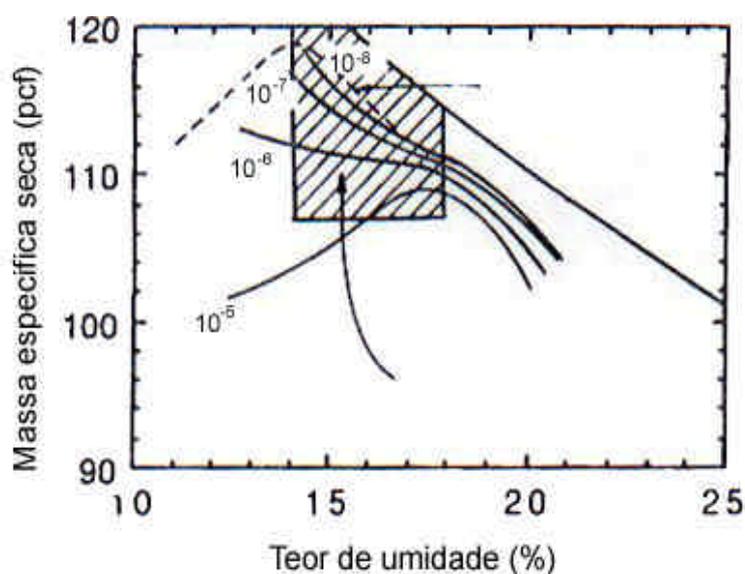


Figura 2.24 – Área aceitável da abordagem tradicional transpassada por linhas de mesma condutividade hidráulica. DANIEL & BENSON (1990).

Nota-se que linhas com  $k > 10^{-7}$  cm/s cruzam a zona hachurada, desta forma a maior parte da área que se denomina aceitável possui condutividade hidráulica superior a  $10^{-7}$  cm/s. Para este caso a área aceitável ficou maior do que deveria. Em outro exemplo os autores utilizam resultados de condutividade hidráulica e resistência ao cisalhamento obtidos por BOUTWELL & HEDGES (1989), conforme Fig. 2.25.

Neste caso observa-se que a zona aceitável sob a ótica da condutividade hidráulica poderia ser menor, porém, se for exigido que a resistência seja superior a 200 kPa esta zona praticamente não atende as especificações.

Na nova abordagem, DANIEL & BENSON (1990) recomendam que o projeto racional das barreiras de solos compactados deve ser baseado em dados de ensaios desenvolvidos para cada tipo particular de solo. Nessa abordagem os autores recomendam que se façam curvas de compactação com 3 energias de compactação correspondente as do Proctor reduzido, normal e modificado. Os ensaios especiais como o de condutividade hidráulica, resistência ao cisalhamento, contração volumétrica e etc, devem ter seus corpos de prova moldados de sorte que reproduzam as condições de compactação das curvas de compactação. Este processo é mostrado na Fig. 2.26.

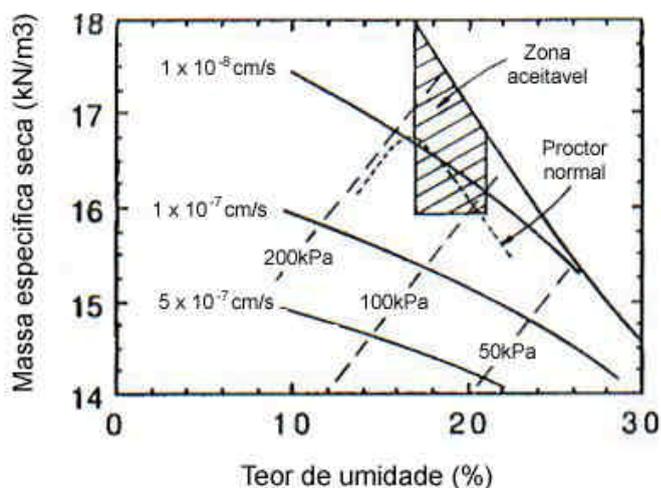


Figura 2.25 – Área aceitável transpassada por linhas de mesma condutividade hidráulica e mesma resistência ao cisalhamento. DANIEL & BENSON (1990).

Observa-se na figura que a seleção dos pontos a serem utilizados é feita inicialmente passando uma linha pelo valor adotado como referência e anotam-se os pontos que atendem a condição especificada. A figura exemplifica a condutividade hidráulica, desta forma foi passada uma linha em  $k=10^{-7}$  cm/s. Estes pontos foram anotados e marcados na curva de compactação e em seguida é delimitada a área que circunda os pontos. Deve-se lembrar que o limite superior da área aceitável é a curva de saturação de 100%.

O mesmo raciocínio pode ser aplicado para outros fatores como contração, transporte de poluentes, resistência ao cisalhamento e etc, e a área aceitável é moldada conforme cada propriedade. DANIEL & WU (1993) aplicaram o método, analisando a condutividade hidráulica, contração volumétrica e resistência ao cisalhamento. Os valores limites foram  $10^{-7}$  cm/s para a condutividade, 4% para a contração volumétrica e 200 kPa para a resistência ao cisalhamento. A Fig. 2.27 mostra a zona aceitável obtida por DANIEL & WU (1993).

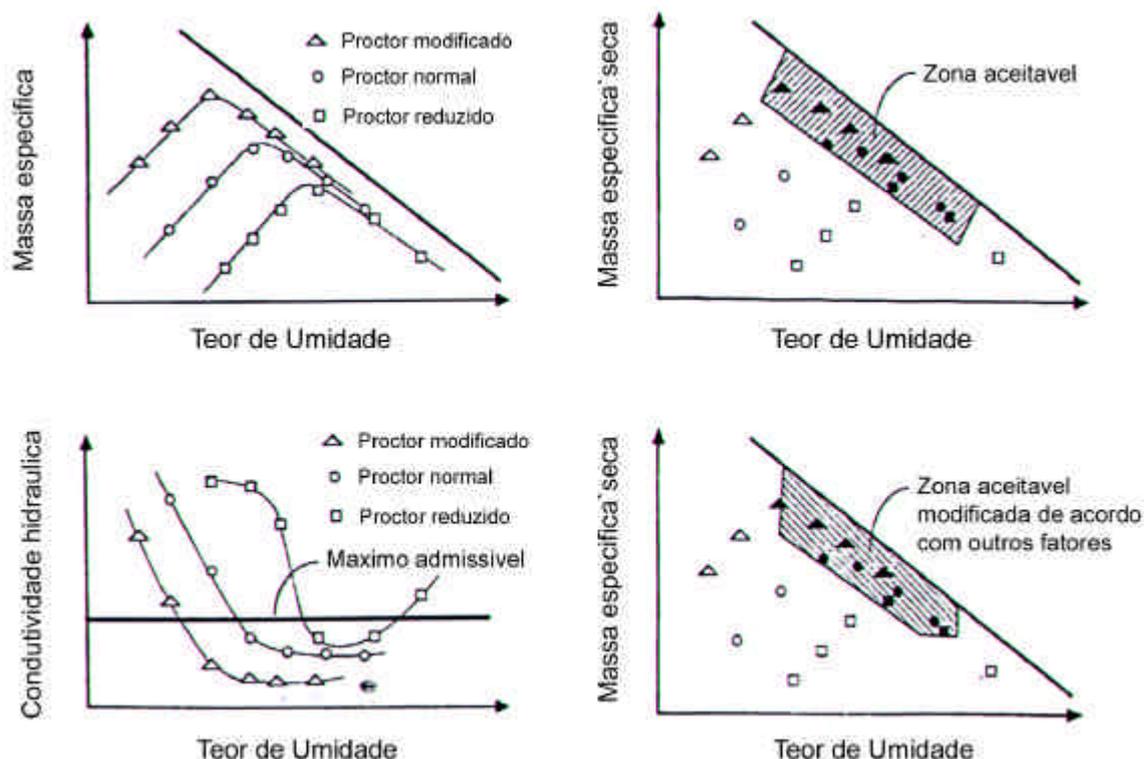


Figura 2.26 – Obtenção da área aceitável para compactação. DANIEL & BENSON (1990)

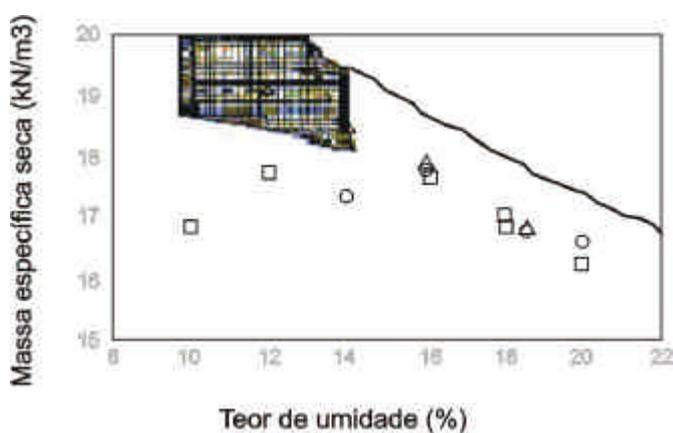


Figura 2.27 – Zona aceitável sob o ponto de vista da condutividade hidráulica, contração volumétrica e resistência ao cisalhamento. DANIEL & WU (1993).

### 3.0 – MATERIAIS E MÉTODOS

Na presente pesquisa foram estudados dez solos de comportamento não laterítico conforme a metodologia MCT. Os estudos basearam-se em ensaios de caracterização e ensaios especiais. Na caracterização foram realizados ensaios de massa específica dos sólidos ( $\rho_s$ ) ABNT (NBR 6508/84); granulometria ABNT (NBR 7181/84); Limites de Atterberg: limite de liquidez – LL ABNT (NBR 6459/84), limite de plasticidade – LP ABNT (NBR 7180/84) e limite de contração – LC ABNT (NBR 7183/84); classificação MCT DNER (M-196/89) e adsorção de azul de metileno. Para a análise do comportamento do solo foram realizados ensaios de condutividade hidráulica e de contração, conforme descritos adiante. Na Tabela 3.1 é possível observar a relação das amostras e sua localização.

Tabela 3.1 – Localização das amostras.

<b>Amostra</b>	<b>Local</b>	<b>Referencia</b>
AM01	Barueri	Rotatória _ Corredor Oeste e estrada velha de Itapevi
AM02	Capivari 1	Coord. UTM 239616 e 7444782
AM03	Cravinhos	Aterro Cravinhos
AM04	Viaduto Dutra/D. Pedro	Viaduto Dutra/D. Pedro
AM05	Viaduto Dutra/D. Pedro	Viaduto Dutra/D. Pedro
AM06	Igaratá	Rod. D. Pedro I km 23
AM07	Espírito Santo do Pinhal	Estrada Pinhal-Albertina km 05
AM08	Poços de Caldas	Coord. UTM 326744 e 7598532
AM09	Capivari 2	Coord. UTM 236244 e 7448765
AM10	Bandeirantes / Hopihari	Coord. UTM 292975 e 7445460

### 3.1 – ENSAIO DE ADSORÇÃO DE AZUL DE METILENO

O ensaio de adsorção de azul de metileno visa caracterizar o comportamento físico-químico dos solos, visto que conforme LAN (1980, 1981) os ensaios tradicionais da mecânica dos solos são insuficientes para a determinação de tais características.

Conforme BEALIEU (1979) o ensaio pode ser realizado de duas formas, pelo método colorimétrico e pelo método do papel filtro. O primeiro método parte do princípio que a concentração de azul de metileno é proporcional a sua coloração. Partindo deste pressuposto, pode-se colocar a solução de azul de metileno em contato com uma suspensão de solo ou material argiloso. Após decorrido algum tempo basta medir a coloração do azul de metileno com um colorímetro e saber sua concentração.

O princípio deste ensaio é que a solução de azul de metileno troque seus cátions com aqueles adsorvidos nos argilominerais do solo. Dessa forma ocorre um processo de adsorção irreversível. A determinação das propriedades como a Capacidade de Troca Catiônica, (CTC), só é possível quando toda superfície dos argilominerais estiver recoberta por uma camada de azul de metileno. Como a molécula de azul de metileno é conhecida pode-se conhecer a superfície total do argilomineral.

Com esse processo, pela diferença entre a concentração final e inicial pode-se saber a quantidade de azul de metileno adsorvida. A limitação deste método é que para altas concentrações o azul de metileno sofre dimerização, alterando sua cor. Desta forma o método é melhor recomendado para a caracterização das argilas puras.

O segundo método é o do papel filtro, executado segundo o procedimento descrito por LAN (1977, 1980) e BEAULIEU (1979). A grande vantagem sobre o primeiro método é a facilidade de ensaio, rapidez e pequena quantidade de amostra. A desvantagem é a menor precisão.

O procedimento utilizado nesta pesquisa é o mesmo utilizado por PEJON (1992), que introduziu algumas modificações na fração granulométrica e concentração de azul de metileno. A preparação do ensaio consistiu passar a amostra seca ao ar na peneira de 2mm. Em seguida foi determinado o teor de umidade, medido 1,3 a 2g de solo e colocado dentro de um béquer. Para finalizar foi introduzido cerca de 10ml de água destilada. A partir deste momento o ensaio ocorre sobre o agitador magnético.

O ensaio consiste em colocar o azul de metileno, no béquer sobre a constante agitação, na medida mais precisa o possível a fim de que, ao ocorrer as trocas de cátions, os argilominerais sejam recobertos totalmente e sem excessos pelos cátions de azul de metileno.

Essa quantidade ótima de azul de metileno é obtida pela adição fracionada, ou seja ela é colocada aos poucos com intervalos de tempo estabelecidos. Como não se trabalha com variação da concentração e sim com variação de volume, o excesso de azul de metileno adicionado provoca erros nos resultados. A quantidade de azul de metileno a ser adicionada varia de 1ml para solos arenosos e 5ml para solos muito argilosos ou com argilominerais muito ativos. A Fig. 3.1 mostra um fluxograma da execução do ensaio.

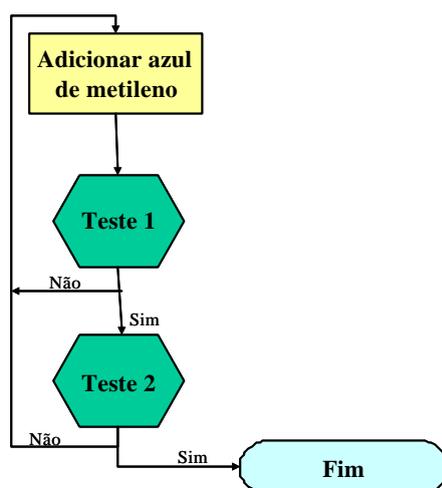


Figura 3.1 - Fluxograma da execução do ensaio.

O teste consiste em mergulhar haste de vidro na mistura e colocar o material aderido na ponta da haste no papel filtro. Após adicionar azul de metileno no béquer, o teste 1 é realizado após 1 minuto e o teste 2 após 3 minutos do início da contagem. Se ao realizar o teste 1, o círculo azul for muito forte sem indícios da auréola amarela, o teste de imediato é considerado negativo. Outra situação que pode ocorrer é adicionar muito azul de metileno e a auréola for muito forte com 1 minuto, neste caso deve-se preparar outra amostra e repetir o ensaio.

Se o círculo após 1 minuto não for muito forte e houver uma percepção de formar a auréola, é esperado mais 2 minutos e é realizado o teste 2. Se aparecer a auréola o teste é positivo, caso contrário deve-se dar continuidade ao incremento de azul de metileno.

A partir da massa de solo e do volume da solução de azul de metileno pode ser calculada a capacidade de troca catiônica, a superfície específica, o valor de azul de metileno adsorvido por 100g de solo e o índice de atividade da fração argila (valor de azul de metileno adsorvido por 100g de argila).

A seguir são apresentadas as equações que permitem calcular os resultados do ensaio de adsorção de azul de metileno.

$$CTC = \frac{Vx Cx 100}{M} \quad (3.1)$$

onde:

CTC – capacidade de troca catiônica,

V – volume da solução de azul de metileno utilizada,

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 (m<sup>2</sup>/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.

$$VB = \frac{VA \times C}{10 \times Ms} \quad (3.3)$$

onde:

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

VA – volume da solução de azul de metileno gasto (ml),

M – massa de solo seco (g)

C – concentração de azul de metileno (g/l)

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:

$$AcB = \frac{100 \times VB}{C_2} \quad (3.4)$$

onde:

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

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

C<sub>2</sub> – porcentagem de material com menos que 0,002mm de diâmetro.

A partir desses resultados pode-se ter hipóteses de quais argilominerais estão contidos no solo e suas propriedades como atividade, superfície específica e a capacidade de troca catiônica (BEAULIEU, 1979; LAUTRIN, 1987;1989).

PEJON (1992) associou os valores de VB e % de argila e observou que os solos de comportamento laterítico têm VB inferior a 1,5g/100 de solo e os solos de comportamento não laterítico têm VB superior a este valor. Outra propriedade analisada por este autor é o AcB, foi observado que os solos lateríticos tem AcB menor que 4g/100g de argila. Os solos de comportamento não laterítico têm AcB superior a este valor.

### **3.2 – METODOLOGIA MCT**

Existem dúvidas e muita polêmica a respeito do uso das metodologias tradicionais de classificação dos solos, como a SUCS e a HRB, na classificação dos solos tropicais, visto que esses métodos foram desenvolvidos para solos de clima temperado. Assim houve a necessidade de criar ferramentas de estudo que proporcionem um melhor entendimento dos solos tropicais como a metodologia MCT. Esta metodologia foi desenvolvida por NOGAMI & VILIBOR (1981, 1985) para caracterizar solos tropicais visando aplicação direta em obras de pavimentação, ou seja, um método bem fundamentado e de simples execução desenvolvido para a solução de um determinado problema.

Os solos brasileiros são ditos tropicais por apresentarem peculiaridades que os diferenciam de solos de clima temperado e não por estarem na faixa tropical do planeta. Genericamente estes solos podem ser divididos em lateríticos e saprolíticos. Os primeiros são solos evoluídos e superficiais em relação ao perfil de intemperismo. Nesses solos os processos pedogenéticos proporcionaram a ocorrência de óxidos e hidróxidos de ferro ou alumínio que conferem a estes

uma redução de sua atividade e peculiaridades como baixa expansão e CBR elevado. Os materiais saprolíticos são solos jovens localizados nas partes profundas do perfil de intemperismo. Estão em evolução pois ainda guardam características da rocha mãe como cor e mineralogia apesar de estarem decompostos. Suas peculiaridades podem ser altas expansões e baixo CBR. Em vários casos é fácil fazer a distinção desses solos em campo, pois no perfil são separados por uma linha de seixos (NOGAMI & VILIBOR, 1995). É comum ensaiar esses solos que estão acima e abaixo da linha de seixos e encontrar a mesma classificação, porém peculiaridades bem distintas.

Nesta pesquisa foi adotada a metodologia MCT como plano diretor dos trabalhos, pois as barreiras são constituídas por solos compactados e esta metodologia foi desenvolvida justamente para favorecer o estudo de solos melhorados desta forma. Outra justificativa para sua utilização foi a grande quantidade de amostras para compactar, o elevado número de corpos de prova a ensaiar, tempo limitado para execução dos ensaios e quantidade limitada de amostra. A possibilidade de adaptação do método de compactação aos ensaios especiais facilitou sua execução devido a sua facilidade e baixa quantidade de solo necessário a sua execução. O outro benefício da utilização da classificação MCT foi dar uma maior contribuição ao processo de classificação dos solos 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 e VILIBOR (1981). Os corpos de prova utilizados para os ensaios são moldados em cilindros de 50mm de diâmetro (daí a designação Miniatura), num compactador de seção plena possibilitando a determinação de coeficientes e índices, que permitam classificar os solos tropicais.

Os materiais utilizados para o ensaio de compactação mini-MCV foram: moldes cilíndricos de 50 mm de diâmetro 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. Este tipo de soquete permite medir facilmente a altura do corpo de prova em compactação.

As energias Normal, Intermediária e Modificada do método mini-Proctor são adotadas respectivamente como 5 golpes do soquete leve, 6 golpes do soquete pesado e 12 golpes do

soquete pesado, sendo estes aplicados de cada lado do corpo de prova (NOGAMI & VILIBOR, 1995).

Da amostra seca ao ar e passada pela peneira 2 mm, foram preparados 6 porções que foram umedecidas de tal forma a atingir umidades diferentes. O processo de compactação consistiu em tomar 200g de solo, principiando pela amostra mais úmida. Após ajustar o soquete sobre o solo, dava-se o primeiro golpe e registrava-se a altura correspondente. As operações de medida da altura foram repetidas após os golpes sucessivos: 2, 3, 4, 6, 8, 12, 16, 24, 32 e 64. Os critérios adotados para finalizar a compactação foram os seguintes: medidas sucessivas darem diferenças menores que 0,1 mm; 4n atingir 256 golpes; ou se houvesse nítida expulsão de água. A operação de compactação foi repetida para as demais porções seguindo os mesmos procedimentos.

Para cada teor de umidade de compactação, foi traçada a curva de n (número de golpes) em função de  $a_n = A_n - A_{4n}$  (curva de afundamento), conforme exemplifica a Fig. 3.2a, ressaltando que os valores da abscissa foram traçados em escala logarítmica. Estas curvas são denominadas curvas de deformabilidade ou de mini-MCV, pois é a partir delas que se determina o mini-MCV. Para essa determinação, é tomado o 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:

$$\text{Mini-MCV} = 10 \times \log_{10}(B_i) \quad (3.5)$$

$B_i$  é o número de golpes para afundamento de 2mm do corpo de prova. O gráfico afundamento também permite determinar o coeficiente  $c'$ . Sendo este, o coeficiente angular da hipotética reta que apresenta  $\text{mini-MCV} = 10\text{mm}$  e  $a_n = 2\text{mm}$ .

Das alturas  $A_n$  dos corpos de prova medidos durante a compactação, foram calculadas as massas específicas secas. Com esses dados traçou-se a curva de compactação, conforme exemplifica a Fig. 3.2b. A partir das curvas de compactação é obtido o coeficiente  $d'$ , que é dado pelo coeficiente angular do segmento de reta situado no trecho de maior inclinação do ramo seco da curva de 12 golpes.

Para obter o índice  $e'$  e classificar o solo é necessário o ensaio de perda por imersão. Este valor permite observar uma série de comportamentos que diferenciam os solos. Como exemplos existem solos que ao serem mergulhados na água, a parte extraída começa a se desprender e perder material a medida em que este vai saturando, em outros há o desprendimento de uma bolacha e em outros não há perda por imersão. Entretanto, o solo só pode ser devidamente classificado se o ensaio for considerado simultaneamente com os dados fornecidos pelo mini MCV.

Para a execução do ensaio foram tomados os mesmos corpos de prova compactados para a realização do ensaio de mini-MCV, que foram parcialmente extraídos do molde de compactação, de maneira que fiquem salientes apenas 10 mm, e transferidos para uma cuba que foi preenchida com água. O comportamento dos corpos de provas foi observado principalmente nas primeiras horas após a introdução da água.

Após 24 horas esgota-se a água da cuba e secam-se as cápsulas que contêm a parte desagregada do corpo de prova, para a obtenção das respectivas massas secas. Esta massa seca desprendida foi expressa em porcentagem da massa seca dos 10mm extraídos do corpo de prova, inicialmente salientes. O valor do coeficiente  $P_i$  foi 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 apresente altura final do corpo de prova de mini-MCV=10 maior que 48 mm, e alta massa específica para mini-MCV=15 menor que 48 mm. A Fig. 3.3 mostra uma curva de perda de massa por imersão.

A carta de classificação MCT é formada pelo coeficiente  $c'$ , obtido conforme Figura 3.2a demonstrado anteriormente, e por  $e'$ , que é obtido pela seguinte equação:

$$e' = \sqrt[3]{\frac{P_i}{100} - \frac{20}{d'}} \quad (3.6)$$

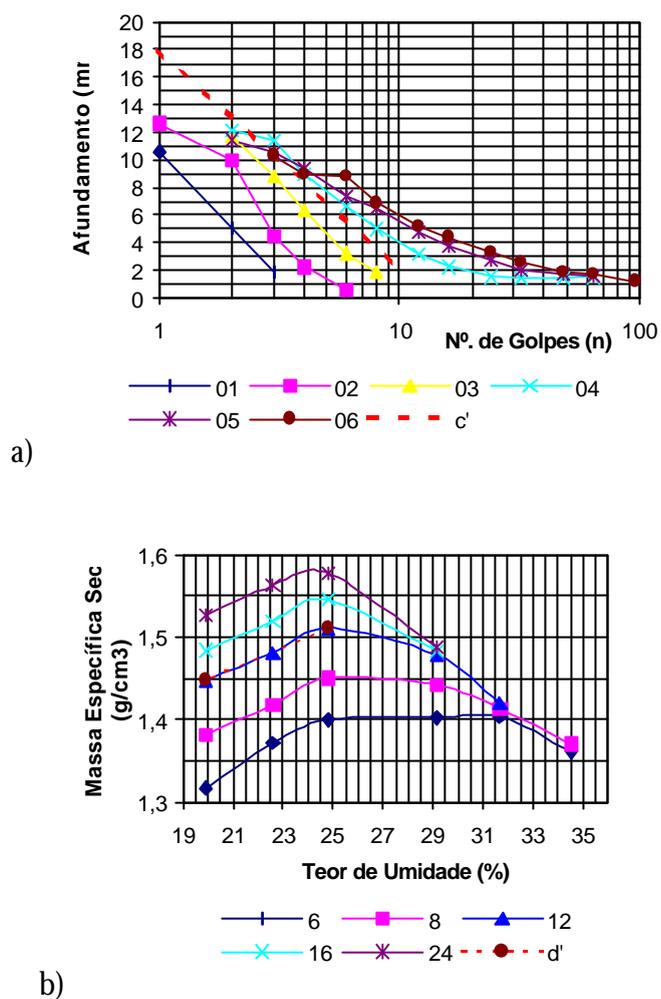


Figura 3.2 – a) Curva de afundamento para cada corpo de prova com determinado teor de umidade. b) Curvas de compactação fornecida pelo ensaio de mini-MCV, onde a energia é representada pelo número de golpes.

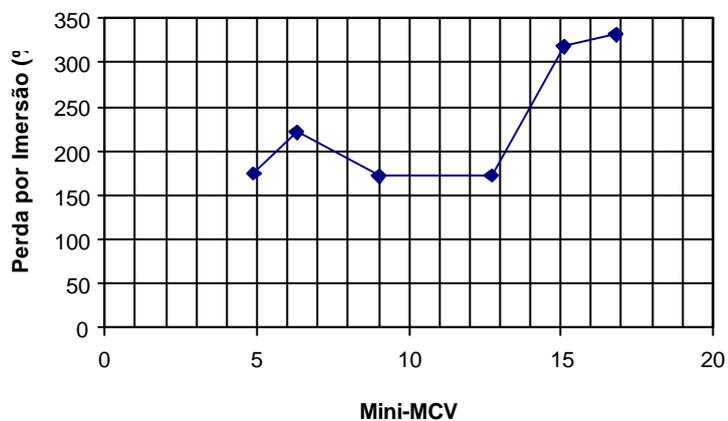


Figura 3.3 – Curva de perda de massa por imersão x Mini-MCV.

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'). A Fig. 3.4 mostra a carta de classificação MCT, onde estão os subgrupos da classificação. O solo é classificado de acordo com o local em que o par ordenado ( $c'$ ,  $e'$ ) recai sobre a carta.

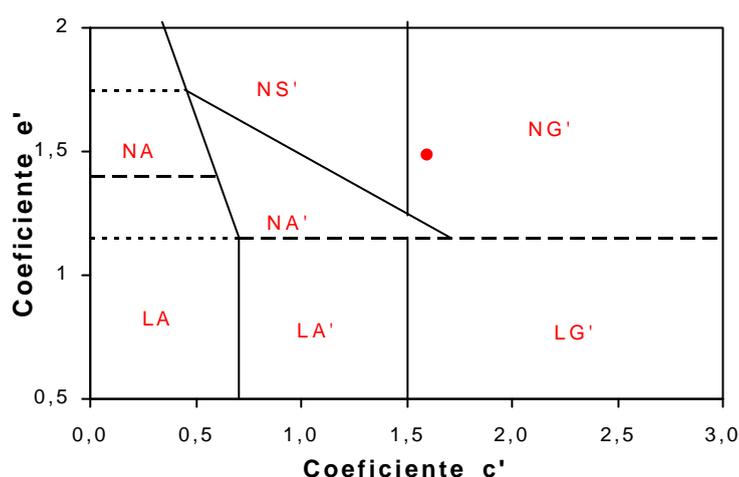


Figura 3.4 – Carta de classificação MCT.

### 3.3 – CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

Para este estudo os corpos de prova foram compactados nos mesmos cilindros utilizados no ensaio de mini MCV, cujas dimensões são 5cm de diâmetro e 13cm de altura. A altura do corpo de prova era em média 5cm, com variação de mais ou menos 1cm. Uma das dúvidas era a percolação pela parede do corpo de prova, assim foi estabelecido que o corpo de prova não deveria se mexer dentro cilindro. Para tanto foi colocado um adaptador de PVC no aparato de compactação para conservar o cilindro sempre na mesma altura.

A energia de compactação variou de acordo com o número de golpes: 8, 12 e 16 do ensaio de MCT. Estas energias de compactação foram escolhidas devido a analogia com o ensaio de Proctor. Segundo NOGAMI & VILLIBOR (1995) pode-se adotar a energia de 12 golpes que é equivalente a do Proctor Normal. Algumas amostras também foram ensaiadas com energia de compactação de 24 golpes do soquete leve.

A umidade de moldagem foi escolhida conforme a curva de compactação do solo de 12 golpes do ensaio de MCV, pois conforme explicado anteriormente, a energia de 12 golpes do soquete leve, foi considerada como sendo a energia normal do Proctor.

Para 6 amostras foram moldados 5 corpos de prova para cada energia de compactação e para 4 amostras foram moldados 3 corpos de prova para cada energia de compactação. 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 2 a 3%, enquanto nos arenosos foi da ordem de 1 a 2% entre cada ponto.

A compactação das amostras se deu com a massa constante. Os corpos de provas foram moldados utilizando-se 200g de solo na umidade e energia de compactação desejada. 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 vedado com rolhas de borracha nas duas extremidades, colocando-se pedregulhos entre a rolha e o corpo de prova, conforme a Fig. 3.5.

Os corpos de prova foram saturados submetendo-os a fluxo ascendente, considerando que a saturação se deu no instante em que o volume de água percolado através do solo manteve-se constante ao longo do tempo. O ensaio de condutividade hidráulica foi realizado a carga variável.

O grau de saturação não foi medido devido à utilização do mesmo corpo de prova para a realização dos ensaios de condutividade hidráulica e contração. A Figura 3.6 apresenta o painel utilizado para a execução do ensaio de condutividade hidráulica para tubos de parede rígida.

### **3.4 – CONTRAÇÃO AXIAL**

O ensaio de contração foi realizado conforme o utilizado pela metodologia MCT. Como dito anteriormente, foram usados os mesmos corpos de prova do ensaio para condutividade hidráulica e para o ensaio de contração. A utilização do mesmo corpo de prova faz com que se

mantenham as mesmas características em ambos os casos. Algumas destas características são o peso específico seco e a umidade.

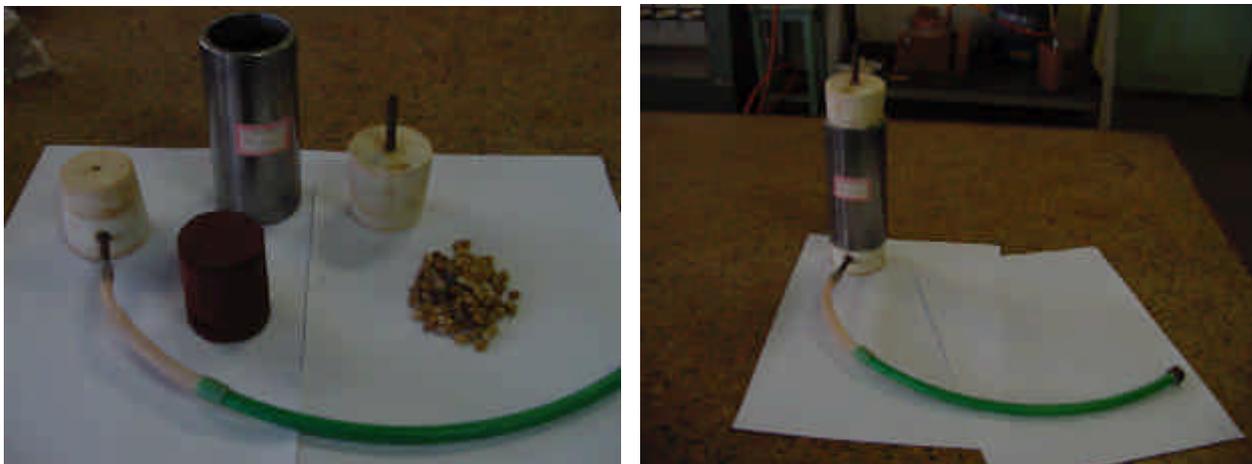


Figura 3.5 – Modelo do permeâmetro para ensaio de condutividade hidráulica.



Figura 3.6 – Equipamento para a realização do ensaio de condutividade hidráulica MACAMBIRA (2002).

Após o ensaio de condutividade 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. Os extensômetros para as leituras diárias tinham precisão de 0,01mm, e a temperatura e umidade ambiente também foram medidas. 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 Fig. 3.7 mostra o ensaio de contração.



Figura 3.7 – Montagem do ensaio de contração axial. MACAMBIRA (2002).

Em algumas amostras (AM01, AM03, e AM10) além das alturas foram verificadas também as variações radiais. As medidas de diâmetros foram realizadas com paquímetro em três posições distintas do corpo de prova, considerando-se a média entre elas. Com as diferenças de altura e de diâmetro foi possível verificar a contração axial e volumétrica de cada corpo de prova ensaiado.

#### 4.0 – ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados e discutidos os resultados obtidos nos ensaios de caracterização, de adsorção de azul de metileno, de condutividade hidráulica e de contração axial.

#### 4.1 – ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Para caracterização das amostras foram utilizados os ensaios de granulometria, limites de consistência, Mini-MCV e perda por imersão, e adsorção de azul de metileno. A Fig. 4.1 mostra as curvas de distribuição granulométrica das amostras ensaiadas.

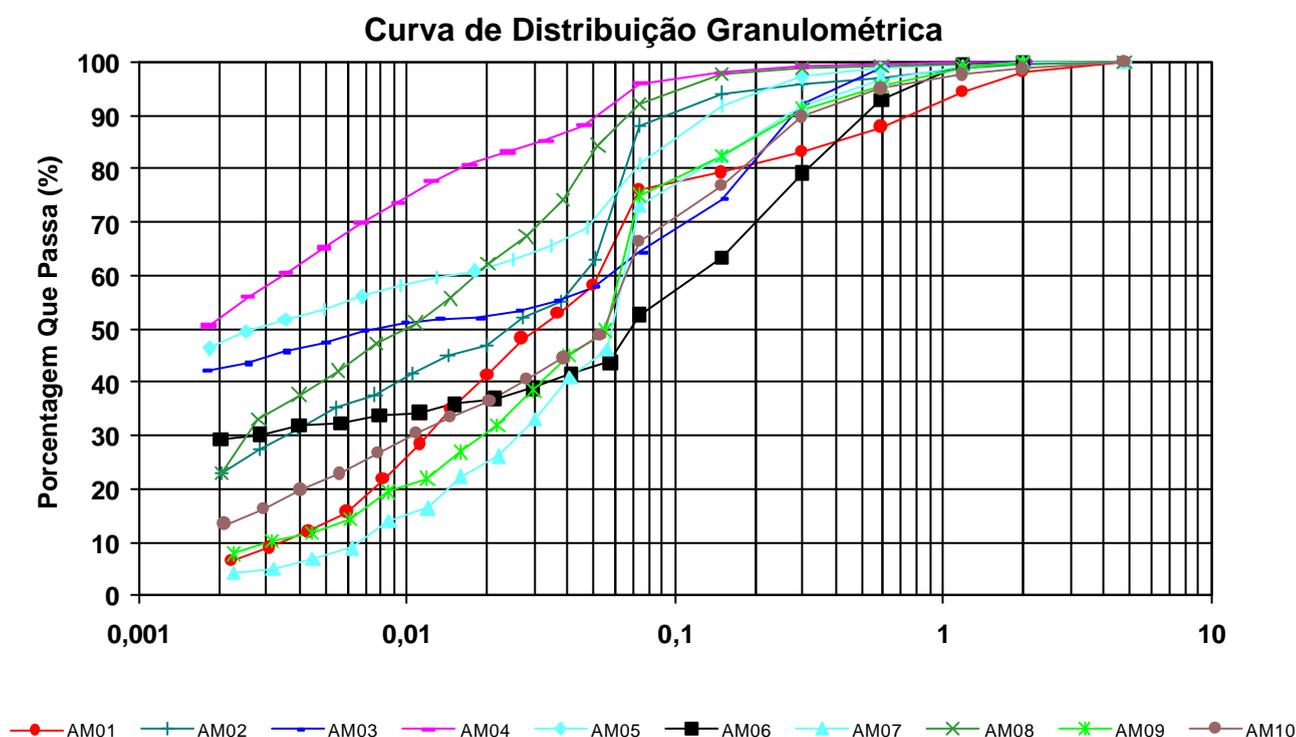


Figura 4.1 – Curvas Granulométricas

Além desses resultados que auxiliam na classificação granulométrica, unificada e HRB, há também os resultados da classificação MCT. Esta metodologia necessita de dois ensaios para a classificação dos solos, o ensaio de Mini-MCV e o ensaio de Perda de Massa por Imersão. Os resultados diretos destes ensaios são a curva de compactação, curva de afundamento, curva de perda por imersão e curva de umidade por Mini-MCV. Ilustram-se os resultados desses ensaios

através do resultado obtido para a amostra AM06. A Figura 4.2 traz as curvas resultantes, a saber, curva de compactação (Fig. 4.2a), curva de afundamento (Fig. 4.2b), curva de perda por imersão (Fig. 4.2c) e curva de teor de umidade x Mini-MCV (Fig. 4.2d). Com os coeficientes  $c'$  e  $e'$  obtidos a partir dos gráficos que serão apresentados, é obtida a classificação MCT a partir da carta da Classificação MCT conforme a Figura 4.4.

Um dado importante obtido na curva de afundamento é o índice  $c'$  (que está relacionado ao caráter argiloso do solo), que entra juntamente com o índice  $e'$  (que está relacionado ao caráter laterítico do solo) na carta de classificação MCT. No gráfico de Perda por Imersão x Mini-MCV, Fig 4.3c, é obtida a perda por imersão. Neste caso, para Mini-MCV igual a 15 a perda por imersão é de 125%. A perda por imersão foi obtida através do Mini-MCV igual a 15 pois o solo tem uma massa específica seca baixa. Esta conclusão se obtém quanto o a altura do corpo de prova nos pontos logo acima e logo abaixo da reta teórica (que passa pelo par ordenado representado pelo cruzamento do Mini-MCV = 10 e do afundamento de 2mm) da curva de afundamento é maior do que 48 mm. Se estas alturas forem menores do que 48 mm, a massa específica seria alta. Neste caso a perda por imersão é retirada no Mini-MCV igual a 10.

As curvas dos ensaios de mini-MCV e de perda por imersão das demais amostras encontram-se no anexo I. De posse dos resultados que caracterizam as amostras, a classificação pode ser feita por quatro sistemas, a granulométrica (ABNT), SUCS, HRB e MCT. Na Fig. 4.3 é mostrada a carta de plasticidade e na Fig. 4.4 a carta de classificação MCT contendo as amostras.

## **4.2 – ENSAIO DE ADSORÇÃO DE AZUL DE METILENO**

O ensaio de adsorção de azul de metileno foi desenvolvido para o auxílio da classificação e caracterização dos solos. A partir dos valores de VB e AcB pode-se prever se o solo tem comportamento laterítico ou não laterítico. Os solos com VB inferior a 1,5g/100g de solo e com AcB inferior a 4 g/100 de argila podem ser considerados com comportamento laterítico. Solos com valores superiores a estes citados podem ser considerados com comportamento não laterítico. Nas figuras 4.5a e 4.5b são mostrados relações entre VB e AcB com porcentagem de argila para todas as amostras.

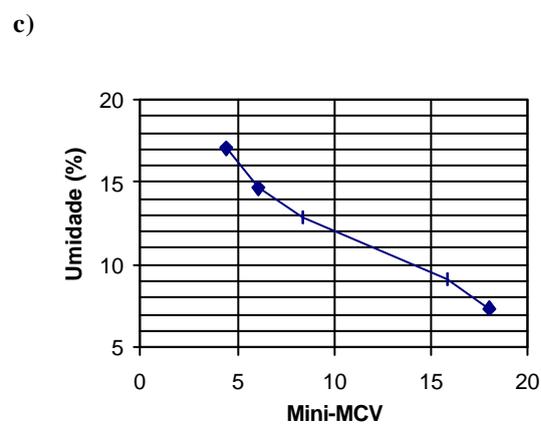
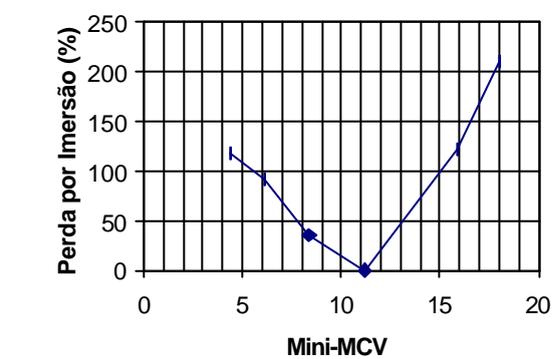
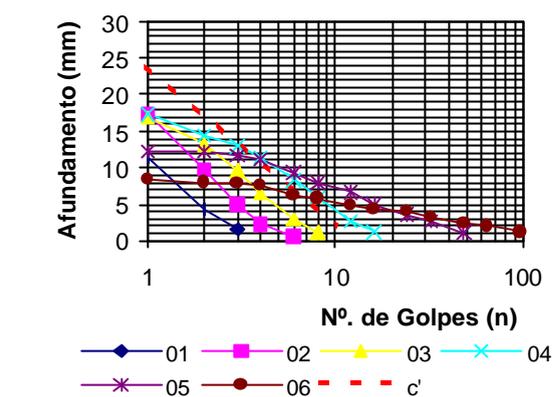
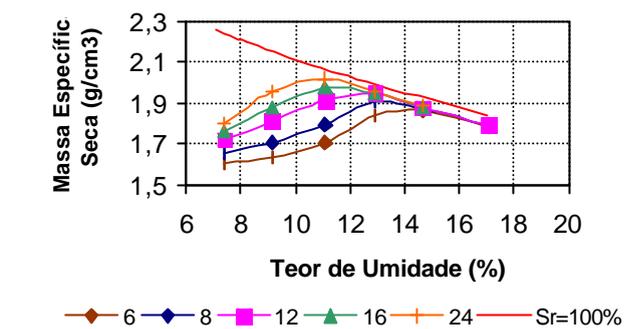


Figura 4.2 – Exemplo dos resultados utilizados na classificação MCT para a amostra AM06. a) Curva de compactação. b) Curva de afundamento. c) Curvas de perda por imersão. d) Curva de teor de umidade x Mini-MCV.

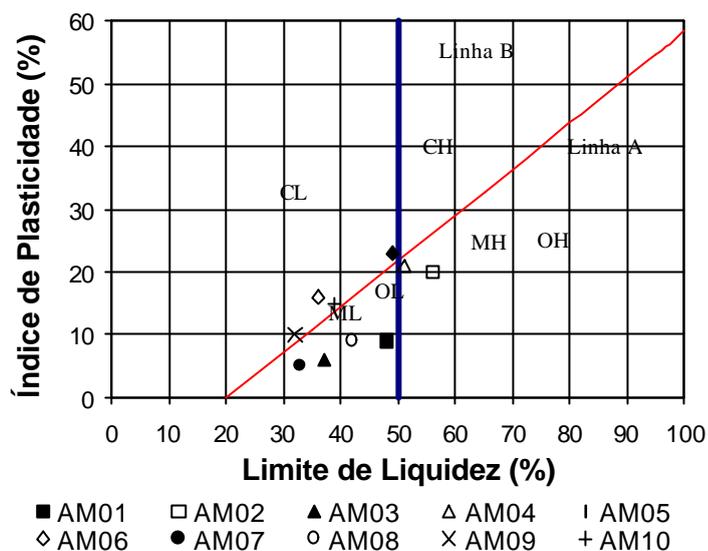


Figura 4.3 – Carta de Plasticidade

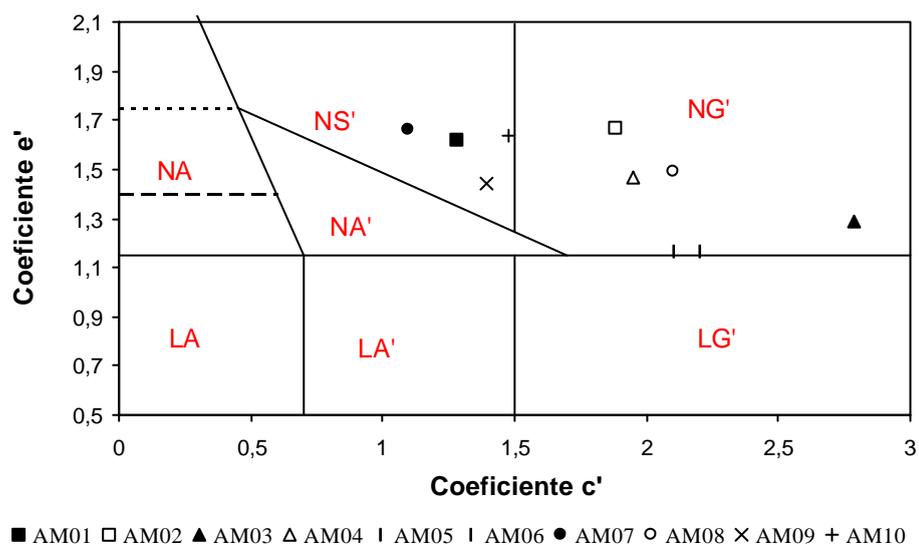


Figura 4.4 – Carta de classificação MCT.

A partir das figuras é possível observar que o AcB obteve um sucesso em 8 amostras ao caracterizar estes solos como não lateríticos, as amostras que ficaram fora dessa caracterização foram a AM03 e AM08. Por outro lado VB teve sucesso em 6 amostras, sendo que não se enquadraram nesta caracterização as amostras AM01, AM03, AM07 e AM08. O resumo da caracterização e classificação das amostras é mostrado na Tabela 4.1.

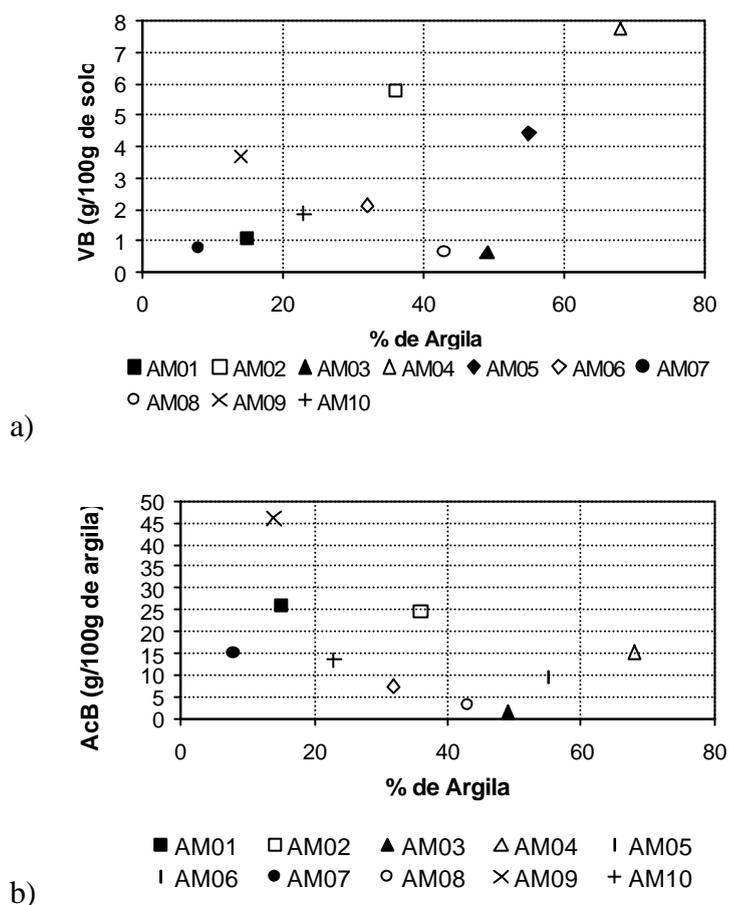


Figura 4.5 – a) VB x % de argila. b) AcB x % de argila.

### 4.3 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA E CONTRAÇÃO AXIAL

A seguir são apresentados os resultados dos ensaios de condutividade hidráulica e contração axial das amostras ensaiadas. Também será apresentada a descrição dos resultados obtidos. As amostras AM01, AM03, AM04, AM05, AM06, AM08, e AM10 foram compactadas com cinco teores de umidade diferentes para cada energia, sendo dois corpos de prova no ramo seco, um próximo a umidade ótima e dois no ramo úmido da curva de compactação. Para as amostras AM02, AM07 e AM09, foram compactados três corpos de prova para cada energia, sendo um no ramo seco, um próximo ao teor de umidade ótimo e um no ramo úmido da curva de compactação.

Tabela 4.1 – Quadro resumo dos resultados

Síntese dos Resultados			AM01	AM02	AM03	AM04	AM05	AM06	AM07	AM08	AM09	AM10
			Barueri	Capivari	Cravinhos	Dutra Verde	Dutra Vermelho	Igaratá	Pinhal	Poços de Caldas	Silte Capivari	Saprolito Bandeir.
	r <sub>s</sub>	(g/cm <sup>3</sup> )	2,677	2,71	2,856	2,75	2,7	2,683	2,657	2,72	2,61	2,76
Granulo- Metria	areia grossa	(%)	1	3	2	1	2	7	5	1	5	4
	areia média	(%)	6	2	15	1	4	23	9	1	9	12
	areia fina	(%)	8	10	20	2	15	20	16	7	14	19
	Silte	(%)	58	49	14	28	24	18	62	48	58	41
	Argila	(%)	15	36	49	68	55	32	8	43	14	23
Limites de consistência	LL	(%)	48	56	37	51	49	36	33	42	32	39
	LP	(%)	39	36	31	30	26	20	28	33	22	24
	IP	(%)	9	20	6	21	23	16	5	9	10	15
	LC	(%)	34	22	20	13	14	15	23	27	17	22
Adsorção de Azul de Meti- Leno	C.T.C.	(mEq/100g)	3,4	18,2	2,1	24,3	13,8	6,7	2,3	2	11,5	5,9
	S.E.	(m <sup>2</sup> /g)	26,59	142,14	16,18	189,85	108,32	52,43	18,33	15,96	90,03	45,86
	Vb	(g/100g de solo)	1,09	5,81	0,66	7,76	4,43	2,14	0,75	0,65	3,68	1,87
	AcB	(g/100g de argila)	25,87	24,62	1,5	15,21	9,42	7,39	14,98	2,97	46	13,39
Compactação 12 golpes	r <sub>d</sub>	(g/cm <sup>3</sup> )	1,44	1,45	1,68	1,66	1,71	1,95	1,59	1,53	1,75	1,65
	w <sub>ót.</sub>	(%)	25,9	29	22,4	21,8	20,2	12,9	19,3	24,7	17,9	21,1
MCT	c'	mm/golpes	1,28	1,88	2,8	1,95	2,1	2,2	1,1	2,1	1,48	1,39
	d'	Kg/m <sup>3</sup>	17,14	14,71	61,18	49,29	20	52,35	15,66	35,79	16,29	13,68
	e'		1,62	1,67	1,29	1,47	1,17	1,17	1,66	1,49	1,64	1,44
	Pi	(%)	306	330	180	275	60	120	328	275	318	150
Classificação	Unificada		ML	MH	ML	MH	CL	CL	ML	ML	CL	CL
	HRB		A-5	A-7-5	A-4	A-7-5	A-7-6	A-6	A-4	A-5	A-4	A-6
	MCT		NS'	NG'	NG'	NG'	NG'	NG'	NS'	NG'	NS'	NS'

Os gráficos apresentados mostram as curvas de massa específica seca, condutividade hidráulica e contração axial ambos em relação ao teor de umidade; e curvas de contração axial x tempo para cada amostra. Para as curvas de contração axial x tempo foram colocados os resultados de amostras compactadas com 12 golpes, por que na metodologia MCT a energia de 12 golpes é próximo a do Proctor Normal.

Na curva de condutividade hidráulica em relação ao teor de umidade pode-se analisar os resultados sob os seguintes aspectos: se há aumento ou diminuição da condutividade hidráulica à medida em que se aumenta a energia de compactação e o mesmo comportamento em relação ao teor de umidade de moldagem. Nesta análise também será avaliada a diferença em ordens de grandeza entre valores máximos e mínimos de uma mesma curva.

#### **4.3.1 - Barueri – AM01**

Analisando em conjunto com as curvas de compactação, Fig. 4.6a, a massa específica seca não variou com o aumento do teor de umidade. As curvas foram influenciadas pela energia de compactação, sendo que há uma certa ordenação entre as curvas, ou seja, a massa específica cresce com o aumento da energia.

As curvas de condutividade hidráulica, Fig. 4.6b, mostram que a condutividade hidráulica foi pouco afetada (praticamente insensível) pelo aumento do teor de umidade e pela energia de compactação. Apenas é possível observar que os resultados para a energia de 8 golpes são maiores do que para 12, 16 e 24 golpes, indicando que a energia de compactação foi pouco importante. Os resultados para as energia de 12, 16 e 24 golpes estão na ordem de  $5 \times 10^{-6}$  cm/s enquanto que para a energia de 8 golpes a condutividade está na ordem de  $1 \times 10^{-5}$  cm/s e no último ponto ela cai para  $7 \times 10^{-6}$  cm/s.

Analisando as curvas de Contração Axial ( $\epsilon$ ) x Tempo (t), Fig. 4.6c, nota-se que a contração estabiliza em um tempo superior a 4 dias, totalizando 80% dos seu valor máximo, o que pode caracterizar a lentidão do processo é que em 2 dias a contração foi de 60% do total.

As curvas de Contração Axial ( $\epsilon$ ) x Teor de umidade (w), Fig. 4.6d, indicam uma tendência de a contração não variar significativamente com o teor de umidade. Foi observado uma pequena

influência da energia de compactação, pois a não ser pela energia de 24 golpes, a contração aumenta com a energia de compactação. Os valores de contração obtidos estão entre 0,8% a 1% para energia de 8 golpes, 0,8% a 1,2% para energia de 12 golpes, 1,2% a 1,8% para energia de 16 golpes e 1,1% a 2,2% para energia de 24 golpes.

#### **4.3.2 – Capivari – AM02**

Nas curvas de compactação, conforme Fig. 4.7a, a massa específica seca aumentou com o aumento da energia de compactação e houve uma pequena diferença entre seus resultados, porém as curvas de 8 e 12 golpes não se mostraram sensíveis a variação do teor de umidade e energia de compactação.

As curvas do ensaio de condutividade hidráulica, Fig. 4.7b, indicam que há uma diminuição deste valor com o aumento do teor de umidade. Pode-se observar uma diferença entre curvas de diferentes energias de compactação e pode-se concluir que para este solo a condutividade hidráulica diminui com aumento da energia de compactação. Os valores mínimos de condutividade hidráulica foram de  $1 \times 10^{-7}$  cm/s para as energias de 12 e 16 golpes e  $3 \times 10^{-7}$  cm/s para a energia de 8 golpes. Esses valores são associados aos maiores teores de umidade, exceto pela curva de 16 golpes que atingiu  $10^{-7}$  cm/s no teor de umidade ótima.

Observando a curva de  $\epsilon \times t$ , Fig. 4.7c, as contrações máximas foram obtidas em 2 dias, com constância dos valores nos dias seguintes. As curvas de  $\epsilon \times w$ , Fig. 4.7d, indicaram não haver variações significativas destes valores com o teor de umidade para as energias de 8, 12 e 16 golpes. Não foi evidenciada a influência da energia de compactação na contração axial do solo. As maiores contrações ocorreram para a energia de 8 golpes, na faixa de 3,8%, seguida pela de 16 golpes na faixa de 3,4 % e por fim pela de 12 golpes na faixa de 3%.

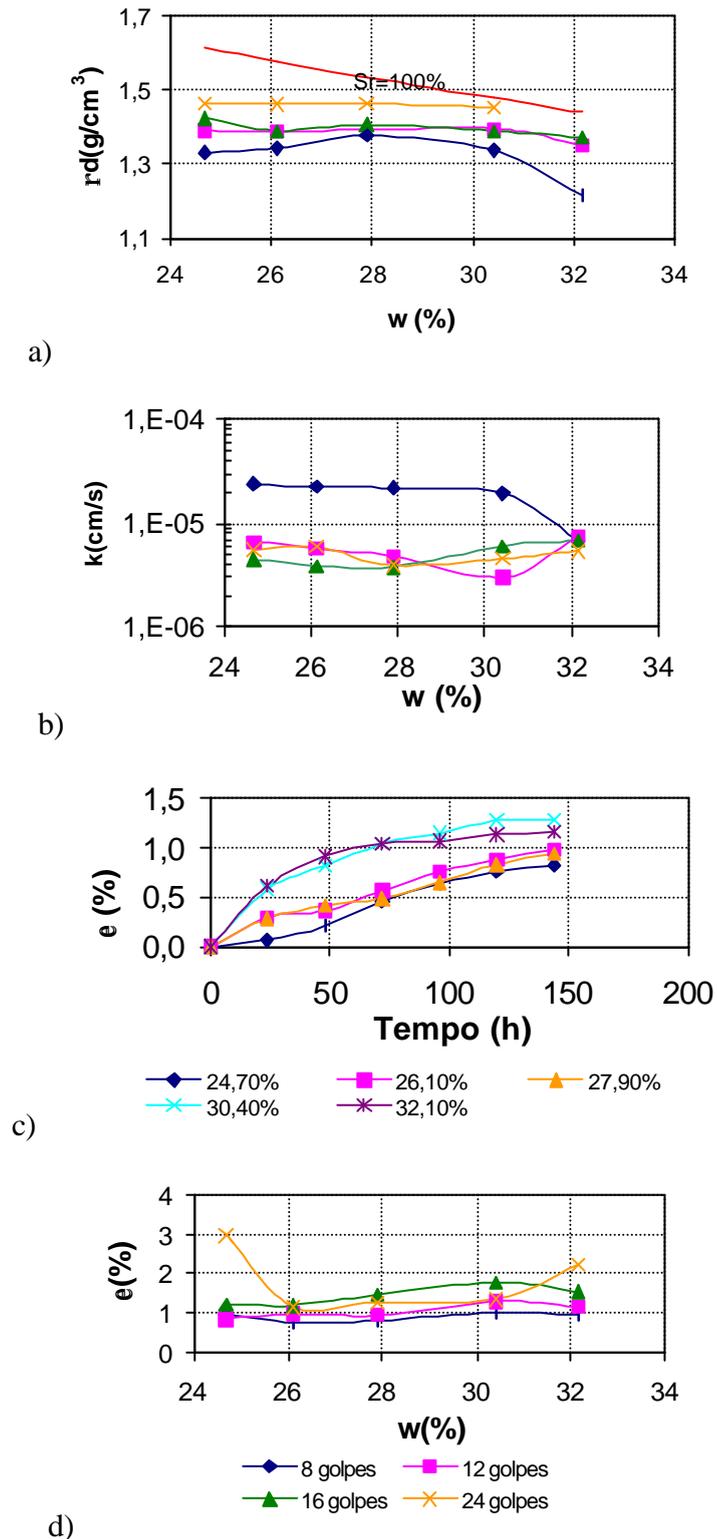


Figura 4.6 – Amostra AM01. a) Curva de compactação. b) Condutividade hidráulica. c) Contração axial x Tempo, para energia de 12 golpes. d) Contração axial x Teor de umidade.

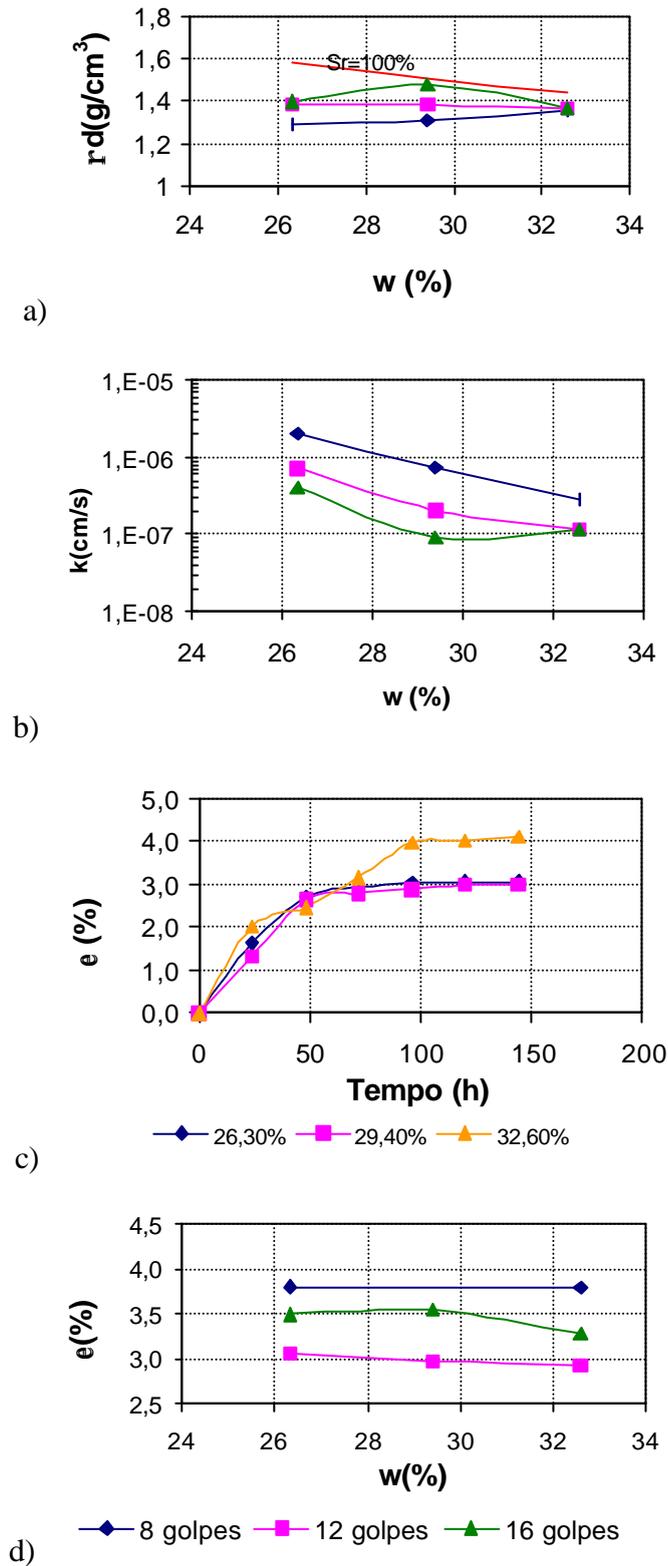


Figura 4.7 – Amostra AM02. a) Curva de compactação. b) Condutividade hidráulica. c) Contração axial x Tempo, para energia de 12 golpes. d) Contração axial x Teor de umidade.

### 4.3.3 - Cravinhos – AM03

As curvas de condutividade hidráulica chegam a ter um paralelo se analisadas em conjunto com as curvas de compactação, conforme a Fig. 4.8a. Elas guardam uma certa semelhança, pois é possível observar que a massa específica aumenta com a energia de compactação, porém a curva de 24 golpes não segue o mesmo padrão, indicando que ela está muito próxima da curva de 8 golpes.

As curvas de condutividade hidráulica, Fig. 4.8b, indicam a diminuição destes valores com o aumento do teor de umidade, mantendo-se praticamente constante a partir da umidade ótima. A influência da energia de compactação manifesta-se no ramo seco onde é possível observar que a energia de 8 golpes obtiveram-se as maiores condutividades, seguido pela energia de 12 golpes e bem de perto pela de 16 golpes. A condutividade hidráulica chega a variar no ramo seco cerca de 2 ordens de grandeza para a mesma energia e os valores mínimos foram de cerca  $2 \times 10^{-7}$  cm/s para as 4 energias empregadas.

Analisando a curva de  $\epsilon \times t$ , Fig 4.8c, observa-se que para pontos mais secos a contração máxima ocorre com 2 dias. Para os pontos mais úmidos a contração ocorre em 4 dias.

As curvas de  $\epsilon \times w$ , Fig. 4.8d, indicam um aumento da contração com o aumento do teor de umidade no ramo seco e uma constância de valores no ramo úmido, para as energias de 8, 12 e 16 golpes. A curva de 24 golpes indica não haver variação da contração com o teor de umidade, a não ser pelo último ponto que destoa dos demais.

Verificou-se contrações de mesma magnitude para as diversas energias, exceto pela curva de 24 golpes que se destaca das outras por se situar em uma faixa bem superior de contração. Os valores de contração para as energias de 8, 12 e 16 golpes se encontram na faixa de 1% no ramo seco no ramo seco e 2% para teores de umidade acima da ótima. Para energia de 24 golpes, os valores ficam na no patamar de 3% e o último ponto cai para 2%.

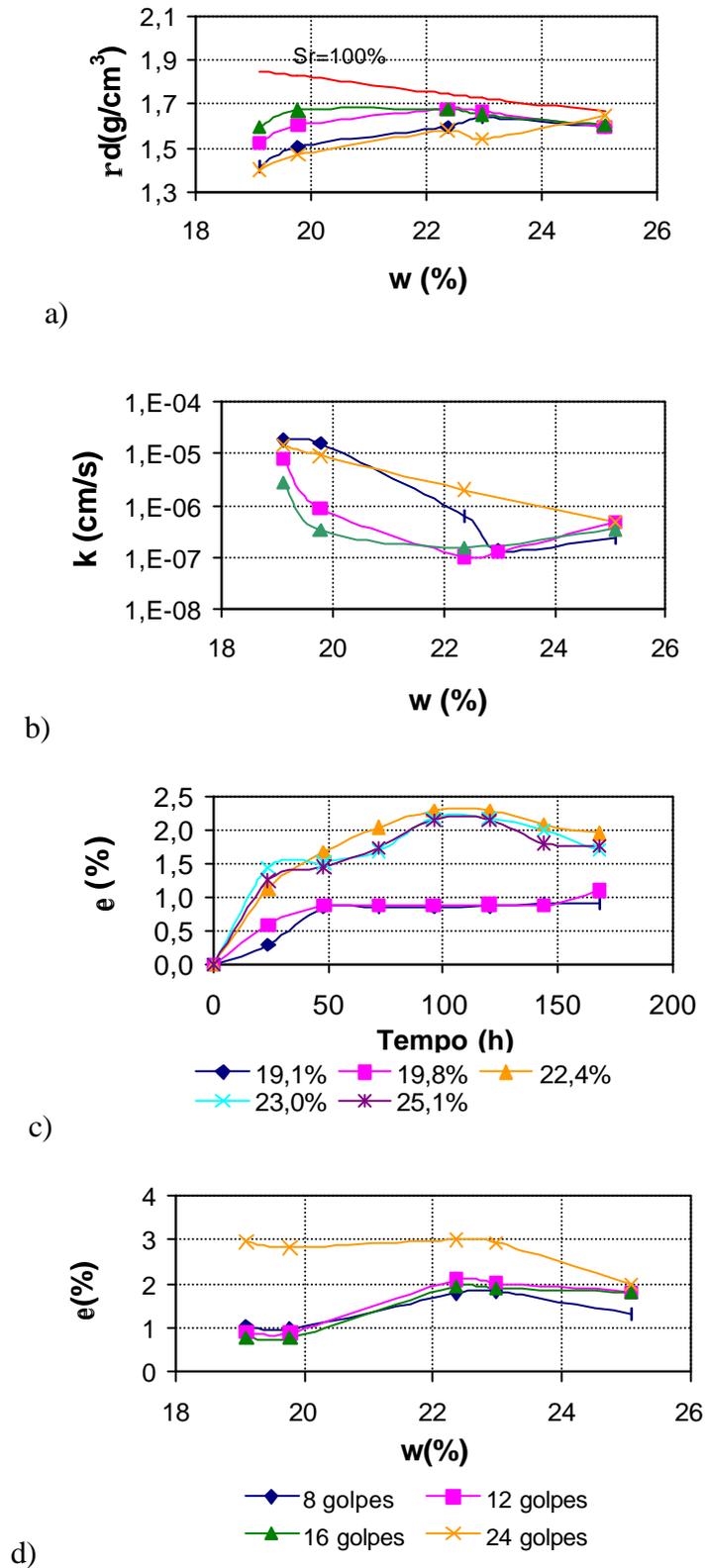


Figura 4.8 – Amostra AM03. a) Curva de compactação. b) Condutividade hidráulica. c) Contração axial x Tempo, para energia de 12 golpes. d) Contração axial x teor de umidade.

#### 4.3.4 - Dutra Verde – AM04

As curvas de condutividade não refletem a tendência mostrada pelas curvas de compactação, visto que estas mostram que a massa específica cresce com a energia de compactação, conforme Fig. 4.9a. A curva de 12 golpes tem valores incoerentes, pois estes são inferiores aos da curva de 8 golpes no ramo úmido. Os valores da massa específica obtidos são próximos aos obtidos no Mini-MCV, apesar de haver muito pouca variação em pontos da mesma curva.

As curvas de condutividade hidráulica, Fig. 4.9b, indicam uma ligeira queda destes valores até o teor de umidade ótimo e um aumento após este valor mantendo-se constante a partir daí. A relação entre energia e condutividade tende a aumentar com o aumento da energia de compactação, porém a diferença entre resultados de mesma energia não chega a uma ordem de grandeza. Os valores mínimos obtidos são da ordem de  $1 \times 10^{-7}$  cm/s para 8 golpes e  $2 \times 10^{-8}$  cm/s para 12 golpes.

Analisando as curvas  $\epsilon \times t$ , Fig. 4.9c, observa-se que as contrações atingem seus valores máximos em 3 dias. As curvas de  $\epsilon \times w$ , Fig. 4.9d, indicam uma tendência diferenciada para cada energia de compactação. Para a energia de 8 golpes, a contração é crescente até o teor de umidade ótima e decrescente após este valor. Para a energia 12 golpes a contração tem tendência crescente com o teor de umidade e para 16 golpes observa-se que a contração decresce com aumento do teor de umidade. Para 8 golpes, as contrações ficam entre 6,5% a 9,5%, para 12 golpes a contração está entre 5% e 10% e finalmente para 16 golpes a contração está entre 7 e 9%.

#### 4.3.5 - Dutra Vermelho – AM05

As curvas de compactação, Fig. 4.10a, mostram que há um aumento da massa específica com o aumento da energia de compactação. As curvas de compactação apresentam uma tendência da massa específica seca não variar com o aumento do teor de umidade, apesar de haver um pronunciado aumento do primeiro para o segundo ponto e uma queda do quarto para o quinto ponto das curvas de compactação.

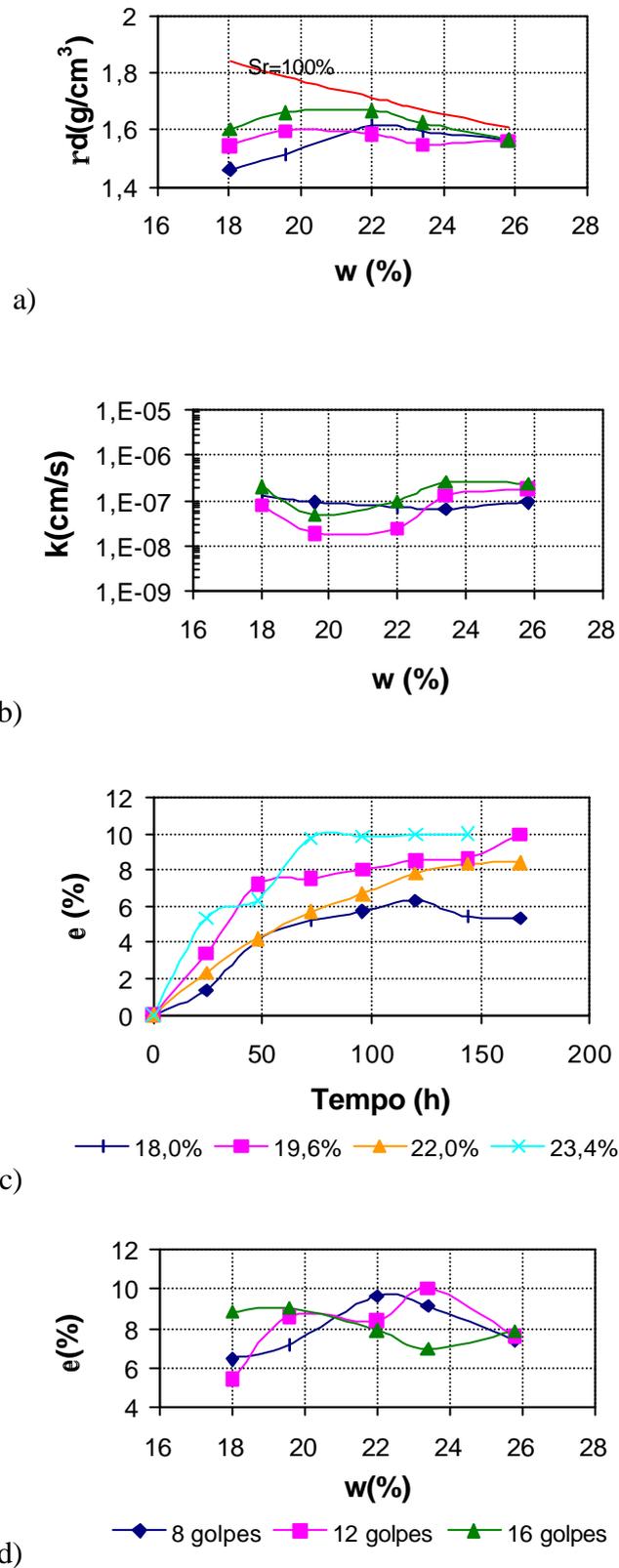


Figura 4.9 – Amostra AM04. a) Curva de compactação. b) Condutividade hidráulica. c) Contração axial x Tempo, para curva de 12 golpes. d) Contração axial x Teor de umidade.

As curvas de condutividade hidráulica, Fig. 4.10b, apresentam claramente a tendência de diminuição destes valores com o aumento do teor de umidade. As curvas estão muito próximas e apresentam valores similares para energia crescentes, indicando que a energia de compactação não afetou significativamente a condutividade hidráulica. Há uma queda acentuada de condutividade hidráulica do primeiro para o segundo corpo de prova do ramo seco, seguido por uma constante e pequena diminuição com o aumento do teor de umidade. A diferença entre valores de mesma energia chega a duas ordens de grandeza, confirmando a influência do teor de umidade. Foram obtidos como valores mínimos  $5 \times 10^{-8}$  cm/s para a energia de 8 e 12 golpes e  $8 \times 10^{-8}$  cm/s para energia de 16 golpes.

Com relação ao tempo de estabilização, Fig. 4.10c, as contrações atingem seu valor máximo de 2 a 4 dias, contudo pode-se afirmar que 50% da contração se desenvolve na metade deste tempo. As curvas de  $\epsilon \times w$ , Fig. 4.10d, indicam que para as três energias há queda brusca da contração com o teor de umidade do primeiro para o segundo ponto das curvas, mantendo-se pouco crescente. À exceção do corpo de prova compactado na menor umidade, as contrações foram da ordem de 5%, tendo aumentado ligeiramente na amostra mais úmida. Não é possível afirmar que a energia de compactação influenciou a contração, pois as curvas estão muito próximas.

#### **4.3.6 – Igaratá – AM06**

Os valores de massa específica obtidos, Fig. 4.11a, são próximos aos obtidos no ensaio de Mini-MCV. A curva de compactação tem similaridade com a de condutividade hidráulica, pois ela tem a mesma coerência em relação ao aumento da massa específica seca com o aumento da energia de compactação.

As curvas de condutividade, Fig. 4.11b, indicam uma constância até próximo da ótima e uma queda após este valor. A condutividade apresenta pequena diminuição com o aumento da energia de compactação no ramo seco. A diferença entre valores de mesma energia chega a 2 ordens de grandeza indicando sensibilidade ao teor de umidade. Foram obtidos valores mínimos de  $1 \times 10^{-7}$  cm/s para 16 golpes,  $2 \times 10^{-7}$  cm/s para 12 golpes e  $1 \times 10^{-6}$  cm/s para 8 golpes.

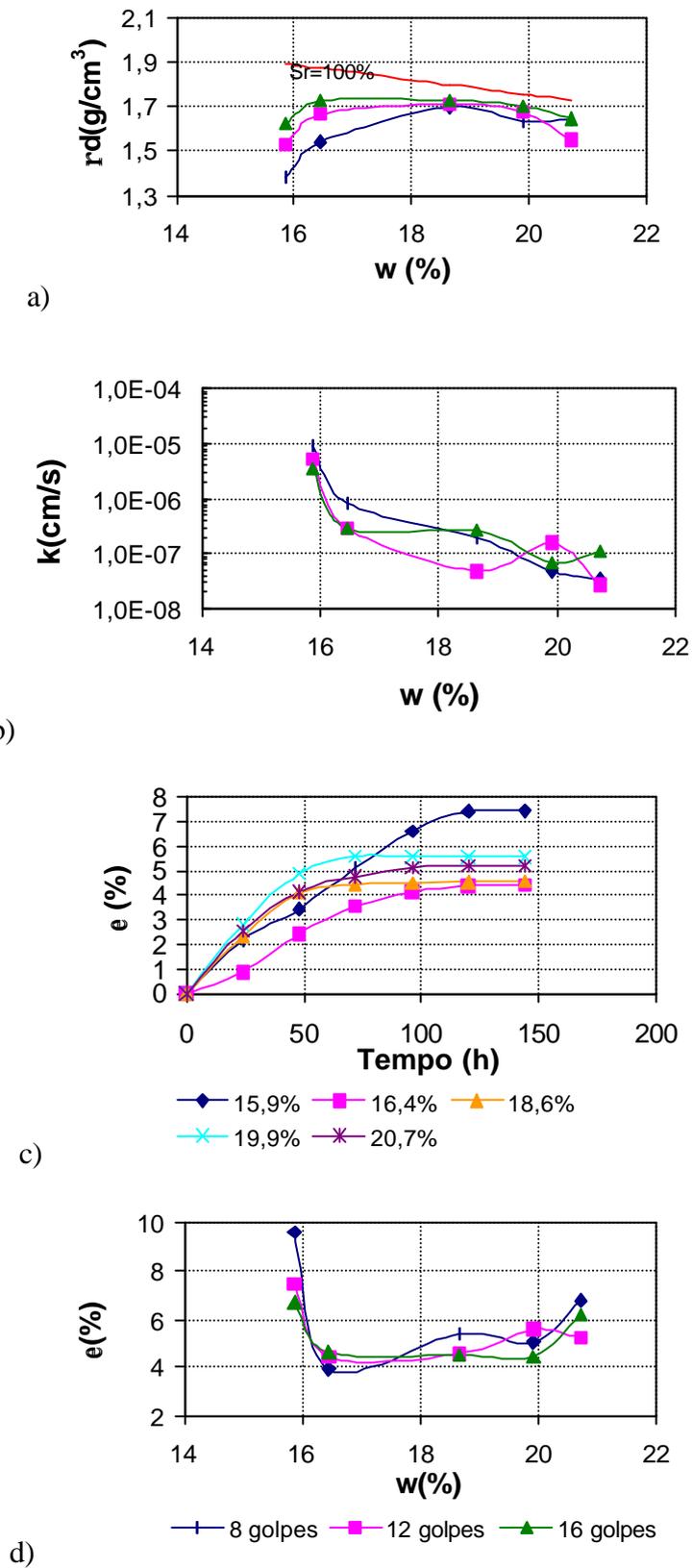


Figura 4.10 – Amostra AM05. a) Curva de compactação. b) Condutividade hidráulica. c) Contração axial x Tempo, para a energia de 12 golpes. d) Contração axial x Teor de umidade.

As curvas de  $\varepsilon \times t$ , Fig. 4.11c, indicam que as contrações adquirem valores máximos em até 2 dias. As análises das curvas  $\varepsilon \times w$ , Fig. 4.11d, indicam queda da contração com o aumento do teor de umidade. Nota-se um aumento da contração com o aumento da energia de compactação no ramo seco e uma diminuição da contração com o aumento da energia no ramo úmido. Os valores de contração obtidos são de cerca de 1,5% para a energia de 8 golpes. Para 12 golpes a contração variou entre 2,5% no ramo úmido e 1% no ramo seco. Para a energia de 16 golpes a contração varia entre 2,8% no ramo seco e 0,8% no ramo úmido.

#### **4.3.7 – Pinhal – AM07**

Observa-se nas curvas de compactação, conforme a Fig. 4.12a, que a massa específica seca não varia com o teor de umidade embora seja possível observar que a massa específica aumenta com a energia de compactação.

As curvas de condutividade hidráulica, conforme Fig. 4.12b, indicam uma diminuição deste valor com o aumento da energia de compactação de 8 para 12 e 16 golpes, sendo que entre estas energias a condutividade hidráulica foi bastante próxima. Há uma pequena diminuição da condutividade com o aumento do teor de umidade para a energia de 12 e 16 golpes e não varia para a curva de 8 golpes. As mínimas condutividades hidráulicas ficam na ordem de  $2 \times 10^{-5} \text{ m/s}$  para a energia de 8 golpes e  $5 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$  para 12 e 16 golpes.

O tempo necessário para a estabilização das contrações é de quatro dias e pode-se afirmar que na metade deste tempo ocorrem 50% dos valores máximos, isto pode ser observado na Fig. 4.12c.

As curvas de  $\varepsilon \times w$ , Fig. 4.12d, indicam que para as energias de 8 e 12 golpes, a contração se mantém constante com o aumento do teor de umidade. As contrações foram aproximadamente da mesma ordem de grandeza, com valores médios de cerca de 1,4%, ou seja, há pouca influência da energia de compactação e teor de umidade. De modo geral, comparando as três curvas, não é possível afirmar a influência da energia de compactação na contração axial. Os valores obtidos para 8 golpes estão em cerca de 2,3%, para 12 golpes a contração está no patamar de 1,8% e para a energia de 16 golpes a contração desce de 2,1% para 1,3%.

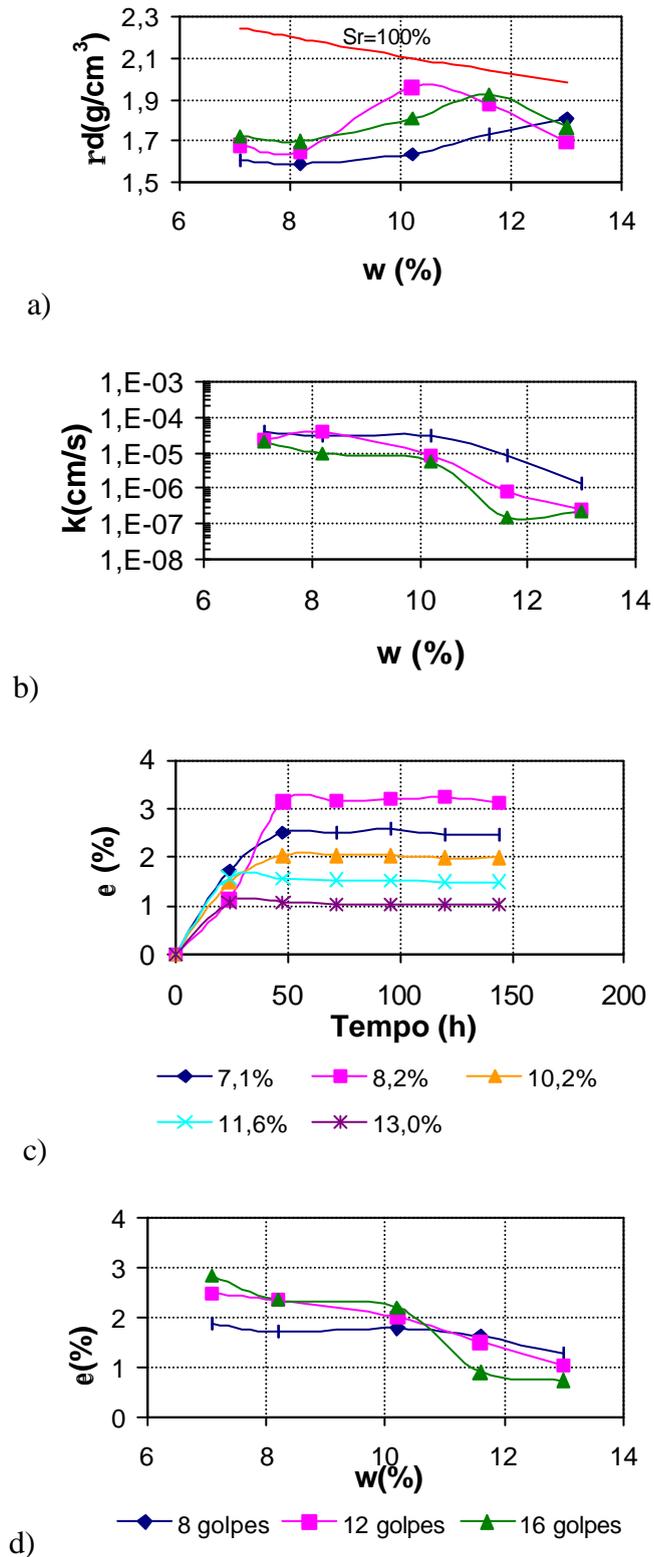


Figura 4.11 – Amostra AM06. a) Curva de compactação. b) Condutividade hidráulica. c) Contração axial x Tempo, para a energia de 12 golpes. d) Contração axial x Teor de umidade.

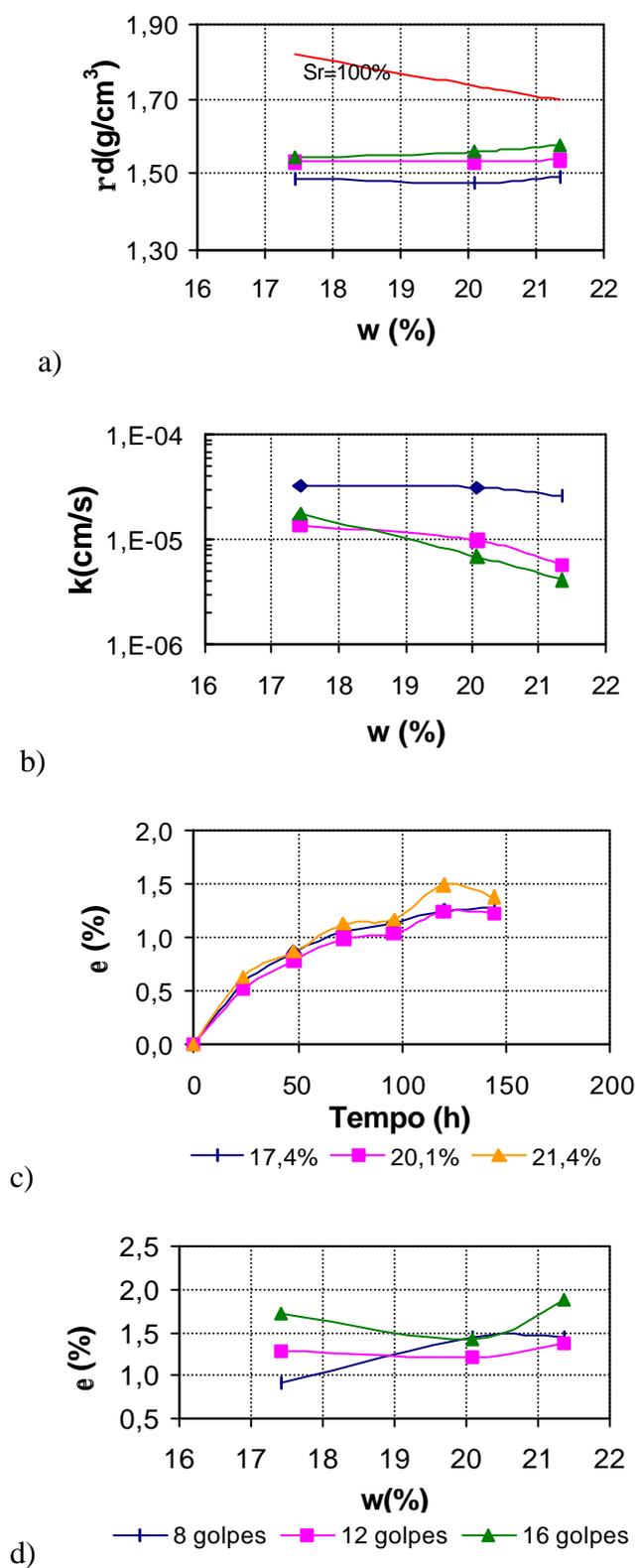


Figura 4.12 – Amostra AM07. a) Curva de compactação. b) Condutividade hidráulica. c) Contração axial x Tempo, para a energia de 12 golpes. d) Contração axial x Teor de umidade.

#### 4.4.8 - Poços de Caldas – AM08

Os resultados mostram que as massas específicas secas obtidas, Fig. 4.13a, não variam com o teor de umidade, não sendo possível determinar a umidade ótima. Há uma certa ordem nas curvas, sendo possível afirmar que há uma tendência de a massa específica seca aumentar com o aumento da energia de compactação.

As curvas de condutividade hidráulica, Fig. 4.13b, mostram tendência, nas três energias, de a condutividade hidráulica não variar com o teor de umidade, mantendo-se constante. Os valores mínimos de condutividade hidráulica obtidos são de  $2 \times 10^{-6}$  cm/s para as 3 energias.

Este solo apresenta um rápido processo de contração, observa-se nas curvas  $\epsilon$  x t, Fig. 4.13c, que as contrações máximas são atingidas em 1 dia. As curvas de  $\epsilon$  x w, Fig. 4.13d, indicam uma tendência de a contração ser constante e não variar com o aumento teor de umidade para todas as energias. Os valores médios de contração são da ordem de 2% para as três energias.

#### 4.3.9 - Silte Amarelo Capivari – AM09

As curvas de compactação, Fig. 4.14a, indicam que a massa específica seca não aparenta variação com o teor de umidade. Desta forma não é possível distinguir a umidade ótima. Nos pontos secos há distinção entre os pontos e fica claro o aumento da massa específica com o aumento da energia de compactação, no ramo úmido a energia de compactação não influenciou a massa específica seca.

As curvas de condutividade hidráulica, Fig. 4.14b, mostram uma pequena tendência de pequena diminuição deste valor com o aumento do teor de umidade, a menos da energia de 8 golpes. Também é possível observar uma pequena diminuição da condutividade com o aumento da energia de compactação. Os resultados mínimos obtidos são de  $1 \times 10^{-6}$  cm/s para 8 golpes,  $7 \times 10^{-7}$  cm/s para 12 golpes e  $2 \times 10^{-7}$  cm/s para 16 golpes.

As curvas  $\epsilon$  x t, Fig. 4.14c, indicam que a contração máxima ocorre em 4 dias, mas em 2 dias já se obtém 75% da contração máxima. As curvas de  $\epsilon$  x w, Fig. 4.14d, mostram uma queda da contração com o teor de umidade para as energias de 12 e 16 golpes. Para a energia de 8 golpes

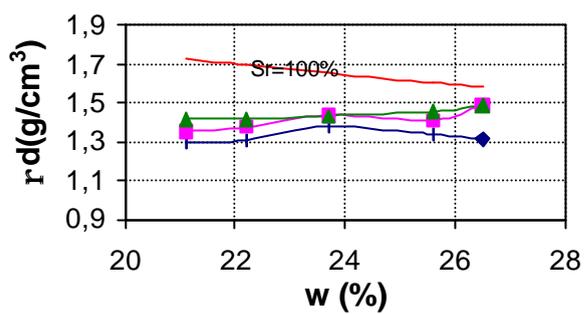
foi observado que a contração não se altera. Pela disposição das curvas pode-se afirmar que a contração diminui com o aumento da energia de compactação. Os resultados ficam em torno de 2,2% para 8 golpes, na faixa de 1,8% a 3,2% para 12 golpes e de 1,3% a 2,1% para energia de 16 golpes.

#### **4.3.10 - Saprolito Roxo Bandeirantes – AM10**

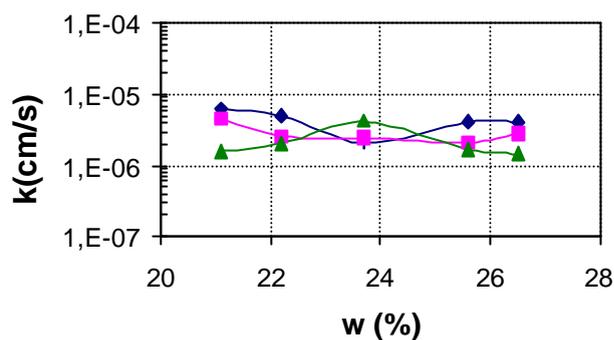
Em relação a massa específica seca, Fig. 4.15a, note-se claramente um aumento desses valores com o aumento da energia de compactação. Porém há pouca diferença entre valores da mesma curva, conferindo as curvas uma forte tendência horizontal impossibilitando a distinção do teor de umidade ótima.

As curvas de condutividade hidráulica, Fig. 4.15b, indicam queda deste valor com aumento do teor de umidade. Observa-se uma diminuição da condutividade com o aumento da energia de compactação. A exceção ocorre na curva de 24 golpes onde houve aumento da condutividade com o aumento do teor de umidade a no ramo úmido da curva de compactação. A diferença entre valores da mesma energia de compactação chega a 2 ordens de grandeza para a energia de 8 golpes, e uma ordem de grandeza para as de 12, 16 e 24 golpes. Os valores mínimos obtidos são de  $4 \times 10^{-7}$  cm/s para 8 golpes,  $3 \times 10^{-7}$  cm/s para 12 e 16 golpes e  $4 \times 10^{-7}$  cm/s para 24 golpes.

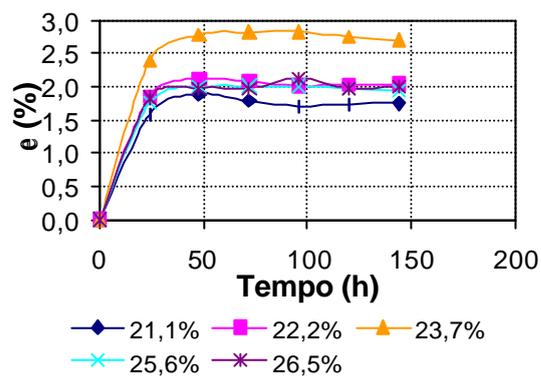
Conforme as curvas de  $\epsilon \times t$ , Fig. 4.15c, as máximas contrações são obtidas em 3 dias, porém em 2 dias os valores chegam a 90% do total. As curvas de  $\epsilon \times w$ , Fig. 4.15d, indicam que para as energias de 8, 12 e 16 golpes, a contração não é influenciada pelo aumento do teor de umidade e nem pela energia de compactação. A curva de 24 golpes mostra que a contração tem uma forte queda com o aumento do teor de umidade e seus valores são superiores aos obtidos nas outras energias. Os resultados obtidos foram contrações na faixa de 1% a 2% para as energias de 8, 12 e 16 golpes. Para a energia de 24 golpes foram obtidos valores de 4% no ramo seco e 1% no ramo úmido.



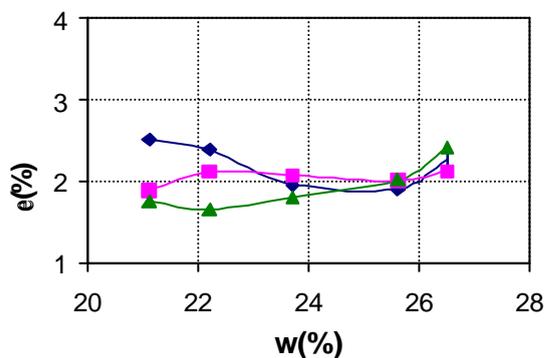
a)



b)



c)



d)

Figura 4.13 – Amostra AM08. a) Curva de compactação. b) Condutividade hidráulica. c) Contração axial x Tempo, para energia de 12 golpes. d) Contração axial x teor de umidade.

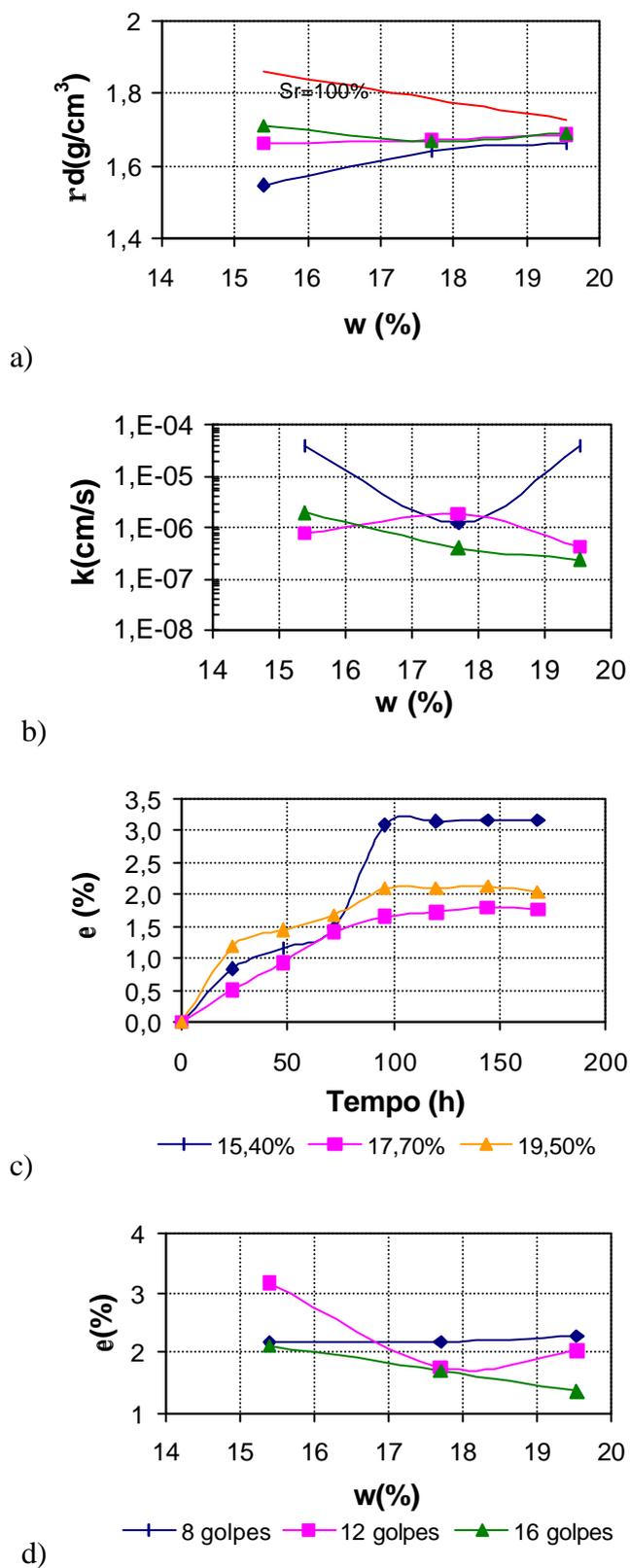
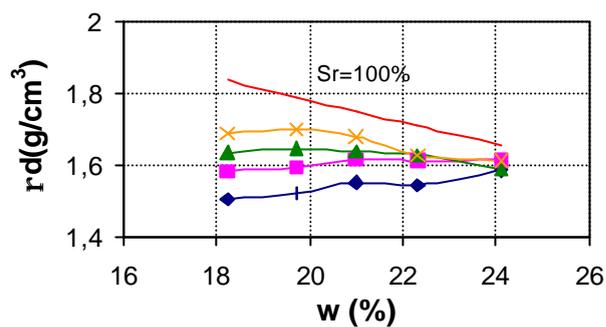
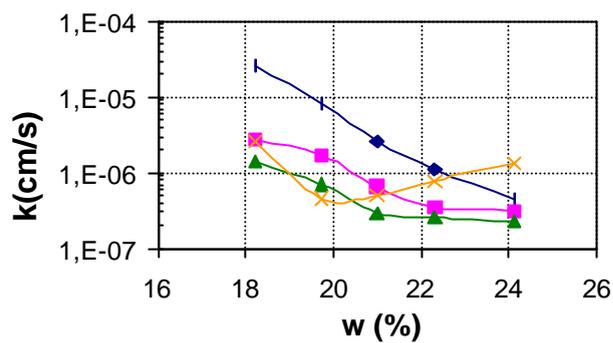


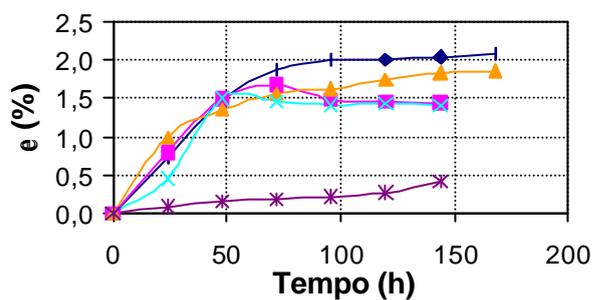
Figura 4.14 – Amostra AM09. a) Curva de compactação. b) Condutividade hidráulica. c) Contração axial x Tempo, para energia de 12 golpes. d) Contração axial x teor de umidade.



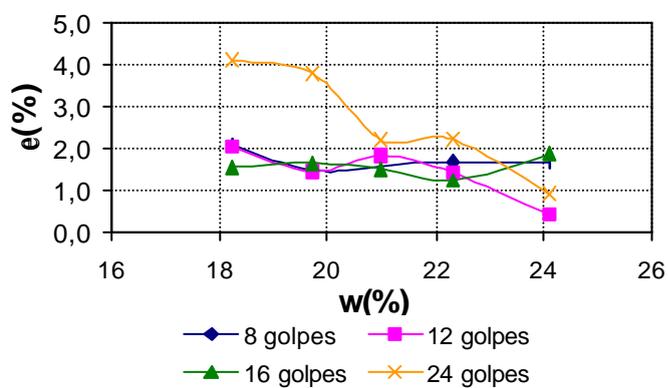
a)



b)



c)



d)

Figura 4.15 – Amostra AM10. a) Curva de compactação. b) Condutividade hidráulica. c) Contração axial x Tempo, para energia de 12 golpes. d) Contração axial x Teor de umidade.

#### **4.4 - INFLUÊNCIA DO TIPO DE SOLO E CONDIÇÕES DE COMPACTAÇÃO NA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA E NA CONTRAÇÃO AXIAL**

A Tabela 4.2 reúne as informações relacionando a classificação dos solos com os resultados dos ensaios de condutividade hidráulica e contração axial. Os valores de condutividade hidráulica se referem aos mínimos resultados para cada energia. Os resultados de contração foram tomados dos corpos de prova que forneceram as mínimas condutividades hidráulicas.

Amparado nos valores mostrados, as menores condutividades hidráulicas estão associados aos solos NG' (apenas amostra AM08 forneceu valores da ordem de  $10^{-6}$  cm/s) e a solos A-6 e A-7 (apenas a amostra AM03 é A-4). Em contrapartida, as maiores contrações estão associadas aos solos NG' e A-6 e A-7.

Pelo SUCS, as solos CL e MH forneceram as menores condutividades hidráulicas. Os maiores valores estão relacionados a solos ML, na ordem de  $10^{-6}$  cm/s. Apenas a amostra AM03 classificada como ML apresentou condutividade hidráulica da ordem de  $10^{-7}$  cm/s.

Os resultados obtidos para a maioria das amostras foram da ordem de  $10^{-7}$  cm/s, valor defendido como máximo aceitável para barreiras, por diversas instituições de controle ambiental.

#### **4.5 - RELAÇÃO ENTRE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA E UMIDADE VOLUMÉTRICA**

Uma forma de representar os pontos da curva de compactação de maneira diferenciada é através da umidade volumétrica. Como na curva de compactação o teor de umidade é sempre crescente e a massa específica pode aumentar e diminuir em função do teor de umidade, ocorrem valores de mesma massa específica para teores de umidade diferentes.

Por definição a umidade volumétrica ( $\theta$ ) é a razão entre o volume de água ( $V_w$ ) e o volume total do solo ( $V$ ). Pode-se também, dentre outras formas, representá-la em função do teor de umidade e da massa específica seca conforme as equações 4.1 e 4.2.

Tabela 4.2 – Síntese dos resultados dos ensaios especiais e da classificação.

<b>Amostras</b>	<b>AM01</b>	<b>AM02</b>	<b>AM03</b>	<b>AM04</b>	<b>AM05</b>	<b>AM06</b>	<b>AM07</b>	<b>AM08</b>	<b>AM09</b>	<b>AM10</b>
<b>SUCS</b>	ML	MH	ML	MH	CL	CL	ML	ML	CL	CL
<b>HRB</b>	A-5	A-7-5	A-4	A-7-5	A-7-6	A-6	A-4	A-5	A-4	A-6
<b>MCT</b>	NS'	NG'	NG'	NG'	NG'	NG'	NS'	NG'	NS'	NS'
<b>k mín. (cm/s) - 8 golpes</b>	7E-06	3E-07	1E-07	6E-08	3E-08	1E-06	3E-05	2E-06	1E-06	4E-07
<b>k mín. (cm/s) - 12 golpes</b>	3E-06	1E-07	1E-07	2E-08	3E-08	2E-07	6E-06	2E-06	4E-07	3E-07
<b>k mín. (cm/s) - 16 golpes</b>	4E-06	9E-08	2E-07	5E-08	7E-08	1E-07	4E-06	1E-06	2E-07	2E-07
<b>k mín. (cm/s) - 24 golpes</b>	4E-06		5E-07							5E-07
<b>e (%) - 8 golpes</b>	0,9	3,8	1,8	9,1	6,8	1,3	1,5	1,9	2,2	1,7
<b>e (%) - 12 golpes</b>	1,3	2,9	2,1	8,6	5,2	1,0	1,4	2,0	2,0	0,4
<b>e (%) - 16 golpes</b>	1,5	3,5	1,9	9,1	4,5	0,9	1,9	2,4	1,4	1,9

$$\mathbf{q} = \frac{V_w}{V} \quad (4.1)$$

$$\mathbf{q} = rd \times w \quad (4.2)$$

A Fig. 4.16 mostra a relação entre a condutividade hidráulica e umidade volumétrica. A Fig. 4.16a, refere-se as amostras AM02, AM03 e AM05. A Fig. 4.16b refere-se as amostras AM06, AM07 e AM10. Por fim a Fig. 4.16c refere-se as amostras AM01, AM04, AM08 e AM09.

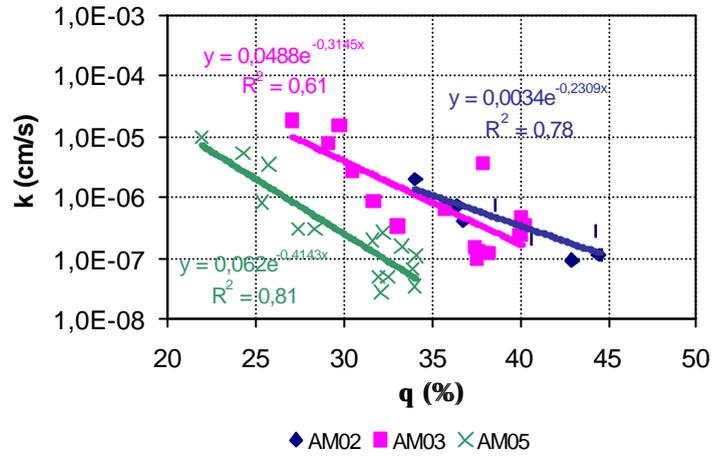
As Figuras 4.16a e 4.16b mostram boas correlações para as amostras AM02, AM03, AM05, AM06, AM07 e AM10. Nessa situação é observado que a condutividade hidráulica diminui com o aumento da umidade volumétrica. A Fig. 4.16c mostra que não houve correlações para as amostras AM01, AM04, AM08 e AM09. Essas amostras apresentaram pouca variação da condutividade hidráulica com a umidade volumétrica, o que explica a ausência das correlações.

As correlações foram determinadas a partir de regressões exponenciais das dispersões dispostas em gráficos mono logarítmicos. Outra forma de apresentar tais correlações é através das regressões lineares, para tanto basta tornar decimal o eixo da condutividade hidráulica obtendo seu logaritmo. A partir de então basta ajustar a regressão linear. A Tabela 4.3 mostra, para as amostras que apresentaram correlações, as equações lineares e exponenciais com seus respectivos coeficientes de determinação.

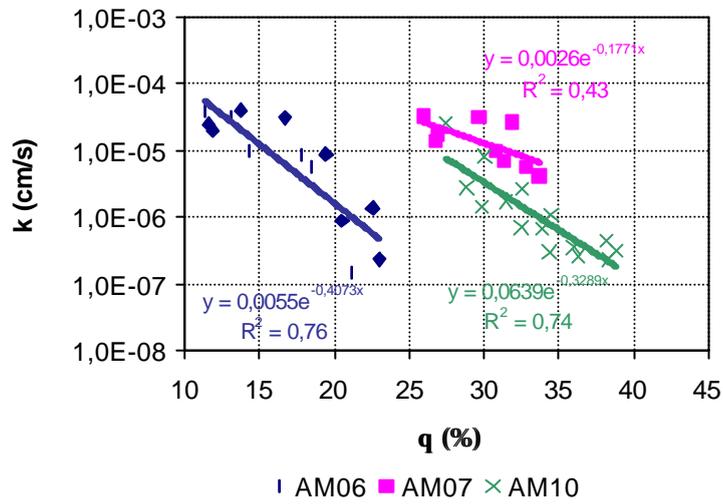
Tabela 4.3 – Resumo das equações obtidas através da regressão linear das amostras que apresentaram correlação.

<b>Amostra</b>	<b>Log(k) = aq + b</b>	<b>R<sup>2</sup></b>	<b>k = be<sup>aq</sup></b>	<b>R<sup>2</sup></b>
AM02	Log(k) = -0,10θ - 2,46	0,78	k = 0,003e <sup>-0,23θ</sup>	0,78
AM03	Log(k) = -0,14θ - 1,31	0,61	k = 0,05e <sup>-0,31θ</sup>	0,61
AM05	Log(k) = -0,18θ - 1,21	0,82	k = 0,06e <sup>-0,41θ</sup>	0,81
AM06	Log(k) = -0,18θ - 2,26	0,76	k = 0,01e <sup>-0,41θ</sup>	0,76
AM07	Log(k) = -0,08θ + 2,58	0,43	k = 0,003e <sup>-0,18θ</sup>	0,43

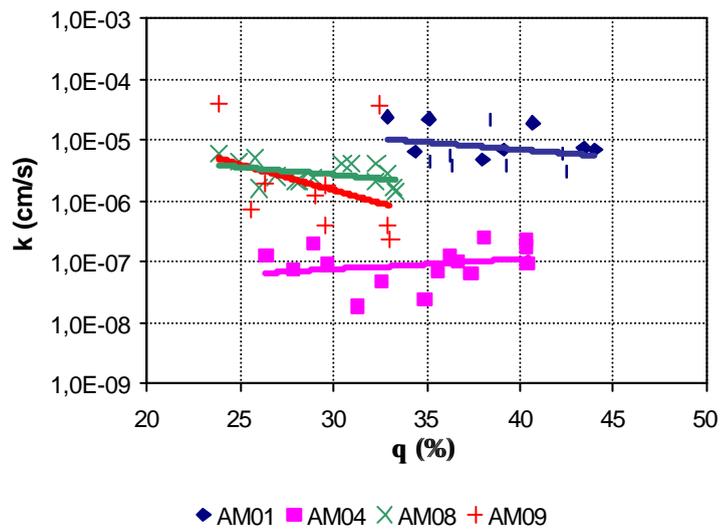
AM10	$\text{Log}(k) = -0,14\theta - 1,19$	0,75	$k = 0,06e^{-0,34\theta}$	0,74
------	--------------------------------------	------	---------------------------	------



a)



b)



c)

Figura 4.16 – Condutividade hidráulica x Umidade volumétrica. a) AM02, AM03 e AM05. b) AM06, AM07 e AM10. c) AM01, AM04, AM08 e AM09.

#### 4.6 - ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DAS PROPRIEDADES DO SOLO NA CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

Dentre as características dos solos, algumas apresentaram boas correlações com a condutividade hidráulica. Os resultados desses ensaios foram relacionados com os dados de granulometria, limites de consistência, classificação MCT e do ensaio de adsorção de azul de metileno. Dessas correlações, estão apresentadas as que mostraram as melhores tendências de comportamento. As propriedades analisadas são a Porcentagem de Argila, Limite de Liquidez, Índice de Plasticidade,  $c'$ , CTC, SE e VB. Os valores de condutividade hidráulica utilizados nas correlações foram os menores valores obtidos nos ensaios para a energia de 12 golpes, por ser próxima a do Proctor normal.

##### 4.6.1 - Porcentagem de Argila

A Figura 4.17 apresenta a correlação entre porcentagem de argila e condutividade hidráulica para a energia de 12 golpes, onde se pode notar que  $k$  decresce com a porcentagem de argila. Apenas a amostra 8 ficou a margem desta tendência.

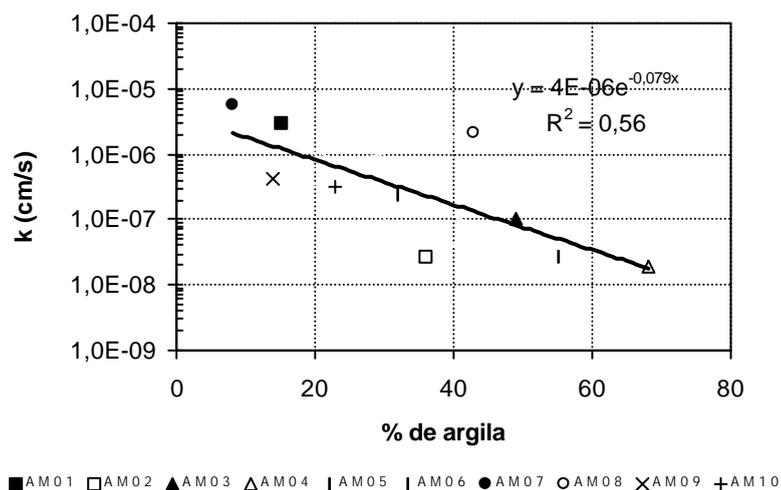


Figura 4.17 – Condutividade Hidráulica x % de argila. Energia de 12 golpes.

##### 4.6.2 - Limite de Liquidez e Índice de Plasticidade

A Fig. 4.18 mostra a correlação com o Índice de Plasticidade, para a energia de 12 golpes. Foi obtida uma boa correlação e nota-se diminuição da condutividade hidráulica com aumento do índice de plasticidade. Analisando a dispersão a amostra 3 ficou fora da tendência com baixa condutividade hidráulica.

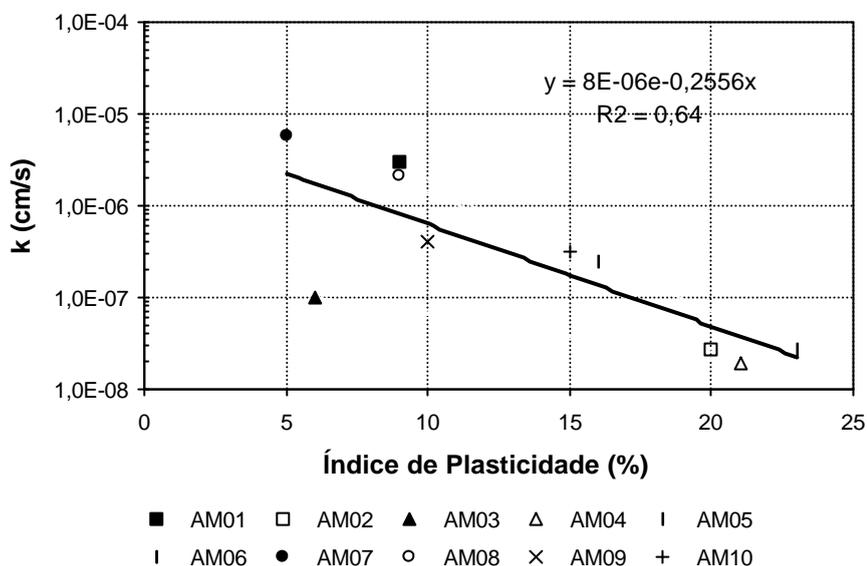


Figura 4.18 - Condutividade Hidráulica x Índice de Plasticidade. Energia de 12 golpes.

#### 4.6.3 - Classificação MCT

A Fig. 4.19 mostra a correlação da condutividade hidráulica com o índice  $c'$  da metodologia MCT. Dentre os índices do MCT, nenhum mostrou uma boa correlação. Nota-se, no entanto, uma tendência da condutividade hidráulica diminuir com o índice  $c'$ , apesar da grande dispersão. O que está coerente, pois este índice indica o caráter argiloso do solo.

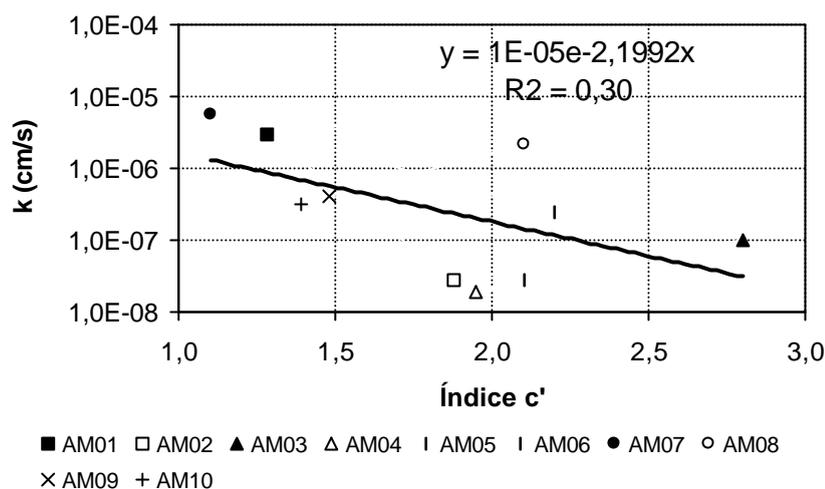


Figura 4.19 – Condutividade Hidráulica x Índice  $c'$ . Energia de 12 golpes.

#### 4.6.4 - Ensaio de Adsorção de Azul de Metileno

Os resultados do ensaio de adsorção de azul de metileno são expressos em termos de Capacidade de Troca Catiônica (CTC), Superfície Específica (SE), VB (valor de azul de metileno adsorvido) e AcB (índice de atividade da fração argilosa). A Fig. 4.20 mostra as correlações obtidas entre  $k$  e os parâmetros acima. Apesar de alguma dispersão, nota-se que  $k$  tende a diminuir com o CTC, com a SE e com o VB.

### 4.7 - ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DAS PROPRIEDADES DO SOLO NA CONTRAÇÃO AXIAL

Os mesmos fatores analisados para  $k$  também foram analisados para a contração axial. Neste caso foi incluída ainda a relação entre a contração axial e o Limite de Contração.

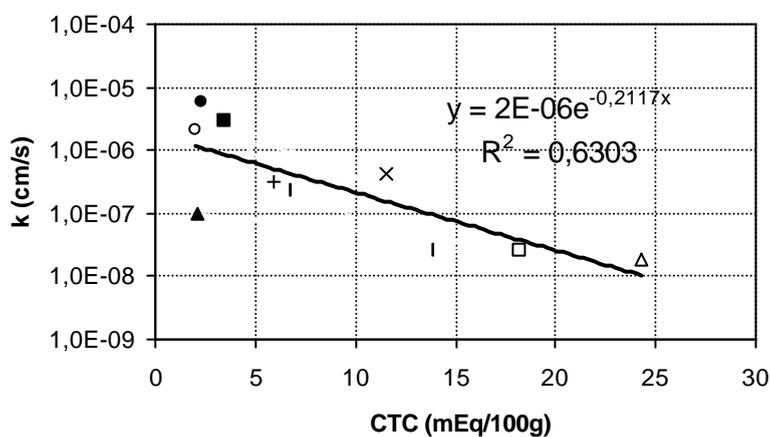
#### 4.7.1 - Porcentagem de Argila

As correlações com a granulometria revelaram-se boas apenas para a porcentagem de argila. Através da Fig. 4.21 observa-se que a contração axial aumenta com o aumento da porcentagem de argila. As amostras 03 e 08 fogem a essa tendência com baixas contrações embora tenham altas porcentagens de argila.

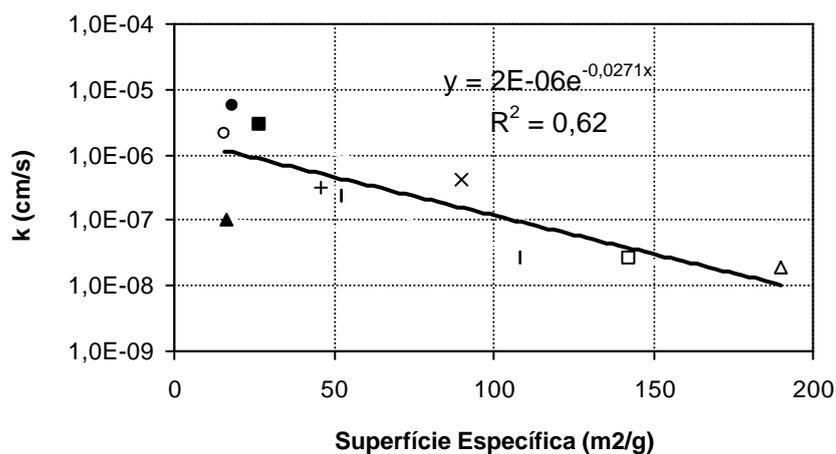
#### 4.7.2 - Limites de Consistência

As Figuras 4.22a e 4.22b mostram as correlações entre a contração axial e o índice de plasticidade e limite de contração.

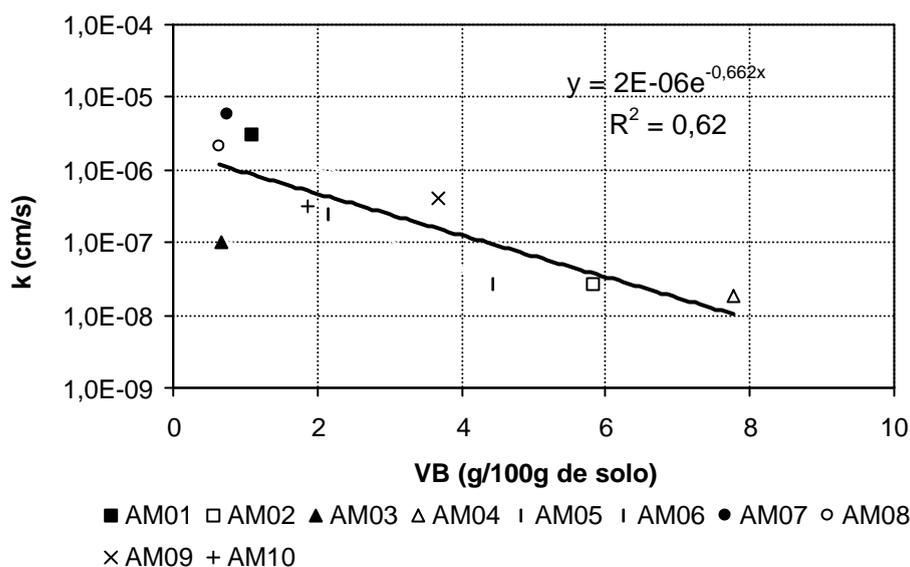
As correlações dos limites de consistência com a contração axial indicam um aumento da contração com o Índice de Plasticidade, tendo apresentado uma boa correlação por regressão não linear. Também foi obtida uma boa correlação com o Limite de Contração, indicando uma diminuição da contração com o aumento do Limite de Contração.



a)



b)



c)

Figura 4.20 – a) Condutividade Hidráulica x CTC. b) Condutividade Hidráulica x SE. c) Condutividade Hidráulica x VB. Energia de 12 golpes.

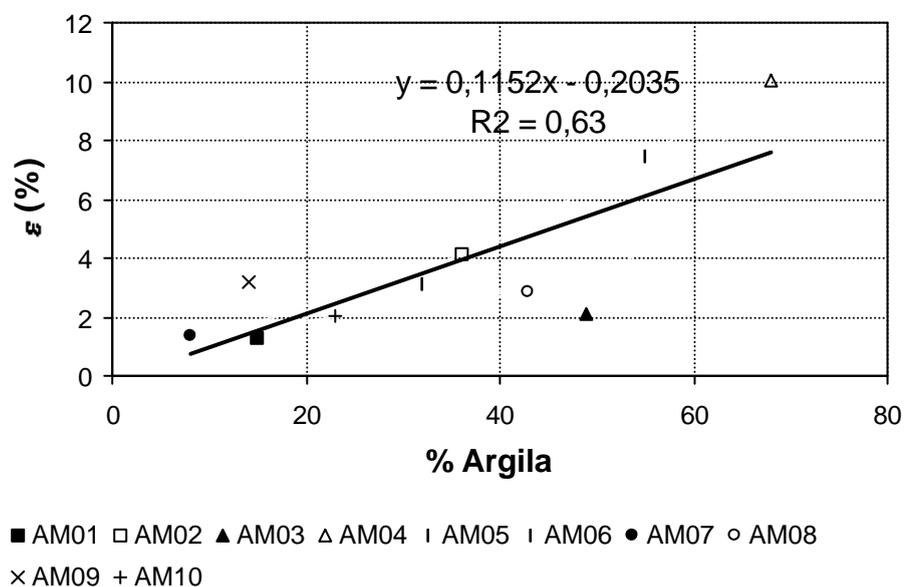


Figura 4.21 – Contração Axial x % Argila. Energia de 12 golpes.

#### 4.7.3 - Classificação MCT

Não houve correlação com os índices a Classificação MCT. De modo geral pode-se afirmar que há uma ligeira tendência da contração aumentar com o aumento do índice  $c'$ , que reflete o caráter

argiloso do solo. Por outro lado, as amostras 04 e 05 estão deslocadas da dispersão, porém se esta for analisada sem essas amostras, observa-se que a contração praticamente não varia com  $c'$ . A Fig. 4.23 mostra a relação entre a contração axial e o índice  $c'$ .

#### 4.7.4 - Ensaio de Adsorção Azul de Metileno

As Fig. 4.24a, 4.24b e 4.24c mostram as relações da contração axial e CTC, VB e AcB, para a energia de 12 golpes. Da mesma forma que para a condutividade hidráulica, as correlações da contração axial com os parâmetros do ensaio de Adsorção de Azul de Metileno foram boas. Observa-se um aumento da contração axial com o aumento de CTC, VB e SE, apesar de considerável dispersão.

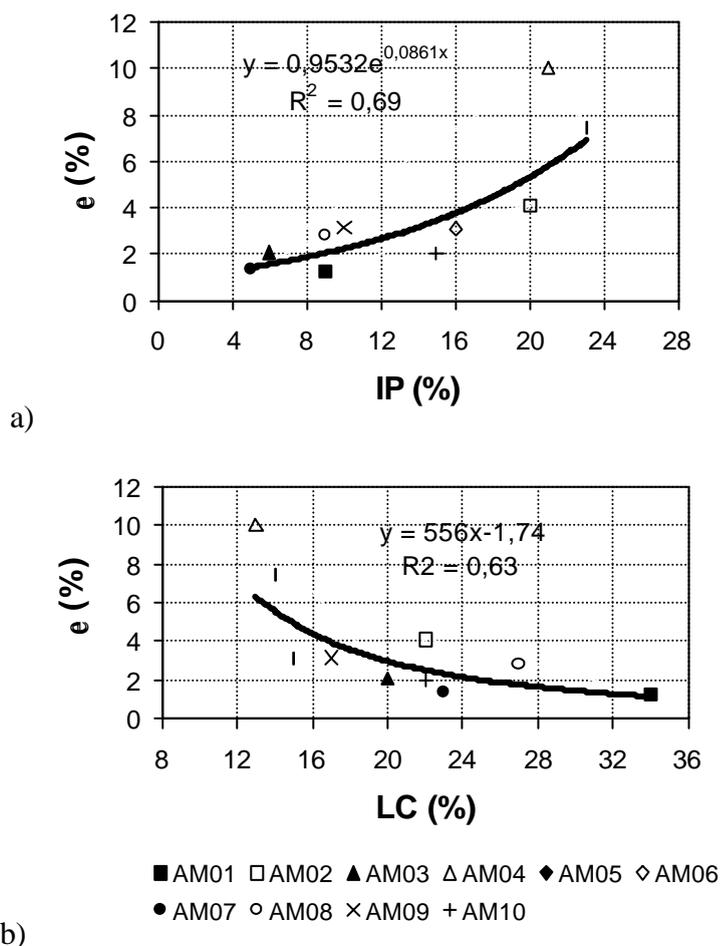


Figura 4.22 – a) Contração Axial x Índice de Plasticidade. b) Contração Axial x Limite de Contração. Energia de 12 golpes.

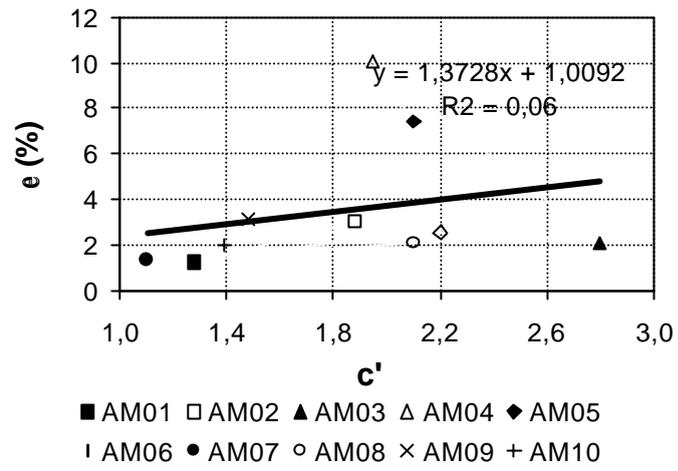
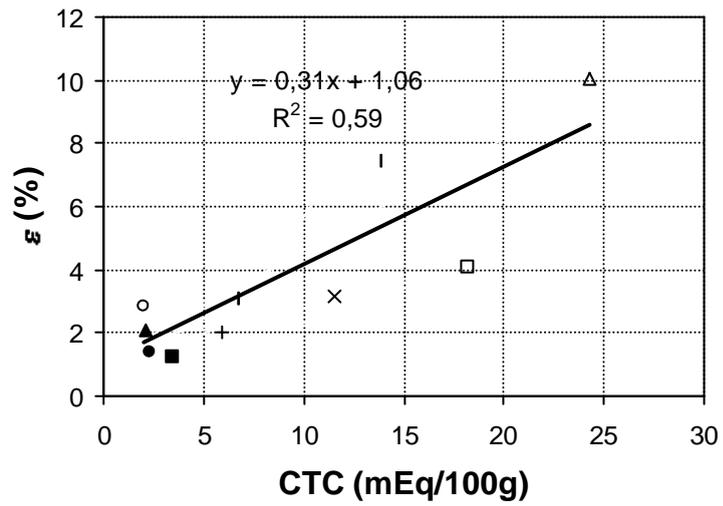
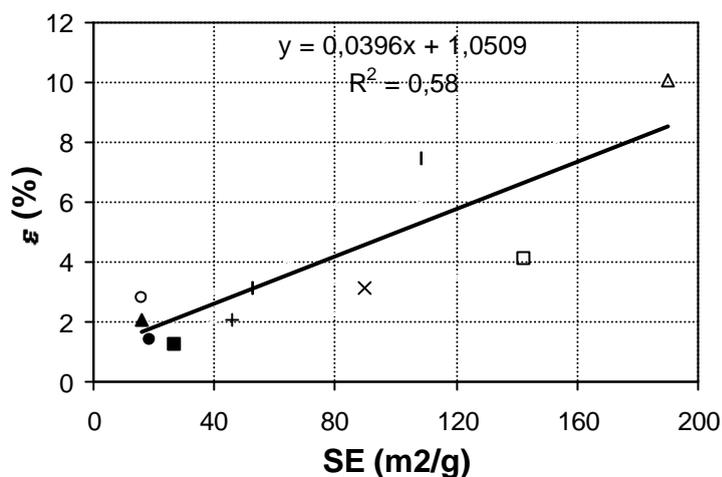


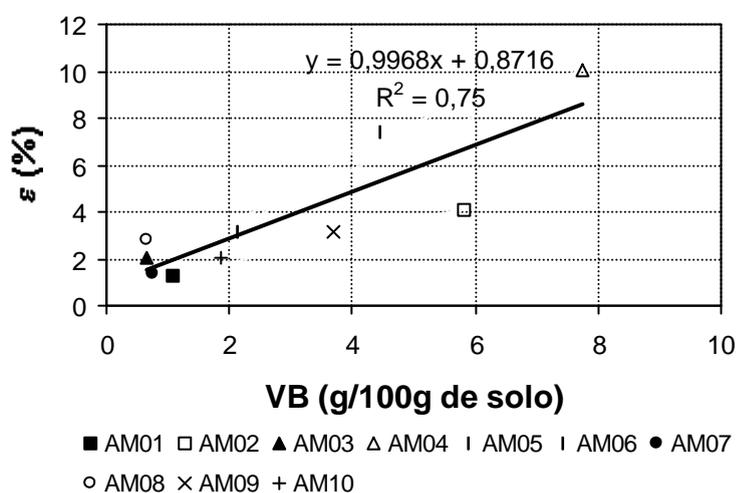
Figura 4.23 – Contração Axial x Índice c'. Energia de 12 golpes.



a)



b)



c)

Figura 4.24 – a) Contração Axial x CTC. b) Contração Axial x SE. Contração Axial x VB. Energia de 12 golpes.

#### 4.8 - CORRELAÇÃO ENTRE CONTRAÇÃO VOLUMÉTRICA E CONTRAÇÃO AXIAL

No intuito de se obter uma correlação entre a contração axial e a contração volumétrica, foram feitas medidas de variação de volume em corpos de prova compactados com energia de 24 golpes. O ensaio foi realizado com um paquímetro, efetuando 3 medidas de altura e diâmetro no decorrer do tempo. Foram utilizadas as amostras AM01, AM03 e AM10.

O objetivo deste estudo é analisar o comportamento da contração axial em relação a contração volumétrica e desta com o teor de umidade.

#### **4.8.1 - Contração Volumétrica x Teor de Umidade**

A Fig. 4.25 mostra as curvas da contração volumétrica, axial e radial na energia de 24 golpes para as amostras AM01, AM03 e AM10.

Comparando as curvas de contração volumétrica e axial em relação ao teor de umidade, observa-se que a contração volumétrica e a axial têm um comportamento semelhante. Para a amostra AM01 a contração volumétrica teve 1,5% como valor mínimo e 3,7% como valor de pico. A amostra AM03 teve 3% como valor mínimo e 4,9% como valor máximo e para a amostra AM01 foi obtido 2,5% como valor mínimo e 5% para valor de pico.

As curvas de contração radial em relação ao teor de umidade indicam uma leve tendência de aumento da contração com o teor de umidade. A contração da amostra AM01 aumentou de 0,25% para 0,75%, o crescimento da amostra AM03 foi de 0,5% para 1%. A amostra AM10 teve um aumento mais significativo, de 0,2% para 1,3%.

Assim, observa-se que a contração volumétrica foi influenciada principalmente pela contração axial, já que esta teve grandes variações com o teor de umidade e a contração radial praticamente pouco variou.

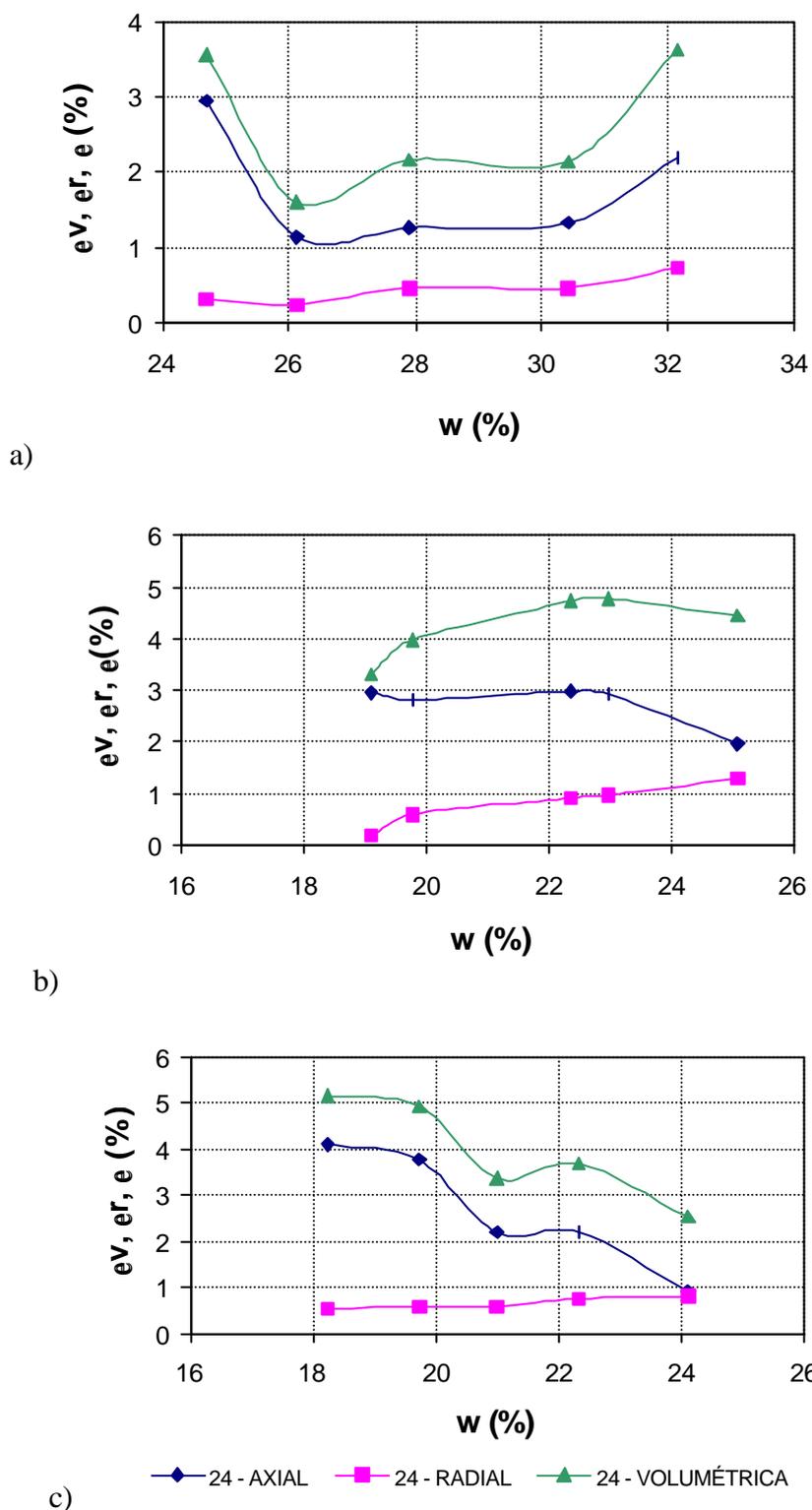
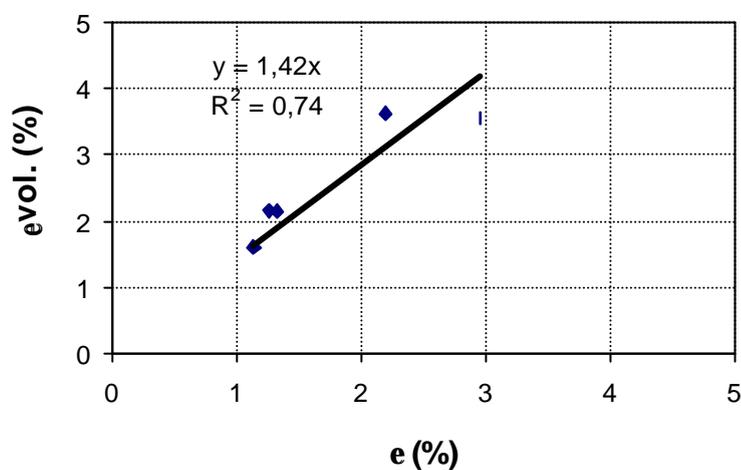


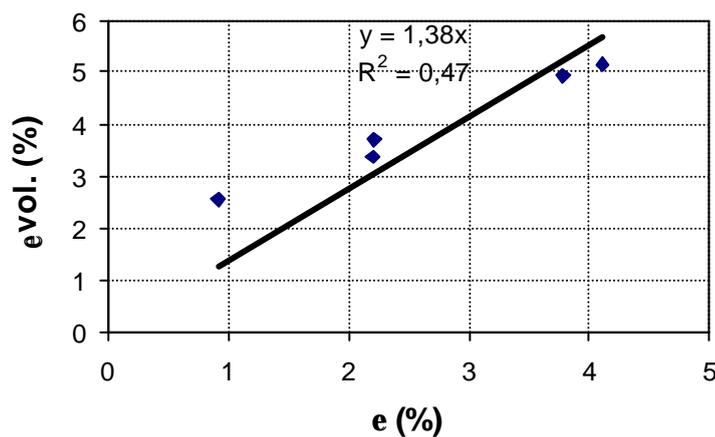
Figura 4.25 – a) Contração x Teor de Umidade amostra AM01. b) AM03. c) AM10. Energia de 24 golpes.

#### 4.8.2 - Contração Volumétrica x Contração Axial

Na relação entre contração volumétrica e axial, foram obtidos bons resultados para as amostras AM01 e AM10, não se conseguindo correlação para a amostra AM03. Para as amostras AM01 e AM10, observa-se um crescimento da contração volumétrica com o aumento da contração axial, ou seja, existe uma ordenação das grandezas. A Fig. 4.26a e 4.26b mostram a relação entre a contração volumétrica e a contração axial na energia de 24 golpes para as amostras AM01 e AM10.



a)



b)

Figura 4.26 – Contração Volumétrica x Contração Axial. a) AM01. b) AM10. Energia de 24 golpes.

## 5.0 - CONCLUSÃO

Neste trabalho avaliou-se o comportamento de alguns solos não lateríticos, tendo em vista a sua utilização em barreiras impermeáveis. A condutividade hidráulica, medida em ensaios de parede rígida, e a contração axial foram estudadas para distintas condições de compactação, com o objetivo de verificar a influência da energia e da umidade de moldagem. Em função dos resultados obtidos, pode-se concluir que:

- a) Como esperado, a condutividade hidráulica diminuiu com a energia de compactação. Em alguns solos, para a mesma umidade, a condutividade hidráulica diminuiu em cerca de duas ordens de grandeza ao passar de oito para dezesseis golpes, contudo em outros solos essa redução foi de uma ordem de grandeza.
- b) A condutividade hidráulica diminuiu com o teor de umidade de compactação e os valores mínimos resultaram de corpos de prova moldados com umidades iguais ou acima da umidade ótima. Alguns solos não foram influenciados pela variação do teor de umidade, talvez motivado pelas condições de compactação, visto que para tais solos a massa específica seca foi constante com o aumento do teor de umidade, para uma mesma energia de compactação.
- c) A condutividade hidráulica relacionou-se com a umidade volumétrica, com o índice de plasticidade, e com os resultados do ensaio de adsorção de azul de metileno.
- d) Foi possível distinguir diferenças de comportamento quanto à condutividade hidráulica em função da classificação dos solos, em geral os solos NG' e A-7-5 e A-7-6 tiveram as menores condutividades hidráulicas.
- e) Para a maioria das amostras, a contração não foi influenciada nem pela energia de compactação e nem pelo teor de umidade de moldagem.
- f) A contração foi de cerca de 2% para a maioria das amostras, porém duas amostras apresentaram contrações variando de 6% a 10%, sendo estas as que apresentaram maior conteúdo de argila, maior índice de plasticidade, menor limite de contração e também estão entre as amostras mais ativas.
- g) A contração relacionou-se bem com a porcentagem de argila, com o índice de plasticidade, limite de contração e com os resultados do ensaio de adsorção de azul de metileno.

- h) Foi observado que os solos NS' tem contração inferior aos NG' e que solos classificados como A-7-5 e A-7-6 também tem elevadas contrações em relação aos outros solos da classificação HRB.
- i) Deve-se ressaltar que os resultados de condutividade hidráulica obtidos em permeâmetro de parede rígida possivelmente são inferiores aos que se obteriam em permeâmetro de parede flexível. Tal fato ocorre pelo maior grau de saturação obtido pelo segundo método. Assim, seria importante, na continuidade desta pesquisa, verificar de que forma os resultados dos dois métodos se relacionam. Isso permitiria utilizar rotineiramente o método empregado neste trabalho, de execução muito mais simples do que o ensaio de parede flexível.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

### Normas Técnicas

- ABNT – 1987 – Resíduos Sólidos: Classificação – NBR 10004/87  
 ABNT – 1987 – Ensaio de solubilização – NBR 10005/87  
 ABNT – 1987 – Ensaio de lixiviação – NBR 10006/87  
 ABNT – 1987 – Amostragem de resíduos – NBR 10007/87  
 ABNT – 1987 – Aterro de resíduos perigosos: Critério para projetos – NBR 10157/87  
 DNER – 1989 – Classificação dos solos tropicais segundo a metodologia MCT – M-196/89.

### Referências Bibliográficas

- ACAR, Y. & OLIVIERI, I., (1989). “Pore fluids effects on the fabric and hydraulic conductivity of laboratory-compacted clay.” *Transp. Res. Rec.* 1219, Transportation Research Board, Washington, D.C., 144-159.
- ALBRECHT, B. A. & BENSON, C. H., (2001). “Effects of desiccation on compacted natural clays”. *J. Geoenviron. Engrg., ASCE*, 127(1), 67-75.
- ANDERSON, D. C., (1982). “Does Landfill leachate make clay liners more permeable?”. *Civ. Engrg.*, 52(9), 66-9.
- BAGCHI, A. (1990). “Design, Construction, and Monitoring of sanitary Landfill”. John Wiley & Sons, Inc., New York.
- BEAULIEU, J., (1979). “ Identification géotechnique de matériaux argileux naturels par la mesure de leur surface au moyen du bleu de méthylène”. *Thèse de Doctorat de 3<sup>o</sup> cycle*, Univ. De Paris-Sud, Orsay, 133p.
- BENSON, C. H. & DANIEL, D. E., (1990). “Influence of clods on hydraulic conductivity of compacted clay.” *J. Geotech. Engrg., ASCE*, 116(8), 1231-1248. BENSON, C., ZHAI, H., and WANG, X. (1994b). “Estimative the hydraulic conductivity of compacted clay liners.” *J. Geotech. Engrg., ASCE*, 120(2), 366-387.
- BENSON, C. H., DANIEL, D. E. & BOUTWELL, G. P., (1999). “Field performance of compacted clay lines”. *J. Geotech. Engrg, ASCE*, 111(4), P.465-478.
- BIDONE, F. R. A., & POVINELLI, J., (1999). “Conceitos básicos de resíduos sólidos”. EESC/USP, São Carlos, SP, 120p.

- BOUTWELL, 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.
- BRODERICK, G. P. & DANIEL, D. E., (1990). "Stabilizing Compacted Clay Against Chemical Attack". J. Geotech. Eng., 116(10), 1549-67.
- CAPRONI, N., PALOCCI, A., SHIMABUKURO, M., RIBAS, J. B. .M. & MORI, R. T., (1994). "Propriedades geotécnicas dos solos coluvionares e residuais do AHE Corumbá". I Anais XXI Seminário Nacional de Grandes Barragens, vol. 1, p.57, Rio de Janeiro, Brasil.
- CARVALHO, M. F., (1999). "Comportamento Mecânico de Resíduos Sólidos Urbanos". Tese de 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. São Paulo.
- CRUZ, P. T., (1983). "Materiais de construção". Simpósio sobre geotecnia da Bacia do Alto Paraná. ABMS/ABGE/CBMR, Anais, São Paulo, Brasil.
- DANIEL, D. E., (1984). "Predicting hydraulic conductivity of clay liners." J. Geotech. Engrg., ASCE, 110(2), 285-300. United Kingdom, 1993. Anais. v.3, p. 1275 – 1292.
- DANIEL, D. E. & BENSON, C. H., (1990). "Water content-density criteria for compacted soil liners." J. Geotech. Engrg., ASCE, 116(12), 1811-1830.
- DANIEL, D. E. & WU. Y., (1993). "Compacted clay liners and cover for arid sites." J. Geotech. Engrg., ASCE, 119(2), 223-227.
- DANIEL, D. E., (1993). "Geotechnical practice for waste disposal". Chapman & Hall, 1ed., London, 683p.
- De MELLO, L. G. & BOSCOV, M. E. G., (1998). "Discussão da Prática Brasileira de Disposição de Resíduos a Luz das Tendências Internacionais". XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Brasília, DF. Vol IV, pág. 195 – 214.
- FERNANDEZ, F. & QUIGLEY R. M., (1985). "Hydraulic conductivity of natural clays permeated with simple liquid hydrocarbons". Canadian Geotechnical J., 22.
- FERNANDEZ, F. & QUIGLEY R. M., (1988). "Organic liquids and the hydraulic conductivity of barrier clays". Proc., 12<sup>th</sup> ICSMFE, Rio de Janeiro, A. A. Balkema, Rotterdam.
- FERNANDEZ, F. & QUIGLEY R. M., (1991). "Controlling the destructive effects of clay-organic liquid interactions by application of effective stresses". Canadian Geotechnical J., 28.

- FIREMAN, M. (1944). "Permeability Measurement on Disturbed Soil Sample". *Soil Sc.*, 58, 337-55.
- GODOI, M. O., (1997). "Origem e Destino dos Resíduos Sólidos Domiciliares em São Paulo". São Carlos. 223p. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.
- KLEPPE, J. & OLSON, R., (1985). "Desiccation cracking of soil barrier". *Hydraulic barriers in soil and rock*, STP 874, ASTM, Philadelphia, p.263-275.
- KOERNER, R. M. (1990). "Designing with Geosynthetics". 2<sup>nd</sup> edition, Prentice Hall, Englewood Cliffs, N. J.
- LAMBE, T. W., (1958). "The structure of compacted clay". *J. Soil Mech. And Foud. Engrg. Div., ASCE*, 84(2), 1-35.
- LAN, T. N., (1977). "Um nouvel essai d'identification dès sols: l'essai au bleu du méthylène". *Bull. Liaison Labo. P. Et Ch.*, 88, mars-avr. pp. 136-137.
- LAN, T. N., (1980). "L'essai au bleu du méthylène. Um progrès dans la mesure et le controle de la propreté dès granulats". *Bull. Liaison Labo. P. et. Ch.*, 107, mai-juin. pp. 130-135.
- LAN, T. N., (1981). "Utilisation de l'essai au bleu du méthylène em terrassement routier". *Bull. Labo. P. et. Ch.*, 111, Janv-fév, pp. 5-16.
- LAUTRIN, D., (1987). "Une procedure rapide d'identification de argiles". *Bull. Labo. P. et. Ch.* 152, nov-déc., pp. 75-84.
- LAUTRIN, D., (1989). "Utilisation pratique des parameters derives de l'essai au bleu du méthylène dans projets de génie civil". *Bull. Labo. P. et. Ch.* fev-mars., pp. 53-65.
- LIMA, L. M. Q., (1995). "Lixo: Tratamento e biorremediação". Hermus Editora Ltda, São Paulo, SP.
- MACAMBIRA, I. Q., (2002). "Comportamento hidráulico de alguns solos lateríticos para uso como barreira impermeável". Dissertação de Mestrado. 128p. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.
- McNEAL, B. L. & COLEMAN, N. T., (1966). "The Effect of solution of soil hydraulic conductivity". *Proc., Soil Sc. Soc. of Amer.*, 30(3), 308-12.
- MANASSERO, M., VAN IMPE, W. F., BOUAZZA, A., (1996). "Waste disposal and containment". In: 2<sup>o</sup> INTERNACIONAL CONGRESS OF ENVIRONMENT GEOTECHNICS, Osaka, Japan, 1996. Anais. V3, p.1245-1474.
- MANUAL DE GERENCIAMENTO INTEGRADO DO LIXO MUNICIPAL, (1995). São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, CEMPRE, 1995.

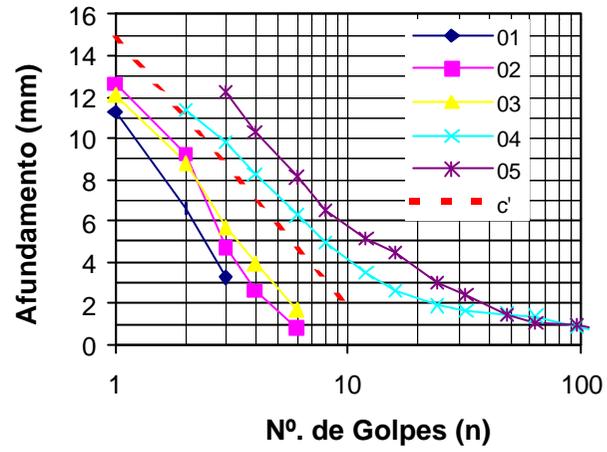
- MESRI, G. & OLSON, R. E., (1971). "Mechanisms Controlling the permeability of clays." *Clays and Clay Minerals*, 19.
- MITCHELL, J. K., (1976). "Fundamentals of Soil Behavior". John Wiley & Sons, Inc., New York.
- MITCHELL, J. K., HOOPER, D. R. & CAMPANELLA, R. G., (1965). "Permeability of compacted clay". *J. Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE*, 91 (4), P.41-65.
- NASIATKA, D. M., SHEPHERD, T. A. & NELSON, J. D., (1981). "Clay Liner Permeability in Low pH Environments". *Proc. Symp. On Uranium Mill Tailings Management, Colorado State Univ., Fort Collins, Colorado*, pp. 627-45.
- 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. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- NOGAMI, J. S. & VILLIBOR, D. F., (1995). "Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos". Ed. Villibor, 1 ed, 317p., São Paulo, SP.
- OLSEN, H. W., (1962). "Hydraulic flow through saturated clays." *Clays and Clay Minerals*, 9(2), 131-161.
- PEJON, O. J., (1992). "Mapeamento geotécnico da folha de Piracicaba-SP (escala 1:100000): Estudo dos aspectos metodológicos, de caracterização e de apresentação de atributos". 224p. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.
- SCHALCH, V., (1992). "Análise comparativa do comportamento de dois aterros sanitários e correção dos parâmetros do processo de digestão anaeróbia". Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.
- SEED, H. B. & CHAN, C. K., (1959). "Structure and strength characteristics of compacted clays". *J. Soil Mechanics and Foundations Division.*, 85(5), p.87-128.
- SHARMA, H. D. & LEWIS, S. P., (1994). "Waste Containment systems, waste stabilization and landfill: design and evaluation". John Wiley & Sons, New York, NY, p158-218.
- SKEMPTON, A. W. (1953). "The colloidal Activity of Clay". *Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol I*, pp. 57-61.
- SOUSA PINTO, C., (1971). "Sobre as Especificações de Controle de Barragens de Terra". VII SNGB, vol II, Tema III.
- TCHOBANOGLIOUS, G.; THEISEN, H.; VIGIL, S.A., (1993). "Integrated solid waste management – engineering principles and management issues. McGraw-Hill, New York.

- U. S. Environmental Protection Agency (USEPA), (1992). "Draft Technical Manual for Solid Waste Disposal Criteria, 40 CFR Part 258, USEPA, Washington, D. C.
- U. S. Environmental Protection Agency (USEPA), (1993). "Report of Workshop on Geosynthetic Clay Liners". USEPA, Washington, D. C.
- VILLIBOR, D. F., (1981). "Pavimentos econômicos. Novas considerações." Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.

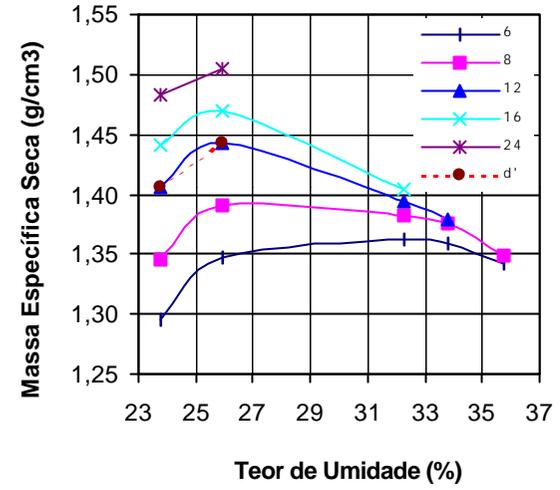
## ANEXO

Neste anexo é apresentado as curva de deformabilidade ou de afundamento (a) para cada cilindro de diferentes teores de umidade, as curvas de compactação (b) para cada energia de compactação e curvas de perda por imersão (c) e mini-MCV *vs* teor de umidade (d), referentes aos ensaios de classificação MC

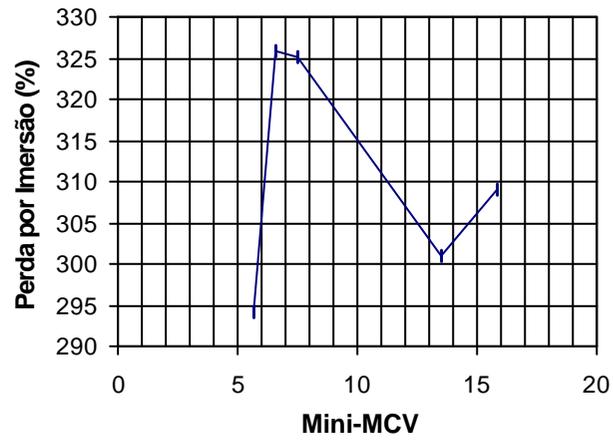
AM01



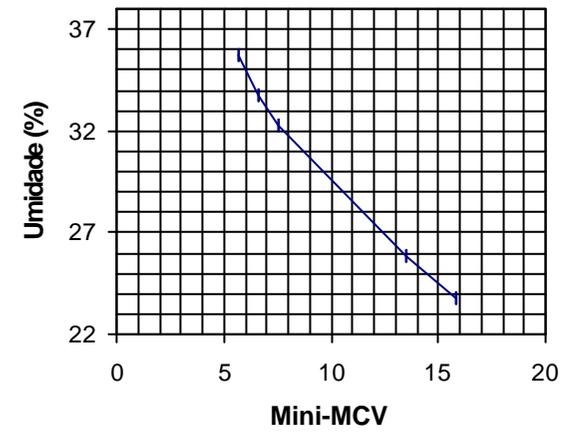
a)



b)

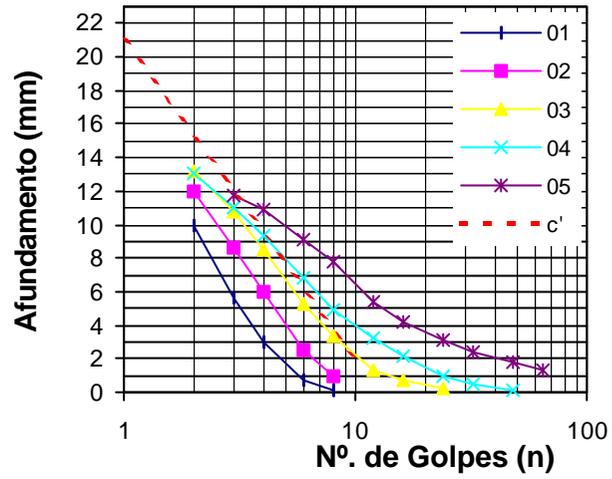


c)

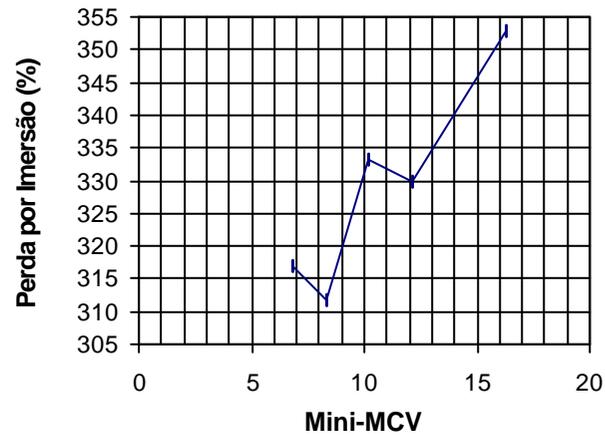


d)

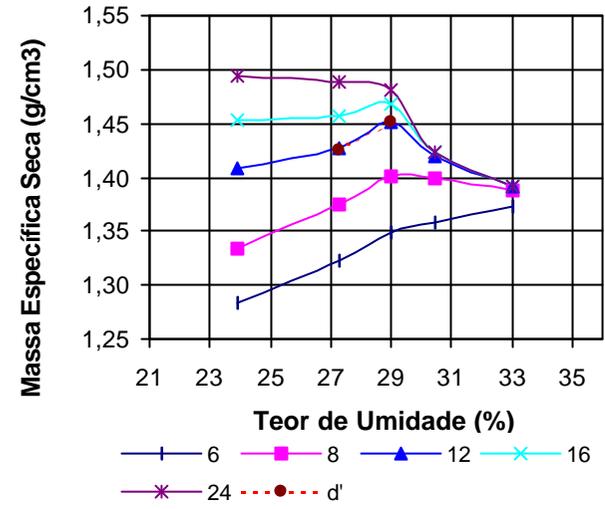
AM02



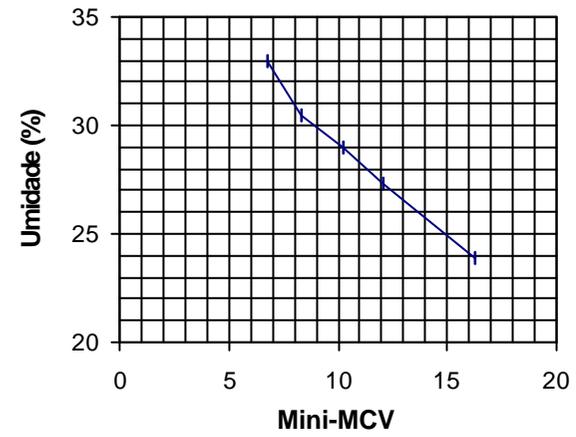
a)



c)

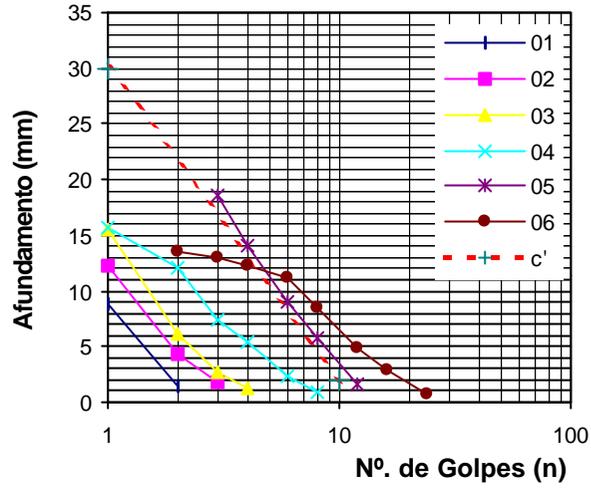


b)

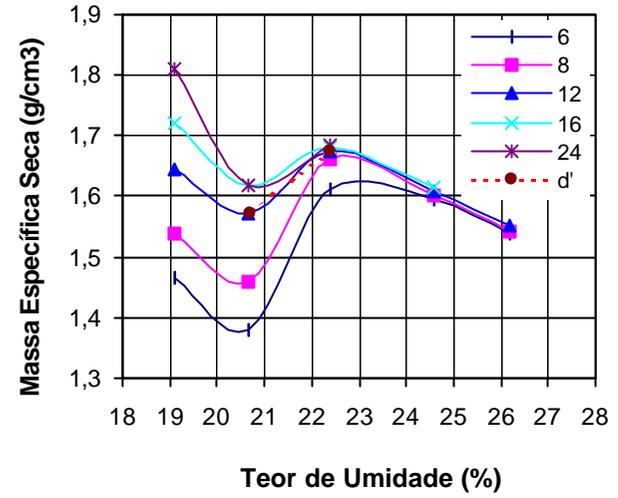


d)

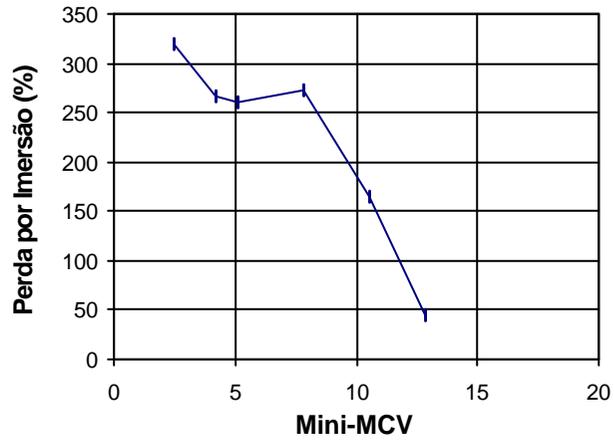
AM03



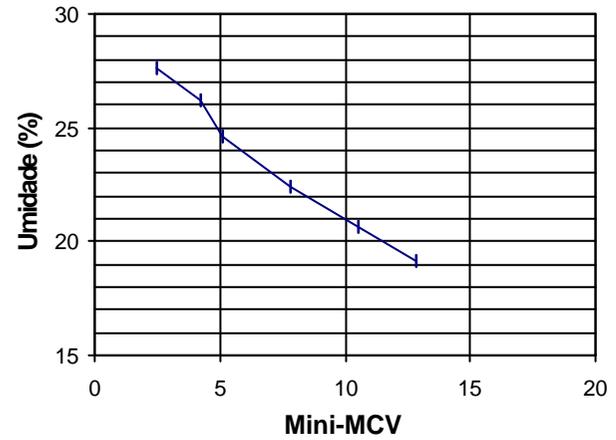
a)



b)

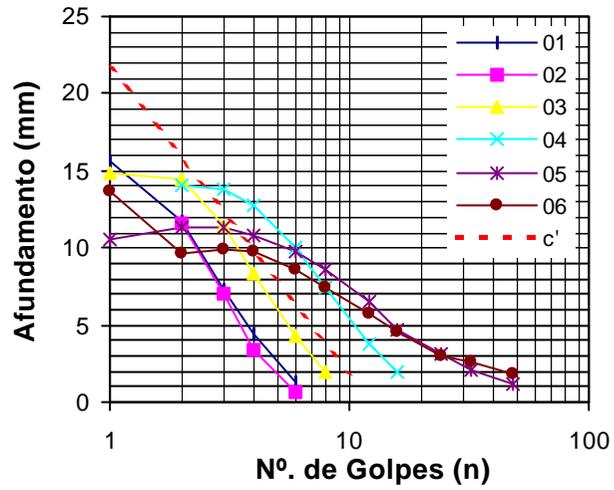


c)

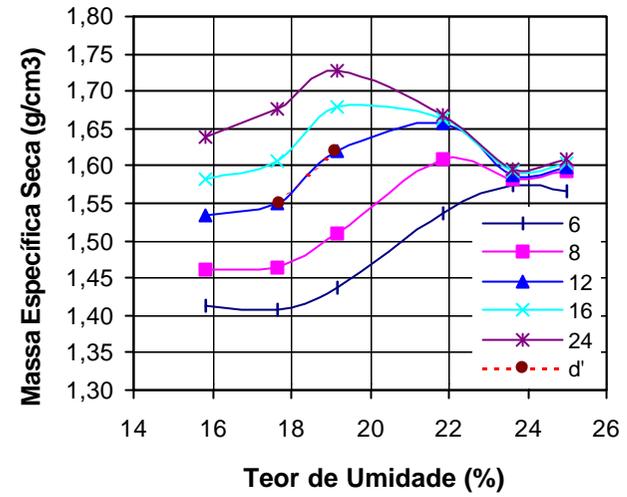


d)

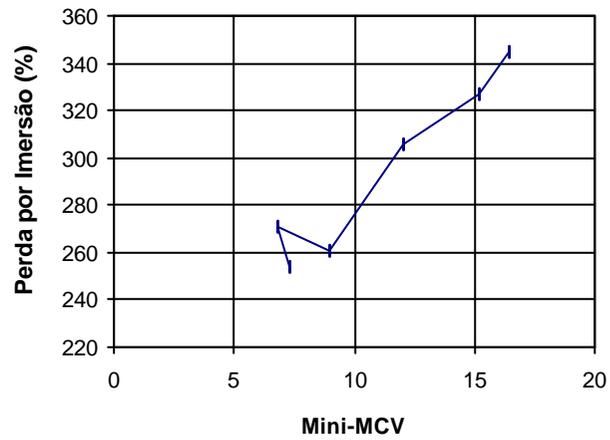
AM04



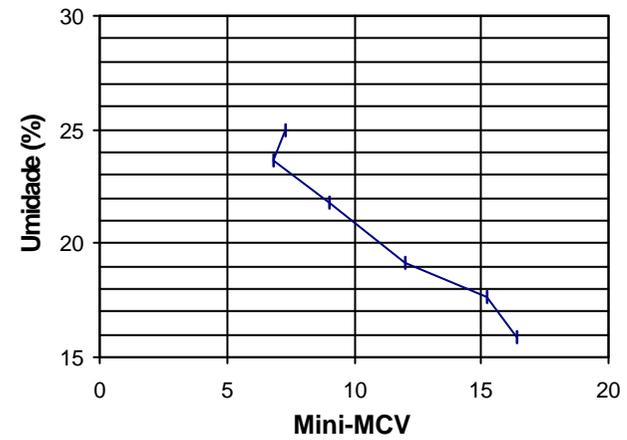
a)



b)

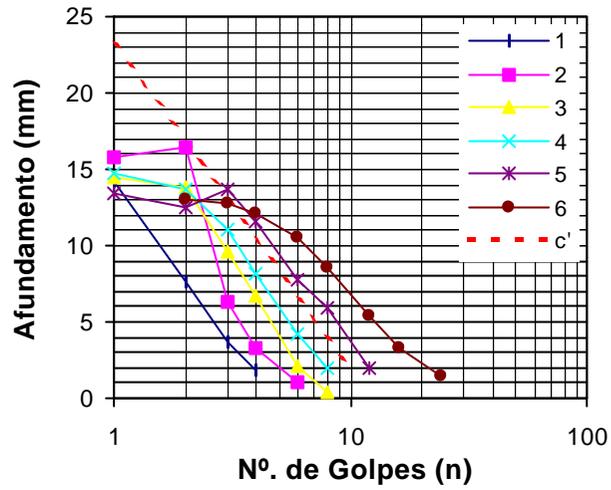


c)

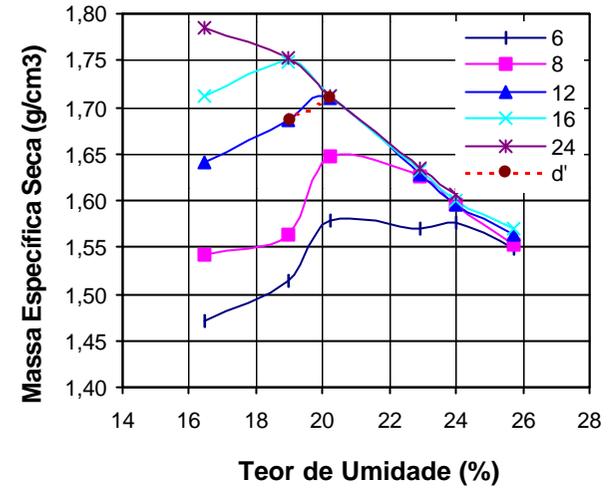


d)

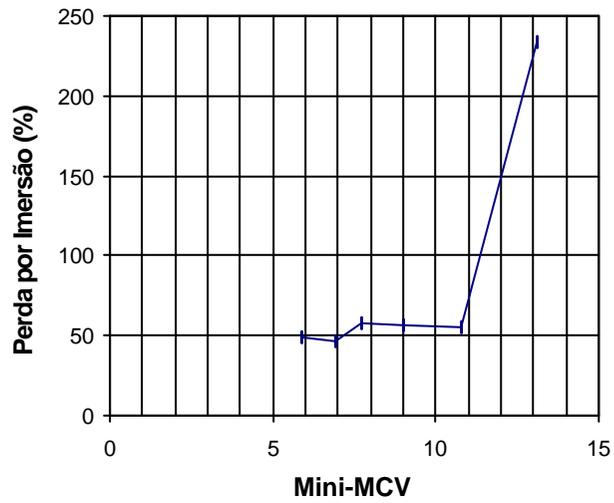
AM05



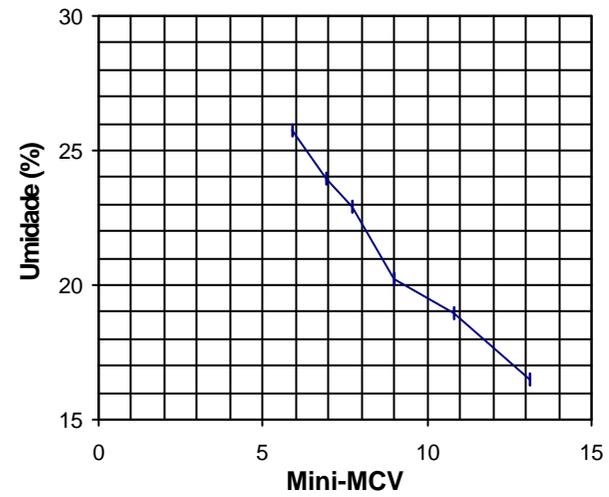
a)



b)

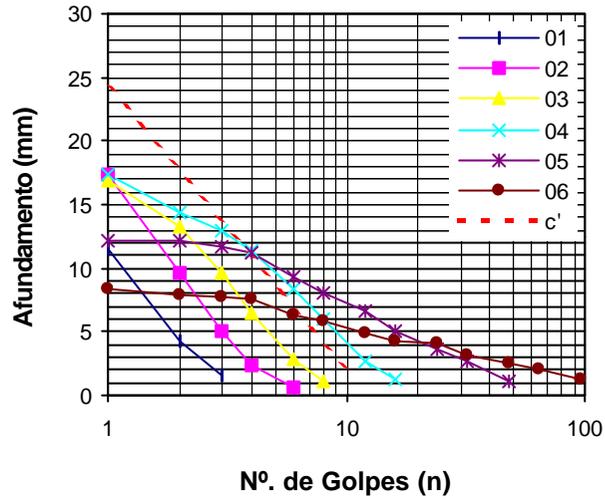


c)

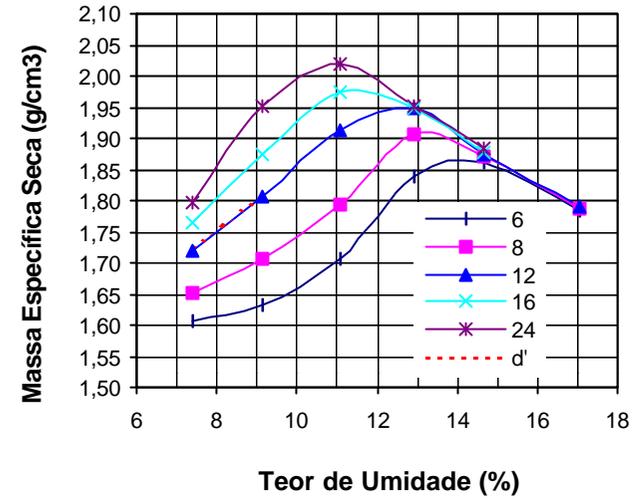


d)

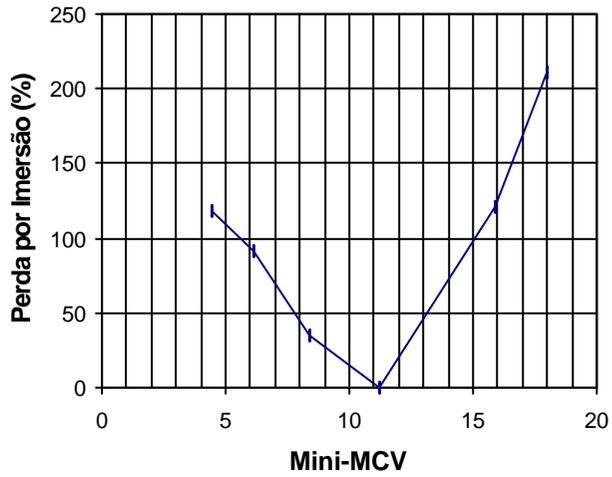
AM06



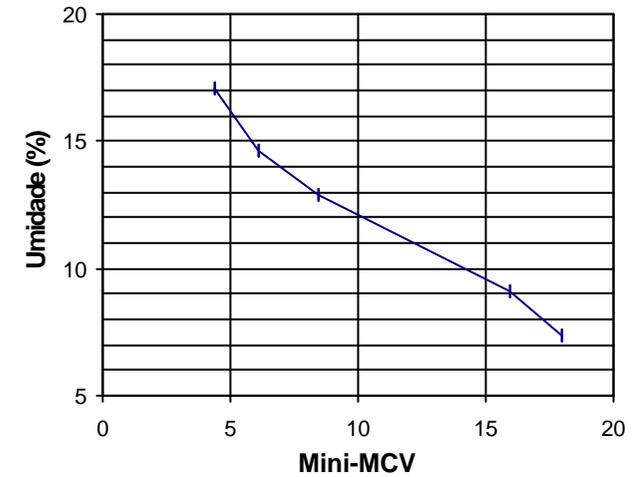
a)



b)

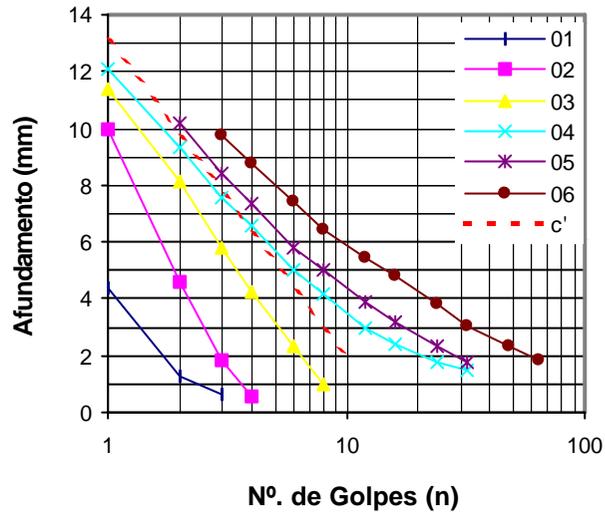


c)

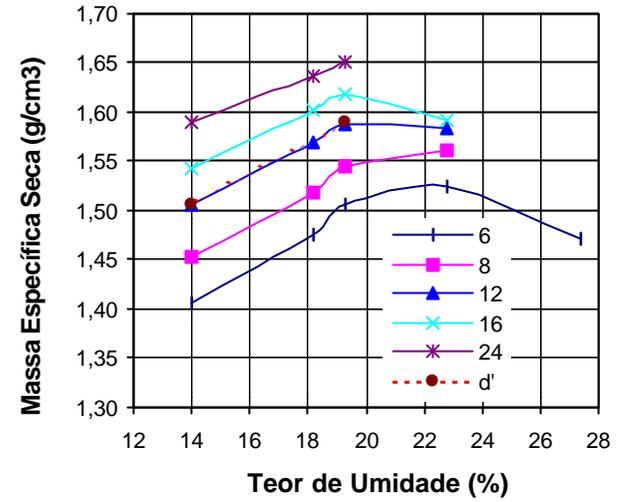


d)

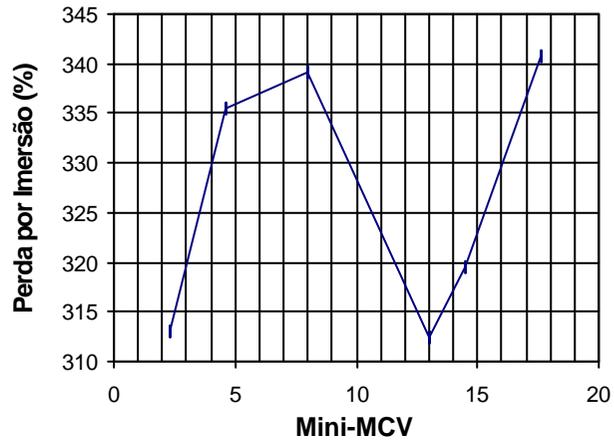
AM07



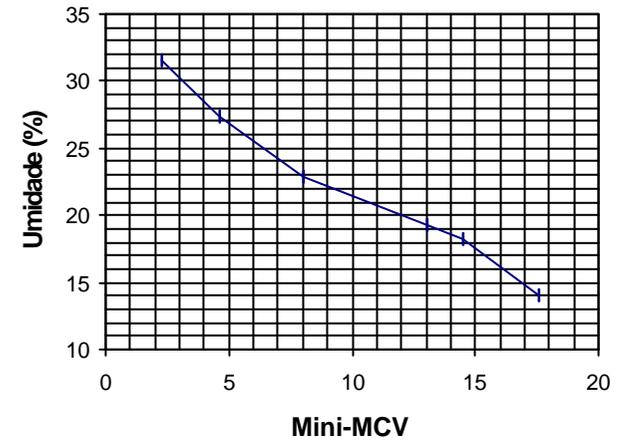
a)



b)

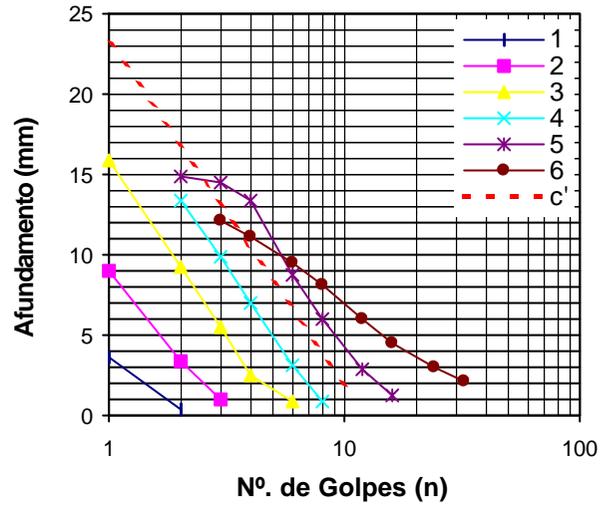


c)

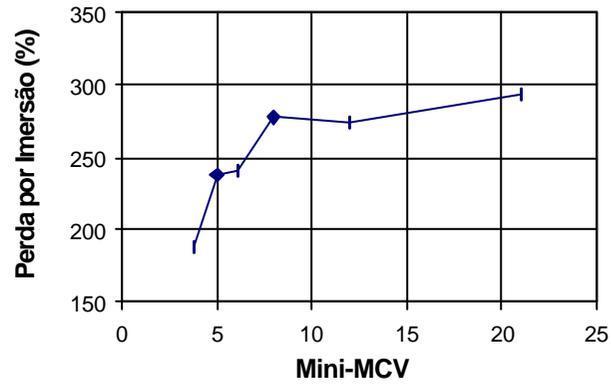


d)

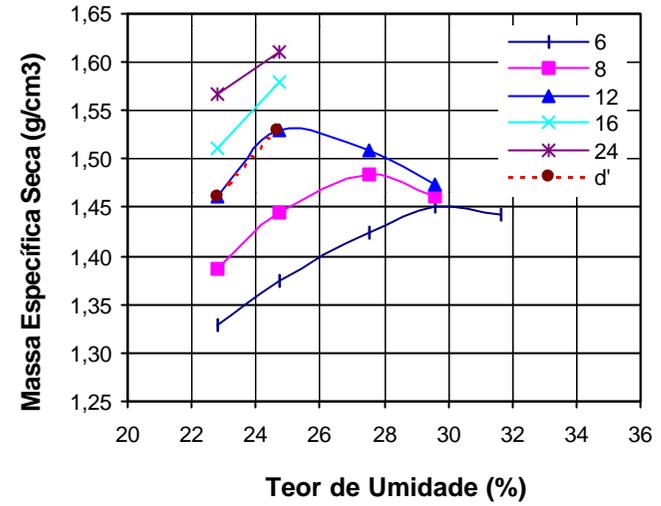
AM08



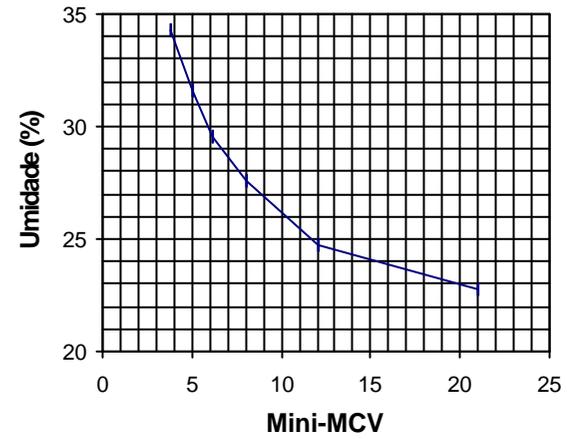
a)



c)

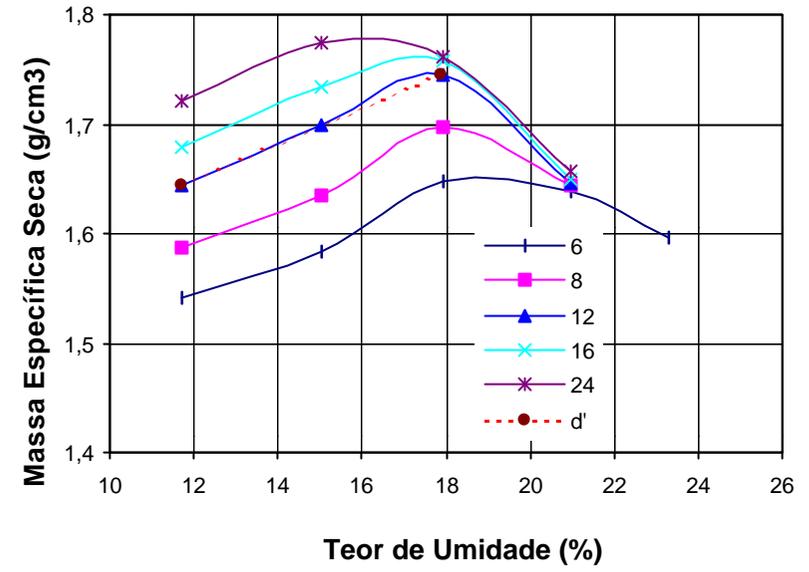
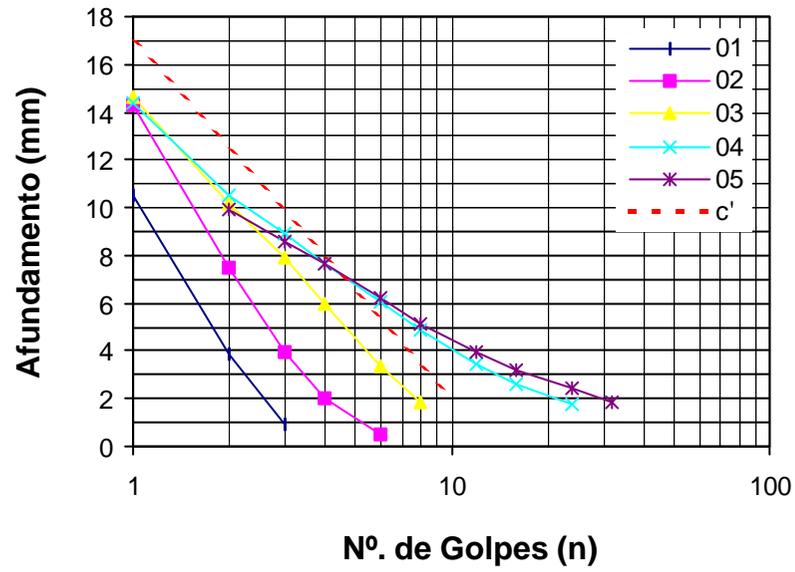


b)

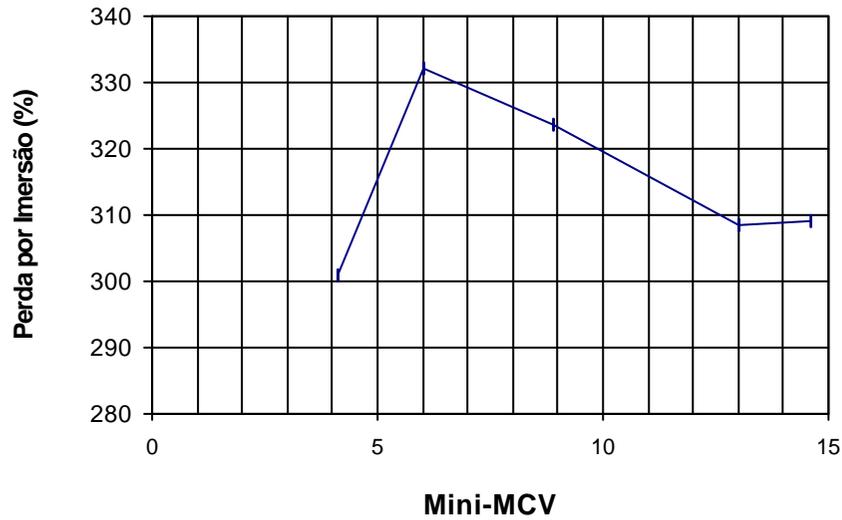


d)

AM09

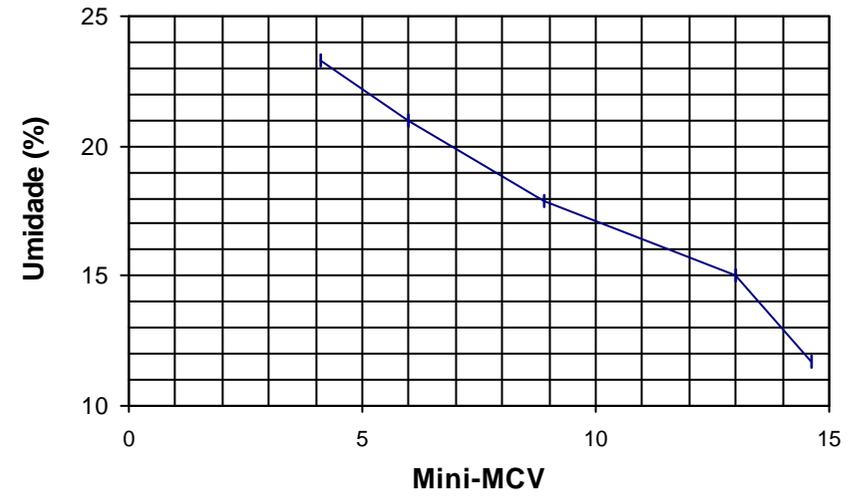


a)



c)

b)



d)

AM10

