

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

**INFLUÊNCIA DO TEOR DE BENTONITA NA CONDUTIVIDADE  
HIDRÁULICA E NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE UM SOLO  
ARENOSO UTILIZADO COMO BARREIRA IMPERMEABILIZANTE**

**JULIANA AZOIA LUKIANTCHUKI**

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

**ORIENTADOR: PROF. DR. EDMUNDO ROGÉRIO ESQUIVEL**

**São Carlos – SP**

**2007**

# **Livros Grátis**

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.



### *Dedicatória*

*Dedico este trabalho aos meus amados pais: Mário Lukiantchuki e Maria Alice Azoia Lukiantchuki, grandes estimuladores das minhas vitórias. Vocês me ensinaram que quanto mais alto eu voar, mais tranqüilo e mais brilhante torna-se o céu.*

*As minhas queridas irmãs: Layla, Marlice e Marieli. Com vocês eu aprendi que o que faz diferença não é o que eu tenho na vida, mas QUEM eu tenho.*

*Eu Amo todos vocês!*



## AGRADECIMENTOS

---

A Deus, por me conceder a graça de realizar este sonho, e principalmente por sempre estar presente nos momentos mais difíceis me dando forças para superar as dificuldades.

A minha querida mãe Maria Alice Azoia Lukiantchuki, por sua intensa dedicação, pelo seu amor incondicional e por me ensinar o valor de uma boa educação. Muito Obrigada. Eu amo você!

Ao meu querido pai Mário Lukiantchuki, por seu forte exemplo e por sua constante luta neste mundo. Apesar da sua ausência física, seus passos continuam a me guiar. Muito Obrigada. Eu amo você!

As minhas queridas irmãs Layla, Marlice e Marieli. O amor e a dedicação de vocês foram fundamentais para a realização deste sonho. Muito Obrigada pelos momentos inesquecíveis, pelas ligações calorosas e principalmente pelo apoio nos momentos de dificuldades. Eu amo todas vocês!

Ao meu orientador Prof. Dr. Edmundo Rogério Esquivel por suas sugestões, correções, dedicação no desenvolvimento desta pesquisa e por sua amizade. Muito Obrigada!

Ao departamento de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá, e principalmente ao Prof. Dr. Antonio Belincanta, pelo incentivo à pesquisa e por sua amizade. Muito Obrigada!

Ao Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos, pelo fornecimento da infra-estrutura necessária para a realização desta pesquisa.

Ao corpo docente do Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos, por todo o conhecimento transmitido. Muito Obrigada!

Aos funcionários do Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos, em especial ao Álvaro, Maristela, e Neiva.

Aos técnicos do Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos, em especial ao Oscar e ao José Luiz, pela ajuda na realização dos ensaios e pela paciência. Muito Obrigada!

A empresa Bentonit União Nordeste S.A pelo fornecimento da matéria-prima para a realização desta pesquisa. Em especial ao Eng. Pedro Paulo Gouveia, pelos seus ensinamentos sobre o manuseio correto do material. Muito Obrigada!

A empresa Frey Stuchi Ltda pelo fornecimento do solo utilizado nesta pesquisa e pelo apoio. Muito Obrigada!

A todos os amigos que fiz em São Carlos, principalmente aos amigos do Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos. Afeição especial as grandes amigas: Marina, Karla e Giulliana, vocês foram fundamentais em todas as etapas desta caminhada. Muito Obrigada!

A toda *Galera Vip*: Cassiano, Mayko, Francisco, Bruna, Lilica, Fiona e Luna. Muito Obrigada pelos momentos de descontração, pela forte amizade, carinho e pelas inúmeras caronas para a rodoviária. Vocês são muito especiais em minha vida!

Ao CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, pela bolsa de mestrado concedida.

## *Tua Caminhada*

---

*Tua caminhada ainda não terminou....*

*A realidade te acolhe  
dizendo que pela frente  
o horizonte da vida necessita  
de tuas palavras  
e do teu silêncio.*

*Se amanhã sentires saudades,  
lembra-te da fantasia e  
sonha com tua próxima vitória.  
Vitória que todas as armas do mundo  
jamais conseguirão obter,  
porque é uma vitória que surge da paz  
e não do ressentimento.*

*É certo que irás encontrar situações  
tempestuosas novamente,  
mas haverá de ver sempre  
o lado bom da chuva que cai  
e não a faceta do raio que destrói.*

*Tu és jovem.  
Atender a quem te chama é belo,  
lutar por quem te rejeita  
é quase chegar à perfeição.  
A juventude precisa de sonhos  
e se nutrir de lembranças,  
assim como o leito dos rios  
precisa da água que rola  
e o coração necessita de afeto.*

*Não faças do amanhã  
o sinônimo de nunca,  
nem o ontem te seja o mesmo  
que nunca mais.  
Teus passos ficaram.  
Olhes para trás...  
mas vá em frente  
pois há muitos que precisam  
que chegues para poderem seguir-te.*

*(Charles Chaplin)*



## SUMÁRIO

---

LISTA DE FIGURAS .....	iii
LISTA DE TABELAS .....	vii
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS .....	ix
LISTA DE SÍMBOLOS .....	xi
RESUMO .....	xiii
ABSTRACT .....	xv
1 INTRODUÇÃO .....	01
2 OBJETIVOS .....	03
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	05
3.1 RESÍDUOS SÓLIDOS.....	05
3.2 MÉTODOS DE DISPOSIÇÃO FINAL .....	06
3.2.1 Seleção de Locais de Implantação de Aterros Sanitários .....	11
3.2.2 Métodos Construtivos de Aterros Sanitários .....	12
3.2.2.1 Método da trincheira .....	12
3.2.2.2 Método da escavação progressiva .....	13
3.2.2.3 Método da área.....	13
3.3 BARREIRAS IMPERMEABILIZANTES .....	14
3.3.1 Tipos de Barreiras Argilosas .....	15
3.3.1.1 Argilosas naturais .....	16
3.3.1.2 Argilosas compactadas .....	16
3.3.1.3 Geossintéticos argilosos (GCL's) e geomembranas.....	18
3.4 BENTONITA.....	20
3.4.1 Camadas Impermeabilizantes de Solo-bentonita .....	22
3.4.2 Aplicação de Camadas Impermeabilizantes de Solo – Bentonita .....	27
3.5 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NOS SOLOS .....	27
3.5.1 Fatores que afetam a Condutividade Hidráulica .....	29
3.5.2 Permeâmetros.....	38
3.6 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM BARREIRAS IMPERMEÁVEIS.....	40
3.6.1 Resistência ao Cisalhamento .....	42
3.6.2 Tipos de Ensaio de Resistência ao Cisalhamento .....	42
3.6.3 Fatores que afetam a Resistência ao Cisalhamento .....	45
4 MATERIAIS E MÉTODOS.....	49
4.1 MATERIAIS .....	49
4.1.1 Solo .....	49
4.1.2 Bentonita.....	50
4.1.3 Misturas.....	51
4.1.4 Equipamentos .....	51
4.1.4.1 Condutividade hidráulica.....	51

4.1.4.2	Resistência ao cisalhamento .....	53
4.2	MÉTODOS.....	54
4.2.1	Ensaio de Caracterização .....	54
4.2.1.1	Caracterização do solo e das misturas solo-bentonita.....	54
4.2.1.2	Caracterização da bentonita .....	54
4.2.2	Ensaio de Adsorção de Azul de Metileno .....	55
4.2.3	Ensaio de Difractometria de Raio X .....	57
4.2.4	Ensaio de Análise Térmica Diferencial (ATD) .....	59
4.2.5	Ensaio de Permeabilidade em Permeômetros de Parede Rígida .....	61
4.2.6	Ensaio de Permeabilidade em Permeômetros de Parede Flexível.....	63
4.2.7	Ensaio de Resistência ao Cisalhamento.....	66
4.2.7.1	Ensaio triaxiais.....	67
4.2.7.2	Ensaio de Resistência à Compressão Simples .....	73
5	RESULTADOS .....	77
5.1	Ensaio de Caracterização .....	77
5.2	Ensaio de adsorção de azul de metileno.....	81
5.3	Ensaio de Difractometria de Raio X.....	82
5.4	Ensaio de Análise Térmica Diferencial (ATD) .....	85
5.5	Ensaio de Condutividade Hidráulica.....	86
5.5.1	Solo Puro.....	86
5.5.2	Solo com 3 % de Bentonita .....	88
5.5.3	Solo com 5 % de Bentonita .....	88
5.5.4	Solo com 7 % de Bentonita .....	89
5.5.5	Influência da Bentonita na Condutividade Hidráulica .....	90
5.6	Ensaio de Resistência ao Cisalhamento .....	91
5.6.1	Envoltórias de Resistência .....	97
5.7	Ensaio de Resistência à Compressão Simples .....	100
6	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	109
6.1	Condutividade Hidráulica .....	109
6.2	Ensaio de Resistência ao Cisalhamento .....	110
6.2.1	Parâmetros de Resistência .....	111
6.3	Ensaio de Resistência à Compressão Simples .....	112
7	CONCLUSÃO.....	115
7.1	Sugestões para Trabalhos Futuros .....	116
8	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	119

## LISTA DE FIGURAS

---

<b>Figura 3.1-</b> Destino dos resíduos sólidos para aterro sanitário, segundo as grandes regiões do Brasil (Fonte: Pesquisa Nacional de Saneamento Básico – IBGE 2000).....	07
<b>Figura 3.2-</b> Disposição de resíduos sólidos a céu aberto.....	08
<b>Figura 3.3-</b> Seção transversal de um aterro controlado (Modificado de SEDU, 2006). ....	09
<b>Figura 3.4-</b> Disposição de resíduos na forma de aterro sanitário.....	09
<b>Figura 3.5-</b> Aterro sanitário de Cachimba – Curitiba (Fonte: Prefeitura Municipal de Curitiba, Secretaria de Comunicação Social) .....	10
<b>Figura 3.6-</b> Estrutura final do aterro sanitário (ENGEORPS, 1996). ....	11
<b>Figura 3.7-</b> Tipos de sistemas de barreiras impermeabilizantes utilizadas em aterros sanitários (SHARMA; LEWIS, 1994) .....	15
<b>Figura 3.8-</b> Variação da condutividade hidráulica para diferentes tipos de liners (SHARMA; LEWIS, 1994). ....	20
<b>Figura 3.9-</b> Estrutura cristalina da montmorilonita (MITCHELL, 1993).....	21
<b>Figura 3.10-</b> Variação da condutividade hidráulica com o teor de bentonita (DANIEL, 1993). ....	24
<b>Figura 3.11-</b> Execução da mistura de solo-bentonita manual – Obra: Serquip (Fonte: Comunicação pessoal – Gouveia, 2005).....	25
<b>Figura 3.12-</b> Compactação da camada de solo-bentonita - Obra: Camargo Solvay (Fonte: Comunicação pessoal – Gouveia, 2005). ....	25
<b>Figura 3.13-</b> Camada impermeabilizante de solo-bentonita finalizada - Obra: Terramoto Gerdau (Fonte: Comunicação pessoal – Gouveia, 2005). ....	26
<b>Figura 3.14-</b> Variação da condutividade hidráulica em relação ao grau de saturação para uma argila compactada. (OLSON; DANIEL, 1981) .....	31
<b>Figura 3.15-</b> Variação da condutividade hidráulica com a modificação de índice de vazios para alguns solos (Modificado de Lambe e Whitman, 1969).....	32
<b>Figura 3.16-</b> Efeito da compactação na estrutura interna do solo (LAMBE; WHITMAN, 1969).....	33
<b>Figura 3.17-</b> Resultados de condutividade hidráulica e massa específica seca em função do teor de umidade de moldagem (MITCHELL et al, 1965).....	34
<b>Figura 3.18-</b> Método para a determinação da zona admissível (DANIEL; BENSON, 1990). ....	35
<b>Figura 3.19-</b> Metodologia de determinação da zona admissível proposta por Benson e Daniel (1990). (a) curva de compactação para três energias diferentes; (b) determinação da condutividade hidráulica.....	37

<b>Figura 3.20-</b> Metodologia de determinação da zona admissível proposta por Benson e Daniel (1990). (a) replotagem da curva de compactação, identificando os pontos com condutividade hidráulica aceitáveis; (b) zona modificada conforme outros fatores condicionantes. ....	37
<b>Figura 3.21-</b> Valores de contra pressão aplicada em função do grau de saturação inicial do corpo de prova, a fim de se obter a saturação (Fonte: ASTM D 5084-90). ....	39
<b>Figura 3.22-</b> Principais configurações utilizadas de aterro sanitário (Sharma e Lewis, 1994) .....	41
<b>Figura 3.23-</b> Superfícies de ruptura que ocorrem em aterros sanitários (Sharma e Lewis, 1994). ....	42
<b>Figura 3.24-</b> Esquema de montagem do ensaio triaxial (PINTO, 2000). ....	43
<b>Figura 4.1</b> – Mapa geológico do estado de São Paulo (Fonte: Plano estadual de recursos hídricos: primeiro plano do estado de São Paulo, 1990). ....	49
<b>Figura 4.2</b> – Local de retirada de amostras. ....	50
<b>Figura 4.3</b> – Equipamento para realização do ensaio de condutividade hidráulica em permeâmetro de parede rígida. ....	52
<b>Figura 4.4</b> – Equipamento para realização do ensaio de condutividade hidráulica em permeâmetro de parede flexível. ....	52
<b>Figura 4.5</b> – Equipamento para realização do ensaio triaxial. ....	53
<b>Figura 4.6</b> – Análise do teste do ensaio de adsorção de azul de metileno. ....	56
<b>Figura 4.7</b> – Preparo das lâminas para o ensaio de difratometria de Raio X. ....	59
<b>Figura 4.8</b> – Ensaio de análise térmica diferencial (ATD) em andamento. ....	61
<b>Figura 4.9</b> – Seqüência de montagem do ensaio em permeâmetro de parede rígida. ....	62
<b>Figura 4.10</b> – Ensaio de permeabilidade com carga variável em andamento. ....	63
<b>Figura 4.11</b> – Esquema do sistema de controle hidráulico fechado (DOURADO, 2003). ....	64
<b>Figura 4.12</b> – Seqüência de montagem do ensaio em permeâmetro de parede flexível. ....	65
<b>Figura 4.13</b> – Colocação do corpo de prova sob a base da câmara triaxial. ....	68
<b>Figura 4.14</b> – Corpo de prova protegido por membrana de látex. ....	68
<b>Figura 4.15</b> – Corpo de prova devidamente fixo com o-rings e elásticos. ....	69
<b>Figura 4.16</b> – Ensaio de resistência a compressão simples em andamento. ....	75
<b>Figura 4.17</b> – Corpos de prova após o ensaio de resistência a compressão simples. ....	76
<b>Figura 5.1</b> – Curva granulométrica para o solo natural e para a bentonita pura. ....	78
<b>Figura 5.2</b> – Curva granulométrica para o solo misturado com 3 % de bentonita. ....	78
<b>Figura 5.3</b> – Curva granulométrica para o solo misturado com 5 % de bentonita. ....	79

<b>Figura 5.4</b> – Curva granulométrica para o solo misturado com 7 % de bentonita. ....	79
<b>Figura 5.5</b> – Curva de compactação do solo puro.....	80
<b>Figura 5.6</b> – Curva de compactação do solo-bentonita 3%.....	80
<b>Figura 5.7</b> – Curva de compactação do solo-bentonita 5%.....	81
<b>Figura 5.8</b> – Curva de compactação do solo-bentonita 7%.....	81
<b>Figura 5.9</b> – Resultado de difratometria para a lâmina normal. ....	83
<b>Figura 5.10</b> – Resultado de difratometria para a lâmina tratada com etilenoglycol. ....	83
<b>Figura 5.11</b> – Resultado de difratometria para a lâmina aquecida a 550°C .....	84
<b>Figura 5.12</b> – Resultado do ensaio de ATD para a bentonita pura. ....	85
<b>Figura 5.13</b> – Resultado do ensaio de ATD para o solo puro. ....	86
<b>Figura 5.14</b> – Condutividade hidráulica versus tempo, para o solo puro.....	87
<b>Figura 5.15</b> – Condutividade hidráulica versus grau de compactação, para o solo puro. ....	87
<b>Figura 5.16</b> – Condutividade hidráulica versus tempo, para o solo com 3 % de bentonita.....	88
<b>Figura 5.17</b> – Condutividade hidráulica versus tempo, para o solo com 5 % de bentonita.....	89
<b>Figura 5.18</b> – Condutividade hidráulica versus tempo, para o solo com 7 % de bentonita.....	90
<b>Figura 5.19</b> – Condutividade hidráulica versus tempo, para corpos de prova de solo puro e solo bentonita.....	90
<b>Figura 5.20</b> – Variação da condutividade hidráulica com o teor de bentonita adicionado ao solo. ....	91
<b>Figura 5.21</b> – Curva de adensamento para S00 – Deformação volumétrica x $\sqrt{t}$ (minutos).....	92
<b>Figura 5.22</b> – Curva de adensamento para S03 – Deformação volumétrica x $\sqrt{t}$ (minutos).....	93
<b>Figura 5.23</b> – Curva de adensamento para S05 – Deformação volumétrica x $\sqrt{t}$ (minutos).....	93
<b>Figura 5.24</b> – Curva de adensamento para a mistura S07 (Deformação volumétrica x $\sqrt{t}$ (minutos). ....	93
<b>Figura 5.25</b> – Curva de adensamento para a mistura S09 (Deformação volumétrica x $\sqrt{t}$ (minutos). ....	94
<b>Figura 5.26</b> – Curva da tensão desviatória e pressão neutra versus deformação axial (S00).....	94
<b>Figura 5.27</b> – Curva da tensão desviatória e pressão neutra versus deformação axial (S03).....	95
<b>Figura 5.28</b> – Curva da tensão desviatória e pressão neutra versus deformação axial (S05).....	95
<b>Figura 5.29</b> – Curva da tensão desviatória e pressão neutra versus deformação axial (S07).....	96
<b>Figura 5.30</b> – Curva da tensão desviatória e pressão neutra versus deformação axial (S09).....	96

<b>Figura 5.31</b> – Envoltórias de resistência para a trajetória de tensão total em termos de $p$ e $q$ .	97
<b>Figura 5.32</b> – Envoltórias de resistência para a trajetória de tensão efetiva em termos de $p'$ e $q'$ .	97
<b>Figura 5.33</b> – Envoltória de resistência em termos de tensões totais (S00).	98
<b>Figura 5.34</b> – Envoltória de resistência em termos de tensões efetivas (S00).	98
<b>Figura 5.35</b> – Envoltória de resistência em termos de tensões totais (S03).	99
<b>Figura 5.36</b> – Envoltória de resistência em termos de tensões efetivas (S03).	99
<b>Figura 5.37</b> – Envoltória de resistência em termos de tensões totais (S05).	99
<b>Figura 5.38</b> – Envoltória de resistência em termos de tensões efetivas (S05).	99
<b>Figura 5.39</b> – Envoltória de resistência em termos de tensões totais (S07).	99
<b>Figura 5.40</b> – Envoltória de resistência em termos de tensões efetivas (S07).	100
<b>Figura 5.41</b> – Envoltória de resistência em termos de tensões totais (S09).	100
<b>Figura 5.42</b> – Envoltória de resistência em termos de tensões efetivas (S09).	100
<b>Figura 5.43</b> – Curvas de tensão versus deformação para S00.	101
<b>Figura 5.44</b> – Curvas de tensão versus deformação para S03.	102
<b>Figura 5.45</b> – Curvas de tensão versus deformação para S05.	102
<b>Figura 5.46</b> – Curvas de tensão versus deformação para S07.	103
<b>Figura 5.47</b> – Curvas de tensão versus deformação para S09.	103
<b>Figura 5.48</b> – Círculo de Mohr para os ensaios de resistência à compressão simples (S00).	104
<b>Figura 5.49</b> – Círculo de Mohr para os ensaios de resistência à compressão simples (S03).	104
<b>Figura 5.50</b> – Círculo de Mohr para os ensaios de resistência à compressão simples (S05).	104
<b>Figura 5.51</b> – Círculo de Mohr para os ensaios de resistência à compressão simples (S07).	105
<b>Figura 5.52</b> – Círculo de Mohr para os ensaios de resistência à compressão simples (S09).	105
<b>Figura 5.53</b> – Variação da resistência à compressão simples com o teor de bentonita.	106
<b>Figura 5.54</b> – Variação da resistência à compressão simples com o grau de compactação.	107
<b>Figura 6.1</b> – Tensão de desvio na ruptura em função do teor de bentonita adicionado ao solo.	110
<b>Figura 6.2</b> – Variação da coesão efetiva com o teor de bentonita adicionado ao solo.	111
<b>Figura 6.3</b> – Variação do ângulo de atrito efetivo com o teor de bentonita adicionado ao solo.	112
<b>Figura 6.4</b> – Variação da resistência à compressão simples com o grau de compactação para S05.	113

## LISTA DE TABELAS

---

<b>Tabela 3.1-</b> Classificação dos resíduos sólidos quanto à periculosidade (NBR 10004/04).	06
<b>Tabela 3.2-</b> Principais características das barreiras argilosas propostos por diversos autores (FERRARI, 2005).	18
<b>Tabela 3.3-</b> Valores típicos de condutividade hidráulica (PINTO, 2000).	29
<b>Tabela 3.4-</b> Classificação dos solos baseada nos valores de condutividade hidráulica (Mitchell, 1993).	29
<b>Tabela 3.5-</b> Condutividade hidráulica dos argilominerais (MESRI; OLSON, 1971).	30
<b>Tabela 3.6-</b> Parâmetros de resistência ao cisalhamento para misturas compactadas de solo-bentonita (CHALERMYANONT; ARRYKUL, 2005).	47
<b>Tabela 4.1-</b> Composição química e propriedades gerais da Bentonita Permagemel (Fonte: Informação do catálogo da Bentonita Permagemel)	50
<b>Tabela 5.1 –</b> Resultados dos Ensaio de Caracterização.	77
<b>Tabela 5.2 –</b> Resultados dos Ensaio de Granulometria	77
<b>Tabela 5.3 –</b> Parâmetros de compactação correspondentes ao Ensaio de Proctor Normal.	80
<b>Tabela 5.4 –</b> Resultados dos ensaios de adsorção de azul de metileno	82
<b>Tabela 5.5 –</b> Coeficiente de variação percentual em relação aos parâmetros obtidos	82
<b>Tabela 5.6 –</b> Condições e resultados dos ensaios de permeabilidade para o solo puro.	87
<b>Tabela 5.7 –</b> Condições e resultados dos ensaios de permeabilidade para o solo com 3 % de bentonita.	88
<b>Tabela 5.8 –</b> Condições e resultados dos ensaios de permeabilidade para o solo com 5 % de bentonita.	89
<b>Tabela 5.9 –</b> Condições e resultados dos ensaios de permeabilidade para o solo com 7 % de bentonita.	89
<b>Tabela 5.10–</b> Condições dos corpos-de-prova para o ensaio triaxial com solo puro.	91
<b>Tabela 5.11 –</b> Condições dos corpos-de-prova para o ensaio triaxial com solo-bentonita (3%).	91
<b>Tabela 5.12 –</b> Condições dos corpos-de-prova para o ensaio triaxial com solo-bentonita (5%).	92
<b>Tabela 5.13 –</b> Condições dos corpos-de-prova para o ensaio triaxial com solo-bentonita (7%).	92
<b>Tabela 5.14 –</b> Condições dos corpos-de-prova para o ensaio triaxial com solo-bentonita (9%).	92
<b>Tabela 5.15 –</b> Parâmetros de resistência obtidos para o solo e para as misturas de solo-bentonita.	98

<b>Tabela 5.16</b> – Condições dos corpos-de-prova para o ensaio de resistência a compressão simples (S00).	100
<b>Tabela 5.17</b> – Condições dos corpos-de-prova para o ensaio de resistência a compressão simples (S03).	101
<b>Tabela 5.18</b> – Condições dos corpos-de-prova para o ensaio de resistência a compressão simples (S05).	101
<b>Tabela 5.19</b> – Condições dos corpos-de-prova para o ensaio de resistência a compressão simples (S07).	101
<b>Tabela 5.20</b> – Condições dos corpos-de-prova para o ensaio de resistência a compressão simples (S09).	101
<b>Tabela 5.21</b> – Resumo dos resultados de resistência à compressão simples.	106

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

---

SIGLA	- DESCRIÇÃO
ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASCE	- American Society of Civil Engineers
ASTM	- American Society for Testing and Materials
ATD	- Análise Térmica Diferencial
CETESB	- Centro Tecnológico de Saneamento Básico
CNPq	- Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico
DRX	- Difração de raio X
EESC	- Escola de Engenharia de São Carlos
IFSC	- Instituto de Física de São Carlos
IPT	- Instituto de Pesquisas Tecnológicas
RCS	- Resistência a Compressão Simples
RSU	- Resíduos Sólidos Urbanos
USP	- Universidade de São Paulo



## LISTA DE SÍMBOLOS

---

SÍMBOLO	DESCRIÇÃO
$\Delta H$	- Variação da altura do corpo de prova
$\Delta t$	- Intervalo de tempo
$\varepsilon$	- Deformação do corpo de prova
$\phi'$	- Ângulo de atrito interno efetivo
$\gamma_d$	- Peso específico aparente seco do solo
$\gamma_n$	- Peso específico natural do solo
$\gamma_s$	- Peso específico dos sólidos
$\gamma_w$	- Peso específico da água
$\sigma_1$	- Tensão vertical axial
$\sigma_3$	- Tensão de confinamento
$\rho_d$	- Massa específica seca do solo
$\rho_{dmáx}$	- Massa específica seca máxima
$\rho_s$	- Massa específica dos sólidos
$\lambda$	- Comprimento de onda
$\theta$	- Ângulo de reflexão com o plano cristalino
A, a	- Área da seção transversal
A <sub>cb</sub>	- Atividade da fração de argila
CP	- Corpo de prova
CTC	- Capacidade de troca catiônica
d	- Distância interplanar basal
e	- Índice de vazios
F	- Força aplicada sobre o corpo de prova
GC	- Grau de compactação
H <sub>0</sub>	- Altura inicial do corpo de prova
I <sub>p</sub>	- Índice de plasticidade
k	- Coeficiente de condutividade hidráulica
k <sub>20</sub>	- Coeficiente de condutividade na temperatura 20°C
L, l	- Comprimento
n	- Porosidade do solo
P	- Peso
p	- Coordenada do ponto da trajetória de tensão total
p'	- Coordenada do ponto da trajetória de tensão efetiva
pH	- Potencial hidrogeniônico
Q	- Vazão

$q$	- Coordenada do ponto da trajetória de tensão total
$q'$	- Coordenada do ponto da trajetória de tensão efetiva
S00	- Solo natural
S03	- Solo com 3 % de bentonita
S05	- Solo com 5 % de bentonita
S07	- Solo com 7 % de bentonita
SE	- Superfície específica do material
$S_r$	- Grau de saturação
$t$	- Tempo
T	- Temperatura
$t_0$	- Tempo inicial
$u_b$	- Contra pressão
$v$	- Velocidade de percolação
$V_b$	- Valor de azul de metileno consumido para 100 g de solo
$V_s$	- Volume de sólidos
$V_v$	- Volume de vazios
$w$	- Teor de umidade do solo
$w_L$	- Limite de liquidez
$W_{mold.}$	- Teor de umidade de moldagem dos corpos de prova
$w_{ot}$	- Teor de umidade ótimo no ensaio de compactação
$w_p$	- Limite de plasticidade

## RESUMO

---

Lukiantchuki, J.A. Influência do teor de bentonita na condutividade hidráulica e na resistência ao cisalhamento de um solo arenoso utilizado como barreira impermeabilizante. 2007. 124 p. Dissertação de mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

A utilização de solo natural misturado com bentonita empregado em camadas impermeáveis para retenção de contaminante é bastante comum em aterros sanitários. Neste trabalho, serão apresentados os resultados de ensaios com misturas de solo-bentonita nos teores de 3 %, 5 % e 7%, utilizando-se um solo arenoso proveniente da região de Pindorama (SP). Os ensaios de condutividade hidráulica para o solo-bentonita foram realizados em permeômetros de parede flexível. Os resultados obtidos indicam que para os teores de 5 % e 7 % de bentonita a condutividade hidráulica apresenta-se com valores adequados para a construção de barreiras impermeáveis. A resistência ao cisalhamento do solo compactado puro e das misturas compactadas foi avaliada através de ensaios triaxiais do tipo consolidado não drenado (CU) e ensaios de compressão simples. A coesão efetiva e o ângulo de atrito efetivo do solo aumentou e diminuiu, respectivamente, com a adição de bentonita. Os ensaios de resistência à compressão simples para as misturas com 5 % de bentonita atingiram valores aceitáveis para o emprego em camadas impermeabilizantes.

**PALAVRAS-CHAVE:** Barreiras Impermeabilizantes, Bentonita, Condutividade Hidráulica, Resistência ao Cisalhamento.



## ABSTRACT

---

Lukiantchuki, J.A. Influence of the bentonite content on the hydraulic conductivity and shear strength of sandy-soil used for liners. 2007. 124 p. Master thesis – School of Engineering at São Carlos, University of Sao Paulo, Sao Carlos, 2007.

It is becoming very common the use of soil-bentonite mixtures for building sanitary landfill liners with the purpose of retaining pollutants. This work shows the results of hydraulic conductivity and shear strength tests performed with soil-bentonite mixtures with 3 %, 5 % and 7 % bentonite content. The natural soil was gathered in the Pindorama area, which is located in the northeast of Sao Paulo State. The hydraulic conductivity tests were performed in a flexible wall permeameter. Test results show that mixtures with 5 % and 7 % bentonite content are suitable, in terms of hydraulic conductivity, for construction of sanitary landfill liners. The shear strength parameters of natural soil and mixtures have been assessed performing undrained triaxial compression tests and unconfined compression tests. The effective cohesion and the effective friction angle increased and decreased with the increase of the bentonite content, respectively. The unconfined compression test results have shown that mixtures with 5 % bentonite content are suitable, in terms of shear strength, for construction of sanitary landfill liners.

**KEY WORDS:** Impermeable Barriers, Bentonite, Hydraulic Conductivity, Shear Strength.







## 1 INTRODUÇÃO

---

Atualmente, um dos grandes problemas associado ao crescimento populacional, à expansão urbana e ao desenvolvimento industrial consiste na geração de resíduos sólidos urbanos e industriais de diversos tipos. A decomposição desses resíduos origina gases e líquidos, que possuem em sua constituição substâncias capazes de contaminar o solo, as águas de superfície e subterrâneas e a atmosfera, causando sérios danos ao meio ambiente.

A disposição inadequada de resíduos afeta diretamente o meio físico ocasionando a sua degradação. A elevada preocupação com esse tipo de problema, principalmente nas últimas décadas, vem impulsionando estudos mais aprofundados quanto à disposição segura e adequada dos resíduos sólidos urbanos e industriais. Assim, neste sentido a engenharia tem desenvolvido novas soluções técnicas que viabilizem a implantação de sistemas de disposição adequados, tais como os aterros sanitários.

Apesar de existir diversas técnicas de tratamento e disposição de resíduos que visam uma destinação final segura, o aterro sanitário ainda é considerado um método de disposição adequado tanto do ponto de vista econômico quanto ambiental. O desempenho adequado dos aterros sanitários se deve em grande parte à eficiência das barreiras impermeabilizantes. As barreiras impermeabilizantes, também denominadas *liners*, são camadas de um determinado tipo de material, utilizadas para minimizar a infiltração de água superficial para dentro do aterro, reduzindo com isto a geração de percolados e o fluxo de percolados para o ambiente hidrogeológico subjacente. Dessa maneira consegue-se proteger o ambiente circundante ao aterro contra a poluição, garantindo a potabilidade das águas de subterrâneas.

As barreiras impermeabilizantes devem apresentar como características principais: baixa condutividade hidráulica, estanqueidade, durabilidade, resistência mecânica, resistência a intempéries e compatibilidade com os resíduos a serem

enterrados. Os solos destinados para a construção de uma barreira impermeável devem apresentar como característica principal baixo valor de condutividade hidráulica, neste caso sendo os solos argilosos os mais indicados.

A determinação de um material para a construção de barreiras impermeáveis, levando-se em conta apenas a condutividade hidráulica, e desprezando a resistência ao cisalhamento desses elementos, pode ocasionar sérios danos ao comportamento das barreiras. Essas barreiras podem sofrer diversos tipos de solicitações que tornam fundamental a determinação dos parâmetros de resistência para a verificação da sua estabilidade.

Em locais onde o solo natural apresenta-se inadequado para a construção de barreiras impermeáveis, utiliza-se a adição de bentonita ou outros tipos de materiais ao solo a fim de se viabilizar a sua utilização. Neste contexto, visando melhorias no comportamento mecânico e hidráulico de barreiras impermeabilizantes, realizaram-se misturas de um solo areno-argiloso (Formação Adamantina) com bentonita. As misturas foram preparadas utilizando-se teores de 3 %, 5 % e 7 %. A escolha destas proporções teve como base trabalhos de Rowe (2000), que indicam que a proporção adequada de bentonita para ser adicionada ao solo está entre 4 % e 10 %, obtendo-se assim valores de condutividade hidráulica entre  $10^{-7}$  e  $10^{-9}$  cm/s.

O presente trabalho apresenta e discute os resultados de ensaios de condutividade hidráulica em permeâmetros de parede flexível, ensaios de compressão triaxial do tipo CU (adensado e não drenado) e ensaios de compressão simples em misturas de solo-bentonita. Os resultados obtidos, associados a outros trabalhos desenvolvidos no Departamento de Geotecnia, principalmente àqueles relacionados aos parâmetros de condutividade hidráulica e resistência ao cisalhamento, contribuíram para a ampliação do banco de dados relacionado ao estudo de materiais para utilização na construção de barreiras impermeabilizantes.

## 2 OBJETIVOS

---

O principal objetivo deste trabalho de pesquisa é contribuir para a ampliação dos conhecimentos em relação à avaliação do comportamento hidráulico e mecânico de materiais para a utilização como barreiras impermeabilizantes. A seguir descrevem-se os objetivos desta pesquisa:

1) Avaliar a influência da bentonita na condutividade hidráulica de um solo areno-argiloso, assim como determinar o teor adequado de bentonita necessário a ser misturado a este solo, para se obter valores aceitáveis de condutividade hidráulica para o emprego na construção de barreiras impermeabilizantes;

2) Determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento (ângulo de atrito e coesão) do solo puro e das misturas, e determinar qual a influência da bentonita nos parâmetros de resistência ao cisalhamento.



### 3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

---

#### 3.1 RESÍDUOS SÓLIDOS

Os resíduos sólidos, de acordo com a norma NBR 10.004/04 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), apresentam a seguinte definição: *“Resíduos sólidos são todos aqueles resíduos nos estados sólido e semi-sólido que resultam da atividade da comunidade de origem industrial, doméstica, hospitalar, comercial, de serviços, de varrição ou agrícola. Nesta definição incluem-se os lodos de estações de tratamento de água e esgoto, resíduos gerados em equipamentos e instalações de controle de poluição e líquidos que não possam ser lançados na rede pública de esgotos, em função de suas particularidades”*.

O conhecimento das características dos resíduos sólidos, tais como sua origem e composição, é de extrema importância, uma vez que serão lançados no meio ambiente e a não degradação deste depende diretamente dos cuidados que se possui com os resíduos sólidos.

Segundo Bidone e Povinelli (1999), os resíduos sólidos podem ser classificados em função da sua origem e possível degradabilidade. De acordo com a sua origem, os resíduos sólidos podem ser classificados em:

- Urbanos: residenciais, comerciais, de varrição, de feiras livres, capinação e poda;
- Industriais: lodos provenientes do processo de tratamento de efluentes líquidos industriais;
- Serviços de saúde: resíduos sólidos de hospitais, clínicas médicas e veterinárias, centros de saúde, de consultórios odontológicos e farmácias;
- Radioativos: resíduos de origem atômica;
- Agrícolas: resultantes do processo de produção de defensivos agrícolas e suas embalagens;

Os resíduos sólidos em função do seu grau de degradabilidade são classificados em:

- Facilmente degradáveis: matéria orgânica presente nos resíduos sólidos de origem urbana;
- Moderadamente degradáveis: são os papéis, papelão, e material celulósico;
- Dificilmente degradáveis: são os pedaços de tecido, retalhos, aparas e serragens de couro, borracha e madeira;
- Não-degradáveis: são os vidros, metais, plásticos, pedras, terra, entre outros;

Os resíduos sólidos, de acordo com norma NBR 10004/04 podem ser classificados considerando-se o seu grau de periculosidade, conforme apresenta a Tabela 3.1.

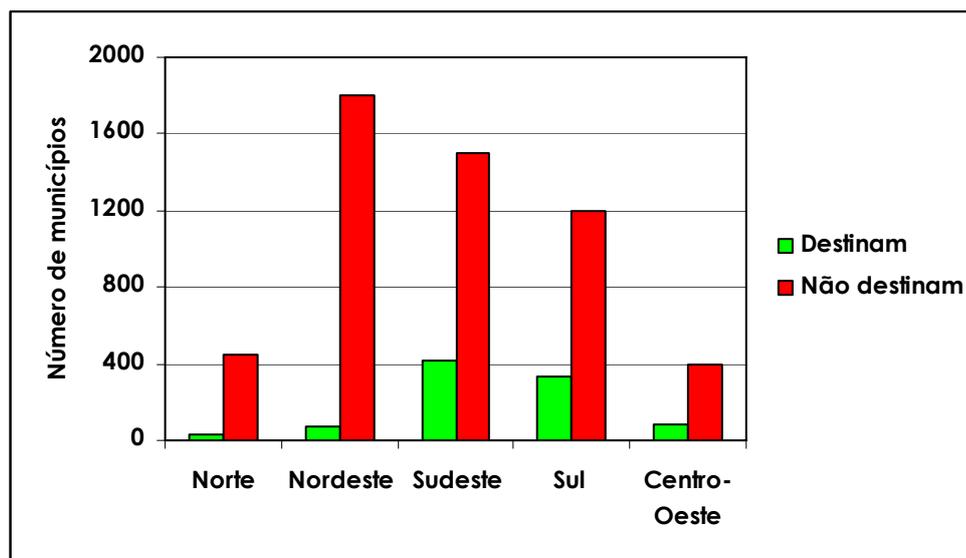
**Tabela 3.1-** Classificação dos resíduos sólidos quanto à periculosidade (NBR 10004/04).

Tipo	Características
Classe I (Perigosos)	São resíduos que apresentam risco à saúde pública ou ao meio ambiente. São caracterizados pelas seguintes propriedades: inflamabilidade, reatividade, patogenicidade, toxicidade ou corrosividade.
Classe II A (Não-Inertes)	Apresentam propriedades como a combustibilidade, biodegradabilidade ou solubilidade em água, não se enquadrando como resíduo I ou III.
Classe II B (Inertes)	Não possuem nenhum dos seus constituintes (inertes) solubilizados em concentrações superiores aos padrões de potabilidade de águas.

### 3.2 MÉTODOS DE DISPOSIÇÃO FINAL

Atualmente, existem diversas técnicas de disposição final de resíduos sólidos, que objetivam principalmente a redução de volume e a destinação final de maneira segura. Entre as técnicas adequadas de disposição final de resíduos pode-se destacar a incineração, compostagem, reciclagem, compactação e alternativas de trituração e enfardamento. No entanto, apesar dos avanços das técnicas para destinação final dos resíduos sólidos, o aterro sanitário ainda é considerado o melhor método de disposição final de resíduos sólidos do ponto de vista econômico e ambiental.

No Brasil a disposição dos resíduos sólidos urbanos (RSU), ocorre frequentemente sem atentar para as condições do local de despejo, ou seja, não ocorre nenhum tratamento prévio à instalação, durante a operação e após o término da operação. Este procedimento acarreta uma série de problemas, principalmente de natureza sanitária e ambiental, como a poluição e contaminação do solo e das águas de superfície e de subsuperfície, dentre outros. O destino dos resíduos sólidos deve ser controlado pelos órgãos reguladores do meio ambiente, visto que na grande maioria das vezes estes são objeto de depósito em lixões a céu aberto. A não regulamentação desses resíduos causa danos ao meio ambiente e às famílias que vivem a margem desses lixões. A Figura 3.1 apresenta o número de municípios por regiões do Brasil que destinam ou não os seus resíduos sólidos na forma de aterros sanitários.



**Figura 3.1**-Destino dos resíduos sólidos para aterro sanitário, segundo as grandes regiões do Brasil (Fonte: Pesquisa Nacional de Saneamento Básico – IBGE 2000).

No Brasil, as principais soluções empregadas para a disposição dos resíduos sólidos urbanos são:

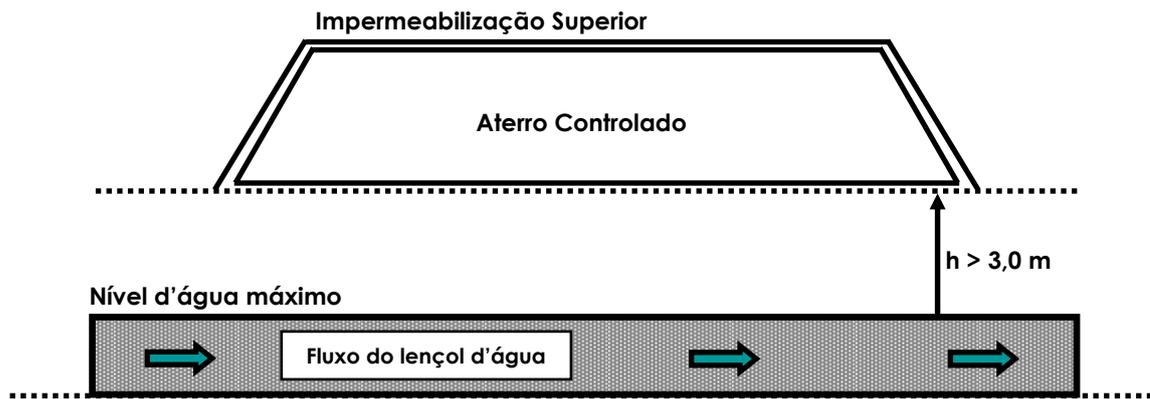
- Lançamento a céu aberto (lixão): Os resíduos sólidos urbanos são simplesmente descarregados sobre o solo, sem a utilização de medidas de proteção ao meio ambiente ou à saúde pública. O emprego desse método facilita a proliferação de vetores, geração de maus odores, e poluição das águas superficiais e subterrâneas pelo lixiviado. Essa prática também é utilizada para recompor encostas e aterrar

áreas íngremes, podendo futuramente provocar deslizamentos de taludes, destruindo edificações e causando mortes. A Figura 3.2 apresenta a disposição de resíduos na forma de lixão a céu aberto e o potencial de poluição ambiental que essa prática pode ocasionar.



**Figura 3.2-**Disposição de resíduos sólidos a céu aberto.

- **Aterro controlado:** É uma forma de disposição final de resíduos sólidos urbanos no solo, na qual precauções tecnológicas executivas adotadas durante o desenvolvimento do aterro, como o recobrimento dos resíduos sólidos com argila, aumentam a segurança do local, diminuindo os riscos de impactos ao meio ambiente e à saúde pública. Esse tipo de disposição não possui sistema de coleta e tratamento de chorume, drenagem e queima do biogás. Por não possuir sistema de coleta de chorume, esse líquido fica retido no interior do aterro. Portanto é conveniente que o volume de água da chuva que entra no aterro seja o menor possível, a fim de minimizar a quantidade de chorume gerado. A Figura 3.3 apresenta a seção transversal de um aterro controlado.



**Figura 3.3-** Seção transversal de um aterro controlado (Modificado de SEDU, 2006).

- Aterro sanitário: Segundo Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (Cetesb, 1993), o aterro sanitário é definido como um processo utilizado para a disposição de resíduos sólidos no solo, particularmente o lixo domiciliar, que fundamentado em critérios de engenharia e normas operacionais específicas, permite uma confinamento segura, em termos de controle da poluição ambiental e proteção ao meio ambiente. A Figura 3.4 apresenta a disposição de resíduos na forma de aterro sanitário e a Figura 3.5 apresenta o aterro sanitário de Cachimba, localizado na cidade de Curitiba.



**Figura 3.4-** Disposição de resíduos na forma de aterro sanitário.



**Figura 3.5-** Aterro sanitário de Cachimba – Curitiba (Fonte: Prefeitura Municipal de Curitiba, Secretaria de Comunicação Social).

De acordo com Lima (1985), as vantagens dos aterros sanitários em relação aos lixões a céu aberto são inúmeras. Entretanto, o baixo custo que envolve esta prática é o que a torna viável economicamente. Algumas vantagens além desta são:

- disposição do lixo de forma adequada;
- capacidade de absorção diária de grande quantidade de resíduos;
- condições especiais para a decomposição biológica da matéria orgânica presente no lixo;
- limitação da procriação de vetores prejudiciais ao homem;
- limitação da ação dos catadores de lixo;
- possibilidade de recuperação de áreas degradadas e de baixo valor comercial para fins de lazer e recreação pública;
- não requerimento de pessoal operacional altamente qualificado;

A Figura 3.6 apresenta esquematicamente a estrutura final de um aterro sanitário e os elementos que o constituem. São elementos fundamentais de um aterro sanitário:

- Conjunto de células de resíduos recobertas, diariamente, por uma camada de solo, evitando-se assim a proliferação de vetores;
- Sistema de drenagem de gás e de líquido percolado;
- Sistema de tratamento do líquido percolado;

- Sistema de revestimento de fundo impermeável, evitando a infiltração de chorume no solo, preservando a qualidade do solo e das águas de subterrâneas;
- Sistema de cobertura do aterro, para minimizar a infiltração de água para dentro dos resíduos, diminuindo o volume do percolado.

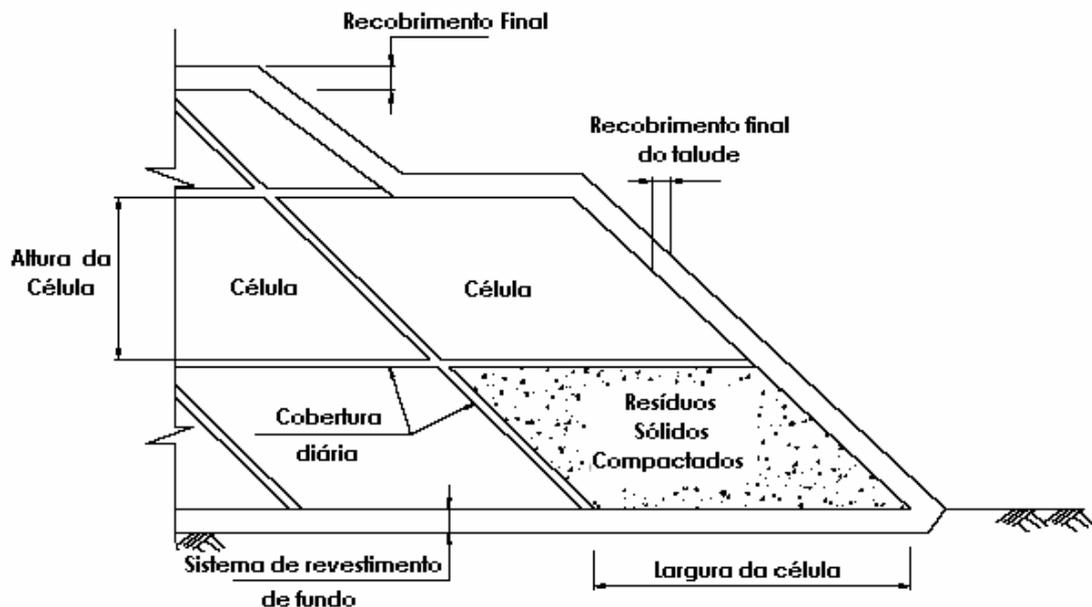


Figura 3.6-Estrutura final do aterro sanitário (ENGEORPS, 1996).

### 3.2.1 Seleção de Locais de Implantação de Aterros Sanitários

A seleção de locais de implantação de aterros sanitários exige um estudo bastante detalhado, devido ao fato de que a área selecionada deverá atender uma série de requisitos. Estes incluem geologia do terreno, localização e movimentação das águas subterrâneas, zoneamento da área, distância do ponto de coleta, custos fixos e operacionais, e fatores econômicos, legais e sociais. Os critérios para a implantação de um aterro sanitário são bastante severos, havendo a necessidade de se realizar a priorização desses. Segundo a Secretaria Especial de Desenvolvimento Urbano da Presidência da República (SEDU), a estratégia a ser adotada para a seleção da área de implantação de um aterro deve ser:

- Selecionar preliminarmente as áreas disponíveis do Município;
- Estabelecer um conjunto de critérios de seleção;

- Definir prioridades para o atendimento dos critérios estabelecidos;
- Realizar uma análise crítica de cada uma das áreas levantadas frente aos critérios estabelecidos e priorizados, selecionando-se aquela que atenda à maior parte das restrições através de seus atributos naturais.

De acordo com a NBR 13896/97, o local para a implantação de um aterro de resíduos deve apresentar os seguintes requisitos:

- O impacto ambiental causado pela instalação do aterro deve ser minimizado;
- A aceitação da instalação pela população deve ser maximizada;
- Deve estar de acordo com o zoneamento da região; e
- Possa ser utilizado por um longo espaço de tempo necessitando apenas de um mínimo de obras para início de operação.

A Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (CESTESB, 1993) determina as restrições na escolha do local de implantação de um aterro sanitário, sendo estas:

- Distância mínima de 200 m de corpos de água superficiais;
- Distância mínima de 500 m de residências, condicionadas à direção dos ventos;
- Condutividade hidráulica das barreiras impermeabilizantes inferior a  $10^{-7}$  cm/s;

### **3.2.2 Métodos Construtivos de Aterros Sanitários**

A construção de um aterro sanitário pode ser realizada sob diversas formas construtivas, que dependem da topografia do local onde será implantando o aterro. Aterros construídos em regiões planas podem ser construídos utilizando-se os seguintes métodos: método das trincheiras, método da escavação progressiva e método da área. Os aterros construídos em regiões de topografia acidentada podem ser construídos tanto em lagoas, como em depressões. Os principais métodos construtivos e operacionais dos aterros sanitários são apresentados a seguir:

### **3.2.2.1 Método da trincheira**

Esse método é aplicado quando o local do aterro for plano ou levemente inclinado, e quando a produção diária de lixo não ultrapassar 10 toneladas. É um método bastante utilizado em pequenas comunidades, com escassos recursos financeiros e sem equipamento adequado à operação de um aterro convencional.

Os resíduos são descarregados no lado livre das trincheiras, sem o ingresso de caminhão coletor no seu interior. O espalhamento dos resíduos é realizado manualmente, sem compactação, com a utilização de equipamentos manuais. O material proveniente da escavação é utilizado no recobrimento dos resíduos.

Em casos de se executar trincheiras de grande porte, os resíduos são descarregados no interior da mesma e um trator de esteira empurra o lixo de baixo para cima. O lixo compactado recebe uma cobertura de argila e/ou saibro de 10 a 15 cm, confeccionando-se a célula sanitária. (BIDONE; POVINELLI, 1999).

### **3.2.2.2 Método da escavação progressiva**

Esse método é aplicado em áreas secas e de encostas, aproveitando-se o material escavado do próprio local na cobertura do lixo. O aterro é executado depositando-se um certo volume de lixo no solo. Este é compactado por meio de um trator esteira em várias camadas, até que se atinja uma altura da ordem de 3,0 a 4,0 m. Em seguida, o trator escora na parte oposta da operação o material para a cobertura do lixo compactado, formando as células sanitárias.

Em seguida efetua-se o selamento superficial do aterro e a constituição da morfologia local. Após isso a área pode ser utilizada em atividades menos restritivas do ponto de vista ambiental. (BIDONE; POVINELLI, 1999).

### 3.2.2.3 Método da área

Esta técnica é empregada quando a topografia local permite o recebimento/confinamento dos resíduos sólidos, sem a alteração de sua configuração natural. Os resíduos são descarregados e compactados, formando uma elevação tronco-piramidal, que recebe o recobrimento com solo ao final da operação de um dia.

Esse procedimento, tido como incorreto, caiu em desuso, uma vez que necessita de cuidados especiais, tais como o rebaixamento constante do lençol freático, construção de diques ao longo da linha costeira ou dos rios, evitando a contaminação das águas pelo chorume. Além disso, causa nos locais referidos, danos ambientais de grande magnitude, comprometendo irreversivelmente a fauna e a flora existente no local. (BIDONE; POVINELLI, 1999).

## 3.3 BARREIRAS IMPERMEABILIZANTES

As barreiras impermeabilizantes, também denominadas de *liners*, são camadas de um determinado tipo de material, utilizadas para minimizar a infiltração de água superficial nos resíduos, reduzindo com isto a geração de percolados (*liners* de coberturas) ou para reduzir o fluxo de percolados para o ambiente hidrogeológico subjacente (*liners* de fundo). Dessa maneira consegue-se proteger o ambiente circundante ao aterro contra a poluição, garantindo a potabilidade das águas subterrâneas.

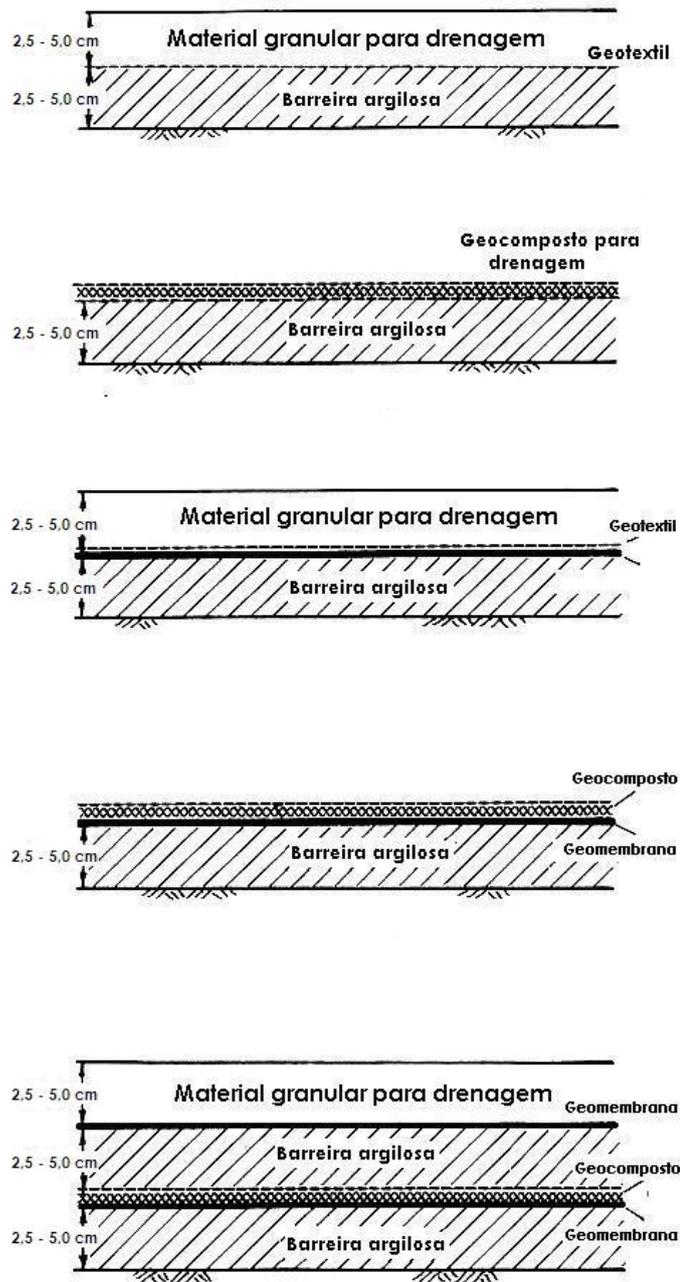
Estas barreiras como características principais devem apresentar baixa condutividade hidráulica, estanqueidade, durabilidade, resistência mecânica, resistência a intempéries e compatibilidade com os resíduos a serem enterrados.

Segundo Leite e Zuquette (1995), os requisitos desejáveis para um determinado tipo de *liner* estão condicionados aos seguintes fatores:

- Finalidade do *liner*;
- Ambiente físico;
- Composição química da solução percolada e da água subterrânea;
- Vida útil do projeto;

- Taxa de infiltração; e
- Restrições físicas.

A Figura 3.7 apresenta as principais configurações e materiais empregados nos sistemas de barreiras impermeabilizantes utilizados em aterros sanitários.



**Figura 3.7-** Tipos de sistemas de barreiras impermeabilizantes utilizadas em aterros sanitários (SHARMA; LEWIS, 1994)

### **3.3.1 Tipos de Barreiras Argilosas**

Existe diversos tipo de barreiras argilosas utilizadas para promover a impermeabilidade das camadas de fundo dos aterros sanitário. Os principais tipos empregados com esta finalidade podem ser divididos em três classes diferentes, sendo estas:

#### **3.3.1.1 Argilosas naturais**

São barreiras formadas pelo terreno natural, já existente nos locais de implantação dos aterros sanitários. São solos ricos em argila, apresentando baixa condutividade hidráulica (menor ou igual a  $10^{-7}$  cm/s), de modo que os resíduos possam ser enterrados ou dispostos sobre a camada. Para o funcionamento adequado e efetivo, a camada de solo deverá ser contínua e ausente de imperfeições (fissuras e fendas). A avaliação da continuidade de uma barreira argilosa natural inicia-se através de uma análise geológica. É necessária a realização de um estudo voltado para a hidrogeologia do local, através da execução de sondagens de investigação e sondagens de geofísica.

A condutividade hidráulica dessas camadas deverá ser avaliada através de uma combinação de ensaios de campo e laboratório, realizados com amostras indeformadas. A medida da condutividade hidráulica em laboratório deve ser realizada através da utilização de permeâmetros de parede flexível (DANIEL *et al*, 1984). A obtenção da condutividade hidráulica em campo pode ser realizada através de um ensaio com um furo de sondagem, submetido à carga constante ou variável.

#### **3.3.1.2 Argilosas compactadas**

São barreiras constituídas por material argiloso compactado. A condutividade hidráulica depende da estrutura do material inconsolidado, que inclui a distribuição granulométrica, o tamanho dos poros, a orientação das partículas, a força de ligação entre as partículas e os agentes cimentantes. A distribuição dos tamanhos dos grãos e das

partículas de argila é função da sua mineralogia, da composição química do fluido dos poros e do teor de umidade de compactação (LEITE; ZUQUETTE, 1995).

Devido à dificuldade de se assegurar que uma barreira impermeável com o solo, em condições locais, tenha uma faixa baixa e uniforme de condutividade hidráulica, a engenharia geotécnica lança mão da compactação dos solos como método de melhoria do desempenho deste material. Essas barreiras são consideradas eficientes, a longo prazo, quando resistem aos ataques químicos dos percolados e apresentam alto potencial de retenção do contaminante. Experiências têm demonstrado que o teor de umidade do solo, o método e a energia de compactação exercem grande influência na condutividade hidráulica dessas barreiras compactadas (MITCHELL et al, 1965).

O bom desempenho das barreiras de solo compactado depende de dois aspectos fundamentais: o baixo valor de condutividade hidráulica, que de uma maneira geral está associada aos solos mais argilosos e mais plásticos, e à contração presente nestes solos, uma vez que a abertura de fendas, gretas de contração e trincas de expansão causam a formação de caminhos preferenciais de fluxo.

Macambira (2002) estudou o potencial de alguns solos lateríticos compactados para a construção de barreiras impermeáveis. Verificou-se que, em geral, a condutividade hidráulica diminui com o aumento do teor de umidade, até o teor de umidade ótimo, permanecendo praticamente constante ou diminuindo ligeiramente a partir daí. Constatou-se que o aumento da energia de compactação diminui a condutividade hidráulica de forma pronunciada no ramo seco da curva de compactação. Para teores de umidade superiores ao teor de umidade ótimo as variações foram pequenas para energias acima de 12 golpes. Em relação às contrações dos solos, verificou-se que o aumento do teor de umidade acarretou um aumento das contrações axiais, que atingiram valores máximos da ordem de 4 %. Os solos mais arenosos apresentaram as menores contrações axiais, não ultrapassando valores da ordem de 1 %, sendo que os solos argilosos atingiram valores de contrações médias de 2 %.

Segundo a Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (CETESB, 1993), os solos potencialmente utilizados como liners devem apresentar classificação unificada do

tipo CL, CH, SC ou OH, condutividade hidráulica inferior a  $1 \times 10^{-7}$  cm/s, porcentagem de finos maior ou igual a 30 %, limite de liquidez ( $W_L$ ) maior ou igual a 30 %, índice de plasticidade ( $I_p$ ) maior ou igual 30 % e pH maior ou igual a 7. Entretanto, como essas propriedades não são facilmente encontradas em solos naturais utiliza-se a adição de argilas naturais, tais como a bentonita, a fim de se obter as características necessárias ao bom desempenho de uma camada impermeabilizante. A Tabela 3.2 apresenta as principais características que as barreiras argilosas devem possuir segundo a visão de diferentes autores.

Apesar da Tabela 3.2 apresentar valores limites para diversas características tais como limites de consistência, porcentagem da fração de finos e argila entre outros, a condutividade hidráulica é a característica mais importante das barreiras argilosas. A construção de uma barreira argilosa com valores aceitáveis de condutividade hidráulica garante as demais características necessárias ao bom funcionamento desta.

**Tabela 3.2-** Principais características das barreiras argilosas propostos por diversos autores (FERRARI, 2005).

Fonte	LL (%)	IP (%)	Finos (%) $\phi$ 0,0075 mm (%)	Fração argila (%)	D <sub>máx</sub> (mm)	Fração pedregulho (%)	k (cm/s)
Benson et al. (1994)	$\geq 20$	$\geq 7$	$\geq 30$	$\geq 15$	---	---	$\leq 10^{-7}$
Daniel, D.E. (1993)	---	$\geq 7$	$\geq 20$	---	25 a 50	$\leq 30$	$\leq 10^{-7}$
Bagchi, A. (1994)	$\geq 30$	$\geq 15$	$\geq 50$	$\geq 25$	---	---	$\leq 10^{-7}$
EPA (1989)	---	$\geq 10$	$\geq 20$	---	---	$\leq 10$	$\leq 10^{-7}$
Cetesb (1993)	$\geq 30$	$\geq 15$	$\geq 30$	---	---	---	$\leq 10^{-7}$

### 3.3.1.3 Geossintéticos argilosos (GCL's) e geomembranas

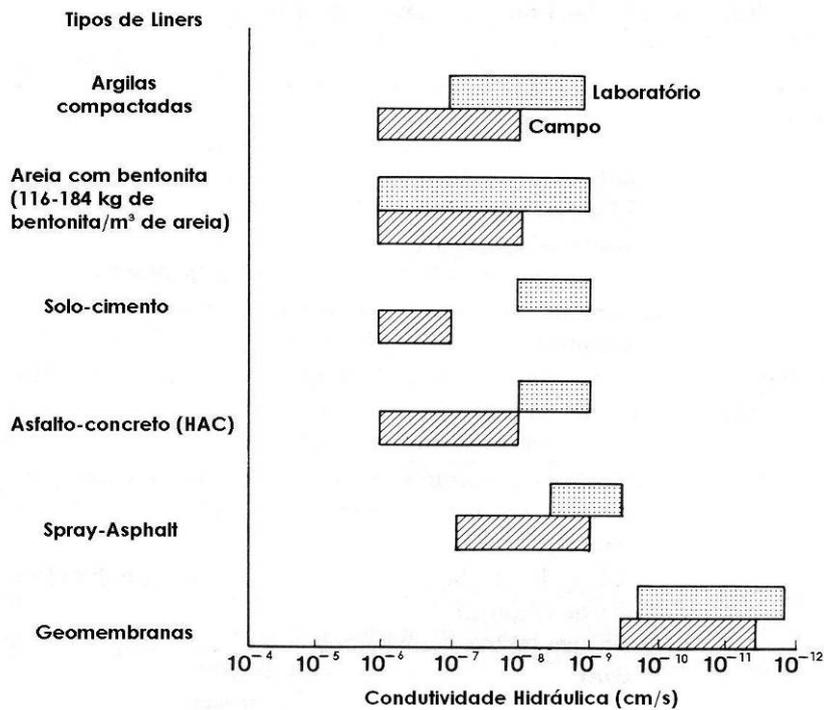
Os geocompostos bentoníticos (GCL's) consistem em um produto manufaturado à base de bentonita natural, geralmente sódica ou cálcica, sendo formado por uma fina camada de argila expansiva disposta entre dois geotêxteis ou colada a uma geomembrana.

Em geral, o GCL é utilizado para substituir barreiras impermeáveis construídas com solos compactados. Esse fato ocorre devido à sua baixa permeabilidade, boas características de resistência química e mecânica, controle de fabricação e facilidade de instalação. No entanto, esses materiais podem apresentar danos de instalação e operação, tais como o aparecimento de furos, problemas associados à resistência de interface, pequena atenuação de percolados, possível aumento de condutividade hidráulica devido à incompatibilidade com certos efluentes, maior taxa de fluxo por difusão em relação a barreiras de solo compactado, vulnerabilidade à troca de íons e ao ressecamento, dentre outras desvantagens (BOUAZZA, 2002).

As geomembranas são barreiras construídas por membranas formadas por materiais sintéticos que apresentam baixa condutividade hidráulica, e utilizadas em obras de engenharia onde se deseja controlar a migração de fluidos (ASTM D4439/99). As geomembranas comumente utilizadas em obras de impermeabilização são as de: polietileno de alta densidade (HDPE), polietileno de baixa densidade (VLDPE), polietileno clorosulfonado (CSPE), policloreto de polivinila (PVC), interpolímero etileno alloy (EIA), sendo que as mais utilizadas para obras de contenção de resíduos são as de polietileno (PE) e de polivinil clorado (PVC).

A utilização de geomembranas na construção de barreiras impermeabilizantes apresenta inúmeras vantagens e desvantagens. As geomembranas de alta e baixa densidade apresentam como principais vantagens a boa resistência contra diversos agentes químicos, boas características de resistência e solda, boas características de resistência mecânica e um bom desempenho a baixas temperaturas. Em relação às desvantagens essas geomembranas podem apresentar baixo atrito de interface, formação de rugas e podem ser sujeitas a *stress cracking* (BUENO et al, 2004).

A Figura 3.8 apresenta valores de condutividade hidráulica de campo e de laboratório para diferentes tipos de *liners*.

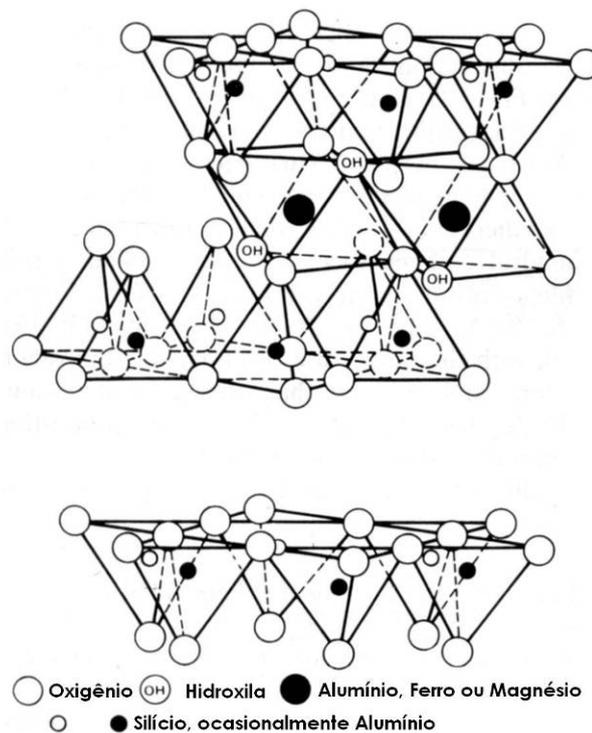


**Figura 3.8-**Variação da condutividade hidráulica para diferentes tipos de liners (SHARMA; LEWIS, 1994).

### 3.4 BENTONITA

O nome bentonita foi adotado em função do depósito descoberto em folhelhos argilosos de Fort Benton, Wyoming (EUA), onde essa argila foi pela primeira vez caracterizada como um tipo especial de argila.

Do ponto de vista químico, as bentonitas são filosilicatos hexagonais de alumínio e magnésio hidratados. As bentonitas possuem na sua constituição cátions trocáveis, que são derivados do desbalanceamento de cargas de sua estrutura. Este fato ocorre durante o intemperismo ácido na formação do argilomineral montmorilonita. Todos os tipos de bentonita possuem um ou vários argilominerais do grupo da esmectita, com a montmorilonita como argilomineral predominante. As argilas constituídas por esses argilominerais possuem elevada plasticidade e apresentam grandes variações nas suas propriedades físicas. Tais variações ocorrem devido à existência de cátions trocáveis hidratados na sua estrutura e as alterações que ocorrem nas posições octaédricas do argilomineral (SANTOS, 1989). A Figura 3.9 apresenta a estrutura cristalina da montmorilonita.



**Figura 3.9-** Estrutura cristalina da montmorilonita (MITCHELL, 1993).

No caso de um cátion trivalente ser substituído por um cátion divalente, ocorrerá um excesso de elétrons, que migrarão para a superfície à procura de cátions de equilíbrio. Os cátions trocáveis presentes no ambiente de formação podem ser:  $Ca^{+2}$ ,  $Mg^{+2}$ ,  $Na^{+1}$ , entre outros. O cátion predominante na estrutura vai originar o nome do argilomineral (Ex: Bentonita cálcica, Bentonita sódica), e será determinante no desempenho desejado da bentonita e nas propriedades desta. A bentonita sódica é a mais comumente utilizada em obras de selagem e impermeabilização, devido ao fato de possuir um poder muito maior de expansão do que a bentonita cálcica. Por outro lado, a bentonita cálcica é mais estável quimicamente quando exposta a alguns compostos químicos. De acordo com Daniel e Koerner (1995), a qualidade de uma bentonita pode ser avaliada através dos limites de Atterberg e de ensaios de expansão livre. Sendo que quanto maior for o limite de plasticidade e o limite de liquidez melhor é a qualidade da bentonita. O limite de liquidez de uma bentonita cálcica varia entre 100 e 150%, enquanto que o limite de liquidez de uma bentonita sódica varia entre 300 e 500%. Os testes de expansão livre mostram que quanto maior a capacidade de expansão da bentonita melhor a sua qualidade.

A elevada afinidade da bentonita com a água e sua alta capacidade de expansão são características que conferem a este material resistência à passagem de água. Em condições confinadas (*liners*), as partículas expandidas são forçadas entre si de maneira que ocorra o preenchimento dos vazios entre as partículas do solo formando uma barreira contra a passagem do fluxo.

As principais características deste grupo de argilomineral são a elevada capacidade de troca catiônica, a grande superfície específica, o seu alto poder de expansão e a baixa condutividade hidráulica. No entanto, as propriedades desses argilominerais podem ser modificadas através da interação entre as partículas e o fluido ao seu redor (GLEASON *et al* 1997).

A utilização de um líquido permeante com baixa constante dielétrica aumenta a condutividade hidráulica de solos argilosos, sendo que um aumento na resistência elétrica ou valência catiônica do fluido dos poros também aumenta a condutividade hidráulica neste tipo de solo. Devido ao seu alto poder de expansão, a resistência ao cisalhamento em misturas de areia-bentonita sódica é aproximadamente a metade da resistência de misturas areia-bentonita cálcica (GLEASON *et al* 1997).

Segundo Khera (1995), a expansão livre da bentonita é fortemente afetada pelo pH, exercendo maior influência sobre as bentonitas sódicas. O maior poder de expansão da argila encontra-se em um meio com pH aproximado de 8. A redução da expansão, associada à redução do pH, provoca uma redução da dupla camada de íons aumentando consequentemente a condutividade hidráulica. Considerando-se que em um meio contaminado poderá existir uma grande variação de pH, a probabilidade de ocorrência de variação de condutividade hidráulica em aterros contendo bentonita sódica torna-se elevada

#### **3.4.1 Camadas Impermeabilizantes de Solo-bentonita**

Atualmente os sistemas de impermeabilização que vem sendo desenvolvidos possuem como objetivo principal a segurança. Procura-se desta maneira garantir a

funcionalidade das camadas impermeabilizantes durante um determinado período de tempo, e assegurar a durabilidade dos materiais empregados na obra sob condições adversas.

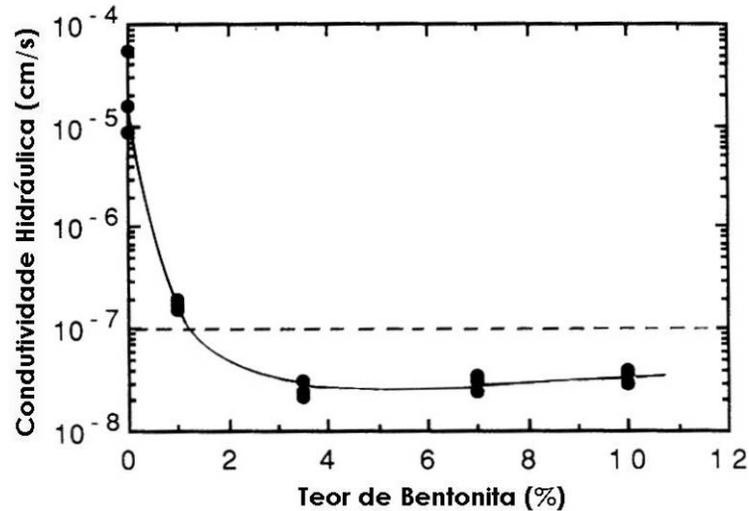
Desde a década de 70, em países como Estados Unidos, Alemanha, Suíça e França, já se utilizam como solução uma camada conhecida como barreira ativa. Essas barreiras são camadas tratadas com bentonita especialmente desenvolvidas para a impermeabilização de solos, garantindo proteção constante mesmo em condições adversas. Essas barreiras ativas são constituídas por um tipo de bentonita que possui propriedades expansivas e de cicatrização superior às demais bentonitas. (Fonte: Comunicação pessoal – GOUVEIA, 2005).

O emprego dessas barreiras ativas pode ser realizado em obras com ou sem a utilização de mantas protetoras. No caso de obras que utilizem mantas protetoras a camada ativa funciona como camada de segurança, colocada abaixo da manta protetora, para caso ocorram falhas no sistema. Em obras onde não se utilize a manta protetora, a camada ativa é utilizada como proteção total do sistema, sendo que em alguns tipos de obra colocam-se duas ou mais camadas da mistura, formando assim um sanduíche de camadas (Fonte: Comunicação pessoal - GOUVEIA, 2005).

Segundo Rowe (2000), a proporção adequada de bentonita para ser misturada com solo está entre 4 % e 10 %, obtendo-se assim valores de condutividade hidráulica entre  $10^{-7}$  a  $10^{-9}$  cm/s. Entretanto é importante estabelecer uma proporção ótima de bentonita e teor de umidade para cada caso específico, garantindo a obtenção de valores de condutividade hidráulica adequados, além de proporcionar uma melhor homogeneização, trabalhabilidade e uma aplicação econômica deste material. Para isso são realizadas misturas de solo, com diversas proporções de bentonita e teor de umidade, avaliando-se em laboratório os valores de condutividade hidráulica obtidos.

Daniel (1993), recomenda a utilização de bentonita misturada ao solo, em locais onde o solo apresenta-se inadequado para a construção de barreiras impermeáveis, de forma que se consiga obter baixos valores de condutividade hidráulica. Segundo ele, uma pequena quantidade de bentonita pode acarretar uma diminuição em várias ordens de

grandeza no valor da condutividade hidráulica de um determinado solo. A Figura 3.10 apresenta a variação da condutividade hidráulica em relação ao teor de bentonita adicionado ao solo.



**Figura 3.10-** Variação da condutividade hidráulica com o teor de bentonita (DANIEL, 1993).

A redução do valor de condutividade hidráulica em uma mistura de solo-bentonita, depende basicamente do tipo de bentonita a ser adicionado e da proporção de material. No caso de areias apresentando granulometria de fina a média, um teor de 3 a 4% de bentonita sódica natural apresenta um decréscimo na condutividade hidráulica de duas ordens de magnitude. Para misturas contendo 5% ou mais de bentonita a condutividade hidráulica sofre um decréscimo de quatro ordens de magnitude (CHALERMYANONT; ARRYKUL, 2005).

A granulometria do solo utilizado para a mistura é um fator muito importante a ser considerado na condutividade hidráulica resultante da mistura, sendo que quanto menor a condutividade hidráulica do solo utilizado, menor será a condutividade hidráulica obtida para a mistura. Sendo assim, solos que possuem maior porcentagem de finos plásticos na sua constituição irão apresentar menores valores de condutividade hidráulica (D'APPOLONIA, 1980).

De acordo com Rowe (2000), o sucesso da construção de camadas de solo-bentonita de baixa condutividade hidráulica, depende de vários fatores, sendo estes:

- obtenção e manutenção de uma mistura homogênea de solo-bentonita, evitando a segregação durante a mistura;
- controle de compactação e teor de umidade;
- espessura da camada.

A mistura em campo é realizada com grades e/ou lâminas de motoniveladora. Antes do início da mistura o solo local deste ser destorroado e limpo. Depois da mistura, a compactação deve ser realizada seguindo as recomendações de projeto (energia de compactação e teor de umidade). As Figuras 3.11, 3.12 e 3.13 apresentam a execução de uma camada impermeabilizante de solo-bentonita.



**Figura 3.11-** Execução da mistura de solo-bentonita manual – Obra: Serquip (Fonte: Comunicação pessoal - GOUVEIA, 2005).



**Figura 3.12-** Compactação da camada de solo-bentonita - Obra: Camargo Solvay (Fonte: Comunicação pessoal - GOUVEIA, 2005).



**Figura 3.13-** Camada impermeabilizante de solo-bentonita finalizada - Obra: Terramoto Gerdau (Fonte: Comunicação pessoal - GOUVEIA, 2005).

As camadas de impermeabilização de solo-bentonita são confeccionadas utilizando-se as bentonitas sódicas, sendo o cátion  $\text{Na}^+$  o responsável pela expansão que ocorre no sistema. O mecanismo de expansão funciona através de fenômenos de absorção e adsorção. A absorção ocorre primeiramente e consiste na entrada de água entre as lamelas da bentonita, garantindo a expansão mais benéfica do material para a utilização em impermeabilização de solos. Em seguida ocorre a adsorção, caracterizada por reações químicas que ocorrem entre a água e a bentonita e provocam uma nova expansão do material.

Nos projetos de impermeabilização de solos é necessário que ocorra uma alta expansão, associada a uma retração dessas partículas e seguida novamente por uma expansão. Essa propriedade denominada de cicatrização é o que garante a eficiência da camada ativa, diferenciando as bentonitas específicas para camadas de impermeabilização das bentonitas genéricas. Assim, a mistura solo-bentonita trabalha continuamente evitando que fluidos transpassem a camada tratada.

A viabilidade da utilização de um silte compactado como camada de impermeabilização de aterros de resíduos foi estudada por Ferrari (2005). Foram realizados ensaios de condutividade hidráulica em campo, utilizando-se aterros experimentais. Para efeito de comparação realizaram-se ensaios de condutividade hidráulica em laboratório, através de amostras indeformadas (retiradas dos aterros experimentais) e amostras

deformadas (compactadas em laboratório). A condutividade hidráulica do silte era da ordem de  $10^{-6}$  cm/s. Como a maioria das legislações e recomendações ambientais estabelece como valor de referência para a utilização em camadas impermeabilizante valores de condutividade hidráulica da ordem de  $10^{-7}$  cm/s, adicionou-se bentonita ao material silteoso a fim de se diminuir a condutividade hidráulica do material. Os ensaios de laboratório com amostras deformadas para a mistura de solo com 5 % e 10 % de bentonita, indicaram a redução dos valores de condutividade hidráulica para valores inferiores a  $10^{-7}$  cm/s. Esses valores podem ser atingidos em campo desde que se adote certas medidas tais como a hidratação da bentonita, a homogeneização da mistura e a execução da compactação em camadas de espessura reduzida.

### **3.4.2 Aplicação de Camadas Impermeabilizantes de Solo – Bentonita**

O emprego de camadas impermeabilizantes de solo-bentonita ocorre em diversos projetos de geotecnia, sendo que podemos destacar:

- Camada de segurança de aterros (sanitários e/ou industriais): consiste na camada que localiza-se abaixo da camada principal (mantas e geocompostos). Esta camada possui a função de proteger o solo local caso ocorram falhas na camada principal;
- Camada protetora final de aterros (sanitários e/ou industriais): consiste na camada protetora de finalização do aterro e possui a função de minimizar a entrada de água no aterro; e
- Material de fechamento de células em aterro: a execução de aterros controlados exige que diariamente os resíduos sejam confinados por uma camada protetora de solo impermeável;

### **3.5 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA NOS SOLOS**

O estudo da condutividade hidráulica dos solos torna-se imprescindível em todos os casos onde ocorre o fluxo de água neste meio. No caso específico de barreiras

impermeabilizantes a condutividade hidráulica é um fator decisivo na escolha do material, uma vez que é necessária a utilização de materiais com baixíssimos valores de condutividade hidráulica.

O engenheiro francês Henry Darcy, em 1856 publicou um trabalho referente ao estudo do movimento de água em um filtro de areia, e através do qual conseguiu definir a Equação (3.1), conhecida como Lei de Darcy.

$$v = k \times i \quad (3.1)$$

A velocidade  $v$  de descarga de um fluido através de um meio poroso é diretamente proporcional ao gradiente hidráulico  $i$ . A constante de proporcionalidade  $k$  é denominada de condutividade hidráulica. O gradiente hidráulico  $i$  é definido pela Equação (3.2).

$$i = \frac{\Delta h}{l} \quad (3.2)$$

Na Equação (3.2)  $\Delta h$  é a perda de carga do fluido percolante em um trecho de comprimento  $l$ .

A condutividade hidráulica ( $k$ ) é um parâmetro característico do meio poroso e do fluido que percola por este meio. Para um caso genérico onde percola-se através de um meio poroso fluidos com densidades e viscosidades distintas, o valor de  $k$  obtido será diferente para cada caso. Considerando-se um outro caso genérico onde o fluido percolado seja o mesmo, porém em meios porosos diferentes, os valores de  $k$  são diferentes. A Lei de Darcy pode ser escrita de acordo com a Equação (3.3), sendo  $\gamma$  e  $\mu$  o peso específico e a viscosidade do líquido percolante, respectivamente, e  $K$  a permeabilidade intrínseca do solo, uma propriedade que é função exclusiva do meio poroso.

$$v = K \times \frac{\gamma}{\mu} \times i \quad (3.3)$$

A condutividade hidráulica de um solo varia de acordo com os vazios presentes no material, sendo que quanto menor o tamanho das partículas, menor será o volume de vazios no solo e menor a condutividade hidráulica deste. A condutividade hidráulica é um dos parâmetros que apresenta maior variação em solos, conforme mostrado na Tabela 3.3. A Tabela 3.4 apresenta a classificação do grau de condutividade hidráulica dos solos baseada nos valores de condutividade hidráulica.

**Tabela 3.3-** Valores típicos de condutividade hidráulica (PINTO, 2000).

<b>Tipo de material</b>	<b>Condutividade hidráulica (cm/s)</b>
Argilas	Menor $10^{-9}$
Siltos	$10^{-8} - 10^{-9}$
Areias Argilosas	$10^{-7}$
Areias Finas	$10^{-5}$
Areias Médias	$10^{-4}$
Areias Grossas	$10^{-6}$

**Tabela 3.4-** Classificação dos solos baseada nos valores de condutividade hidráulica (MITCHELL, 1993).

<b>Grau de condutividade hidráulica</b>	<b>Condutividade hidráulica (cm/s)</b>
Alta	Maior $10^{-1}$
Média	$10^{-1}$ a $10^{-3}$
Baixa	$10^{-3}$ a $10^{-5}$
Muito baixa	$10^{-5}$ a $10^{-7}$
Praticamente impermeável	Menor $10^{-7}$

### 3.5.1 Fatores que afetam a Condutividade Hidráulica

A condutividade hidráulica de uma argila compactada pode variar de acordo com diversos fatores, incluindo entre esses:

- Teor de moldagem;
- Método de compactação;
- Esforço de compactação;
- Grau de saturação;
- Gradiente hidráulico;
- Tamanho dos aglomerados das partículas de solo;
- Distribuição do tamanho dos poros;
- Composição química do líquido percolante;

- Idade da amostra a ser testada;
- Índice de vazios; e a
- Composição mineralógica; entre outros.

A composição mineralógica exerce elevada influência nos valores de condutividade hidráulica dos solos. No caso de solos argilosos constituídos por argilominerais do grupo das montmorilonitas os valores de condutividade hidráulica obtidos são menores do que aqueles para solos constituídos por argilominerais do grupo das caulinitas. Basicamente, as montmorilonitas apresentam valores de condutividade hidráulica inferiores às caulinitas devido ao fato de que as montmorilonitas apresentam partículas com maior superfície específica e apresentam ainda maior capacidade de troca catiônica.

Os grupos de argilominerais, as espécies mineralógicas e as respectivas composições químicas apresentam variações nas suas propriedades, causadas pelas substituições isomórficas e cátions trocáveis. Dessa forma, duas argilas podem diferir amplamente, quer pela sua composição mineralógica qualitativa e quantitativa, quer pelas demais propriedades químicas, físicas, e mecânicas.

Mesri e Olson (1971) estudaram o comportamento hidráulico de argilas com diferentes composições mineralógicas. Os autores avaliaram o comportamento da condutividade hidráulica e do índice de plasticidade das argilas estudadas. Os estudos concluíram que quanto maior o índice de plasticidade da argila menor é o valor de condutividade hidráulica obtido. A Tabela 3.5 apresenta os resultados obtidos.

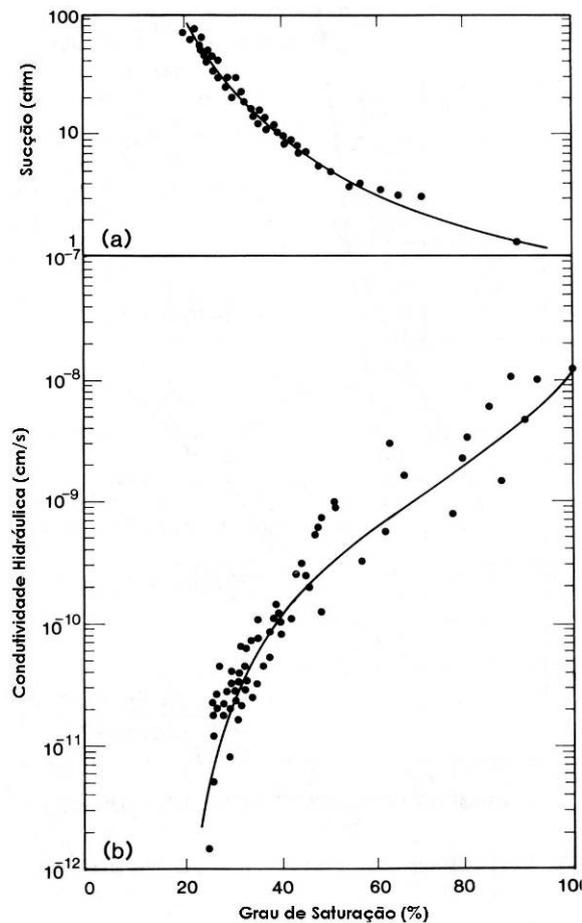
**Tabela 3.5-** Condutividade hidráulica dos argilominerais (MESRI; OLSON, 1971).

<b>Argilomineral</b>	<b>Índice de Plasticidade (IP)</b>	<b>Condutividade Hidráulica (cm/s)</b>
Caulinita	20	$1,5 \times 10^{-6}$
Illita	60	$2,0 \times 10^{-9}$
Montmorilonita	500	$1,0 \times 10^{-11}$

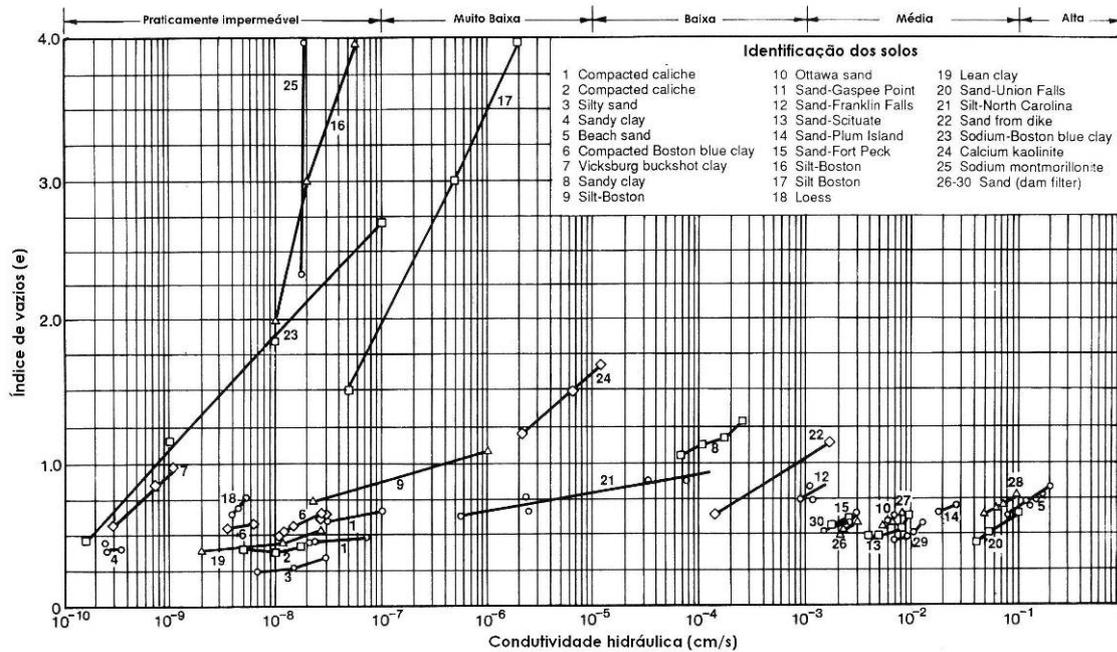
Além do tipo de argila, existem outros parâmetros que influenciam nos valores de condutividade hidráulica, tais como: o índice de vazios, o grau de saturação, o grau de compactação, o teor de umidade, a densidade da argila compactada, o grau de flocculação e a dispersão das plaquetas de argila.

O grau de saturação do solo exerce influência direta nos valores de condutividade hidráulica. Segundo Olson e Daniel (1981) a condutividade hidráulica aumenta com o grau de saturação do solo. A condutividade hidráulica de um solo atinge seu máximo valor quando este se encontra saturado, ou seja, para o caso de camadas impermeabilizantes de aterro sanitário é fundamental a determinação da condutividade hidráulica para o material no estado saturado. A Figura 3.14 apresenta para uma argila compactada a variação da condutividade hidráulica em relação ao grau de saturação.

Quanto maior o índice de vazios do solo, maior é a facilidade de um líquido percolar por esse meio e conseqüentemente maior será o valor de condutividade hidráulica deste material. A Figura 3.15 apresenta a variação da condutividade hidráulica com índice de vazios para diversos solos ensaiados (LAMBE; WHITMAN, 1969).



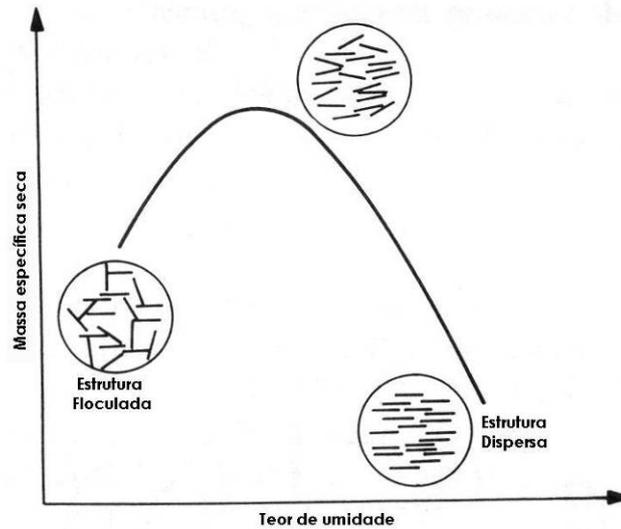
**Figura 3.14-** Variação da condutividade hidráulica em relação ao grau de saturação para uma argila compactada. (OLSON; DANIEL, 1981)



**Figura 3.15-** Variação da condutividade hidráulica com a modificação de índice de vazios para alguns solos (Modificado de LAMBE e WHITMAN, 1969).

Lambe e Whitman (1969) avaliaram a influência do teor de umidade na condutividade hidráulica, utilizando-se uma argila siltosa proveniente da Jamaica. Os autores verificaram que para o solo argiloso compactado com teor de umidade acima do teor de umidade ótimo, as partículas ficavam arranjadas de forma paralela (estrutura dispersa). Este fato dificultava a passagem de fluxo e conseqüentemente, diminuía a condutividade hidráulica.

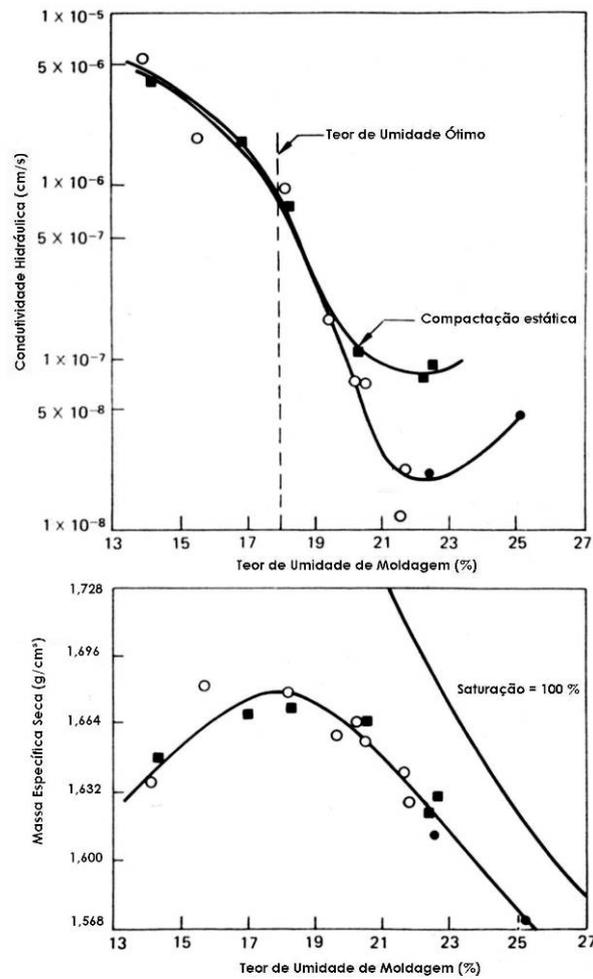
Os mesmos autores constataram que para o caso da compactação executada com teor de umidade abaixo do teor de umidade ótimo (ramo seco da curva), as partículas ficaram arranjadas de forma floculada (estrutura floculada). Neste caso ocorria uma facilidade à passagem do fluxo, acarretando um aumento da condutividade hidráulica. A Figura 3.16 ilustra o efeito da energia de compactação e o teor de umidade de moldagem na estrutura interna do solo compactado.



**Figura 3.16-** Efeito da compactação na estrutura interna do solo (LAMBE; WHITMAN, 1969).

A influência de parâmetros como a estrutura do solo, as condições e os métodos de compactação na condutividade hidráulica de solos argilosos foi avaliada por Mitchell *et al* (1965). Estudaram uma argila siltosa que apresentava limite de liquidez igual a 37 % e limite de plasticidade igual a 23 %. Os corpos de prova foram compactados de maneira estática, variando-se o teor de umidade de moldagem e mantendo-se constante o valor da massa específica aparente seca. A Figura 3.17 ilustra a variação que ocorreu para a condutividade hidráulica e para a massa específica aparente seca em função do teor de umidade de moldagem.

Os autores verificaram um aumento da condutividade hidráulica para os pontos que possuíam menor teor de umidade de moldagem, atingindo valores da ordem de  $10^{-6}$  cm/s. No caso dos ensaios realizados com teores de umidade de moldagem acima do teor de umidade ótimo, verificou-se um decréscimo da condutividade hidráulica em até duas ordens de grandeza, obtendo-se valores da ordem de  $10^{-8}$  cm/s.

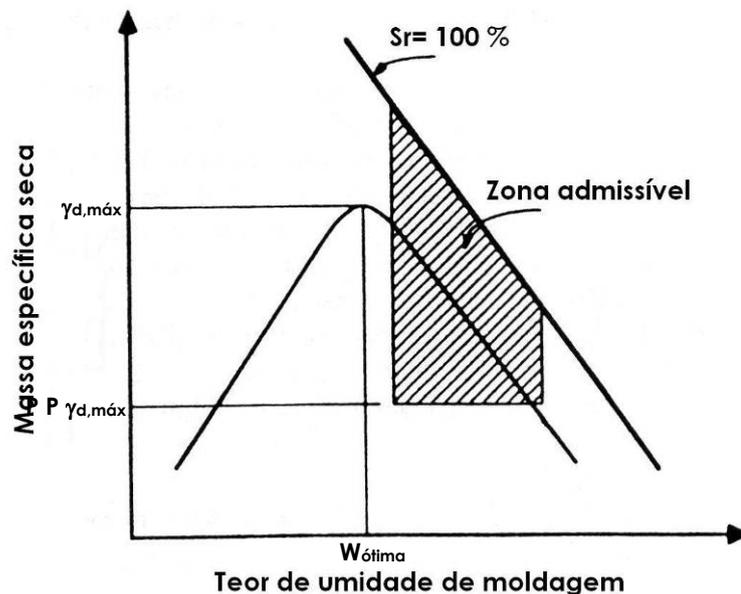


**Figura 3.17-** Resultados de condutividade hidráulica e massa específica seca em função do teor de umidade de moldagem (MITCHELL et al, 1965).

Mitchell *et al* (1965) analisaram ainda o efeito da energia de compactação na condutividade hidráulica dos solos. Os ensaios de condutividade hidráulica foram realizados após a saturação dos corpos de prova. Para o caso das menores energias de compactação, observaram-se comportamentos semelhantes. Os corpos de prova com menores teores de umidade apresentaram pouca variação, e após ultrapassar o teor de umidade ótimo ocorreu uma diminuição significativa da condutividade hidráulica.

Os corpos de prova que foram compactados com energia de compactação mais elevada indicaram uma variação da condutividade hidráulica desde os pontos com menores teores de umidade de moldagem. Os autores constataram que o incremento da energia de compactação ocasionou uma diminuição na condutividade hidráulica em até 100 vezes, principalmente para pontos próximos do teor de umidade ótimo.

A determinação da condutividade hidráulica em solos compactados implica no conhecimento de uma faixa de valor de teor de umidade, massa específica seca e energia de compactação. Benson e Daniel (1990) estudaram as restrições para a obtenção de valores aceitáveis de condutividade hidráulica em solos compactados para a utilização em barreiras impermeáveis. A metodologia baseia-se na determinação de uma zona admissível na curva de compactação do solo, onde os valores de massa específica seca e teor de umidade proporcionem condições ideais para a utilização do solo como barreira impermeável. A Figura 3.18 mostra o método para a determinação da zona admissível.



**Figura 3.18-** Método para a determinação da zona admissível (DANIEL; BENSON, 1990).

Segundo Benson e Daniel (1990), a determinação da zona admissível envolve conhecimentos empíricos da prática de construção de base de estradas, barragens de terra e outros tipos de aterro. As especificações foram determinadas procurando atender as exigências em termos de resistência ao cisalhamento, compressibilidade e condutividade hidráulica para a execução de camadas impermeabilizantes. A determinação da zona admissível pelo método tradicional por Benson e Daniel (1990), foi realizada utilizando-se dados de Mitchell *et al* (1965) e Boutwell e Hedges (1989). No entanto, estes perceberam algumas deficiências do método. Embora algumas amostras tivessem sido compactadas com massa específica seca e teor de umidade que se enquadravam dentro da área

admissível apresentaram condutividade hidráulica superior a  $10^{-7}$  cm/s, que é o valor limite aceitável para a utilização em barreiras impermeabilizantes.

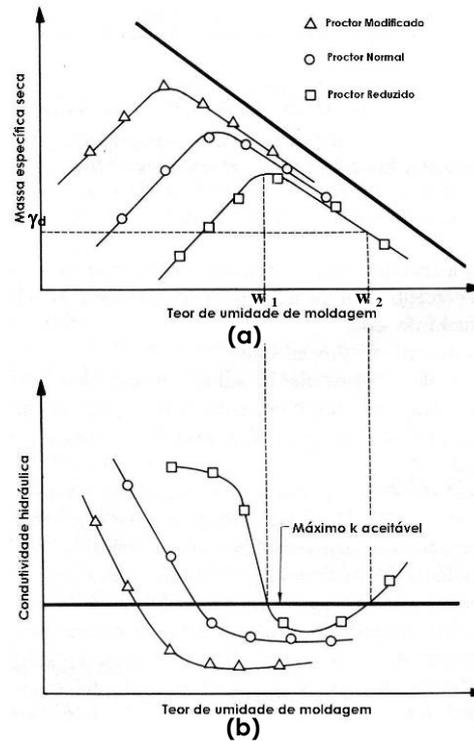
Benson e Daniel (1990) recomendam uma nova metodologia para a determinação da zona admissível, incluindo ensaios de permeabilidade. Segundo os autores devem ser adotados os seguintes procedimentos:

1) Realizar ensaios de compactação com três níveis de energia: Proctor reduzido, normal e modificado, compactando-se de cinco a seis corpos de prova por nível de energia; (Ver Figura 3.19)

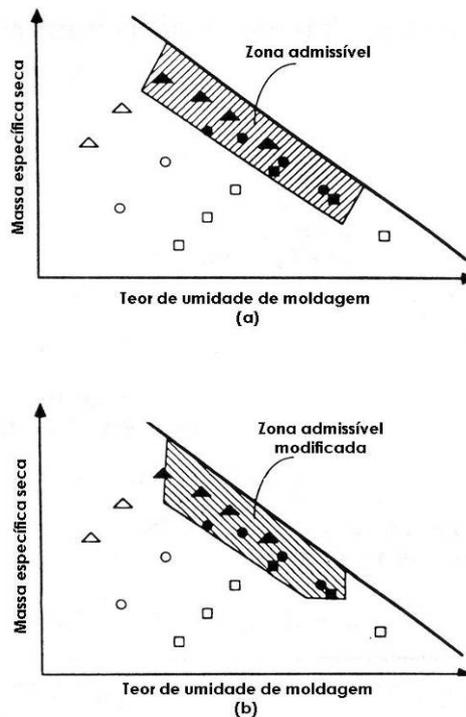
2) Determinar a condutividade hidráulica das amostras. Durante esse procedimento devem ser monitorados tanto o grau de saturação como a tensão confinante das amostras. Os valores de condutividade hidráulica devem ser plotados em função do teor de umidade; (Ver Figura 3.19)

3) Os pontos que possuem valores de condutividade hidráulica admissíveis (inferior a  $10^{-7}$  cm/s) devem ser plotados com símbolos distintos daqueles pontos que possuem valores de condutividade hidráulica não admissíveis (superior a  $10^{-7}$  cm/s). A zona admissível é definida de maneira que os valores de condutividade hidráulica admissíveis fiquem nela contida; (Ver Figura 3.20)

4) A zona admissível deve ser modificada baseada em outros parâmetros tais como a resistência ao cisalhamento, o atrito interfacial com geomembranas, considerações de umedecimento e secagem, aparecimento de fissuras, interesses construtivos e práticas locais. (Ver Figura 3.20)



**Figura 3.19-** Metodologia de determinação da zona admissível proposta por Benson e Daniel (1990). (a) curva de compactação para três energias diferentes; (b) determinação da condutividade hidráulica.



**Figura 3.20-** Metodologia de determinação da zona admissível proposta por Benson e Daniel (1990). (a) replotagem da curva de compactação, identificando os pontos com condutividade hidráulica aceitáveis; (b) zona modificada conforme outros fatores condicionantes.

A metodologia proposta por Daniel e Wu (1993), para o estabelecimento de uma zona adequada para a compactação de solos utilizados como camadas impermeabilizantes, considerou ainda a importância de três parâmetros restritivos a esta análise. Estes três fatores são a contração, a resistência a compressão simples e a condutividade hidráulica. Os valores propostos pelos autores como limites para a determinação da área aceitável para a execução de camadas impermeabilizantes são de 4 % para a contração volumétrica, 200 kPa de resistência a compressão simples e  $10^{-7}$  cm/s para valores de condutividade hidráulica. A área final recomendada é a sobreposição das áreas individuais obtidas para cada fator.

### **3.5.2 Permeômetros**

A condutividade hidráulica é um dos parâmetros que apresenta maior faixa de variação para os solos. Os valores variam da ordem de  $10^{+2}$  cm/s para materiais com alta condutividade hidráulica (pedregulhos), a valores da ordem de  $10^{-12}$  cm/s, para materiais com baixíssimos valores de condutividade hidráulica (solo com a presença de argilas de alta atividade).

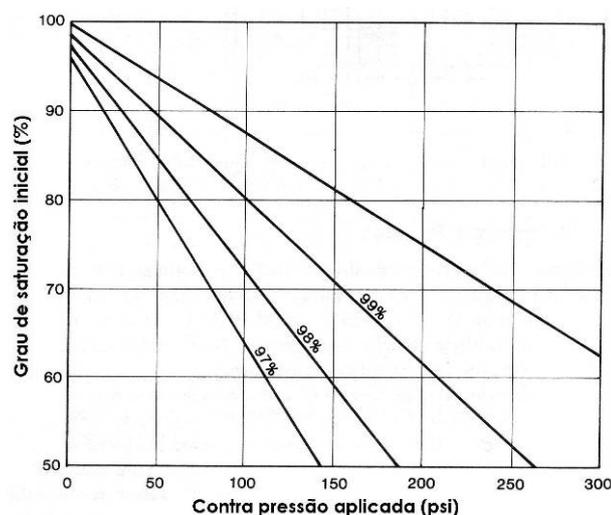
A determinação dos valores de condutividade hidráulica pode ser realizada através de ensaios de campo e ensaios de laboratório. Segundo Daniel (1987), os ensaios de laboratório apresentam como vantagens o controle das condições de contorno tais como a saturação, o nível de tensões efetivas, a carga hidráulica e a direção de fluxo, tempo de ensaio curto e custo baixo. Em contrapartida, os ensaios de campo sofrem um menor de efeito escala, devido ao fato de que o volume de solo ensaiado é superior ao volume ensaiado em laboratório.

A condutividade hidráulica em laboratório pode ser determinada utilizando-se permeômetros. Existem basicamente dois tipos de permeômetros que podem ser utilizados: permeômetros de parede rígida e permeômetros de parede flexível. A escolha de um determinado equipamento depende das condições de contorno a serem utilizadas, o tipo de material a ser ensaiado, as condições de pressão e do fluido percolante.

O permeâmetro de parede rígida é formado por um cilindro contido em uma caixa ou tubo rígido. O corpo de prova é centralizado dentro do cilindro, e as suas laterais são devidamente preenchidas com materiais para selamento. O fluido percolante atravessa o corpo de prova ao longo do seu eixo. As amostras ensaiadas em permeâmetros de parede rígida apresentam menor expansividade do que as amostras ensaiadas em permeâmetros de parede flexível. Os permeâmetros de parede rígida apresentam como vantagem a facilidade de uso. No entanto, apresentam como desvantagem:

- a impossibilidade de saturação total da amostra;
- a impossibilidade de saturação por contra-pressão;
- a inexistência de controle sobre as pressões atuantes na amostra; e
- a possibilidade de ocorrer fluxo lateral pelas paredes do tubo do permeâmetro.

A norma ASTM D 5084/90 recomenda que o permeâmetro de parede flexível seja utilizado para a determinação da condutividade hidráulica de materiais porosos, com valores inferiores ou iguais a  $10^{-3}$  cm/s. O método descrito pela norma ASTM D 5084/90 é utilizado para a determinação da condutividade hidráulica de materiais saturados. A saturação é obtida através da aplicação da contra pressão ao corpo de prova. A Figura 3.21 indica o valor da contra pressão necessária a ser aplicada ao corpo de prova para se atingir o grau de saturação requerido.



**Figura 3.21**- Valores de contra pressão aplicada em função do grau de saturação inicial do corpo de prova, a fim de se obter a saturação (Fonte: ASTM D 5084-90).

A determinação da condutividade hidráulica utilizando-se permeômetros de parede flexível é mais confiável devido ao selamento que a membrana proporciona ao redor de toda a amostra. Esse tipo de ensaio possui vantagens tais como:

- as amostras indeformadas podem ser facilmente testadas;
- a contra-pressão pode ser utilizada para saturar as amostras; e
- as tensões verticais e horizontais podem ser facilmente monitoradas.

Os ensaios de condutividade hidráulica em permeômetros de parede flexível são utilizados por serem mais rápidos. No entanto a amostra ensaiada nem sempre representa a situação real de campo, podendo ocorrer alguns erros durante a realização dos ensaios, tais como: introdução de ar na amostra saturada, adensamento do corpo de prova, entre outros.

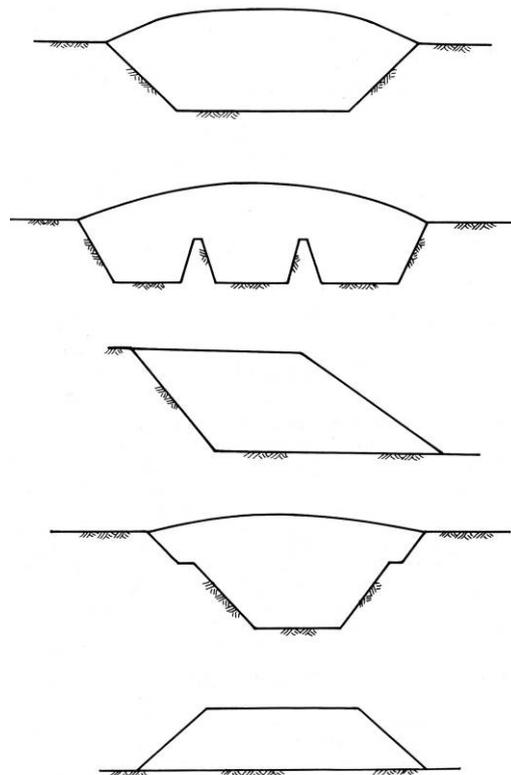
### **3.6 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM BARREIRAS IMPERMEÁVEIS**

A consideração de um material para a construção de barreiras impermeáveis levando-se em conta apenas a condutividade hidráulica, e desprezando-se os parâmetros de resistência, pode ocasionar sérios danos ao comportamento das barreiras. Essas barreiras podem sofrer solicitações devido à acomodação e peso próprio dos resíduos, cargas pontuais e eventuais mudanças de temperatura. Assim, como conseqüência destas solicitações e da disposição dessas barreiras sobre os taludes, pode ocorrer à presença de interfaces apresentando baixa resistência ao cisalhamento e acarretando o aparecimento de uma potencial superfície de deslizamento ou ruptura. Assim, a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento torna-se imprescindível para a verificação da estabilidade dessas barreiras impermeáveis.

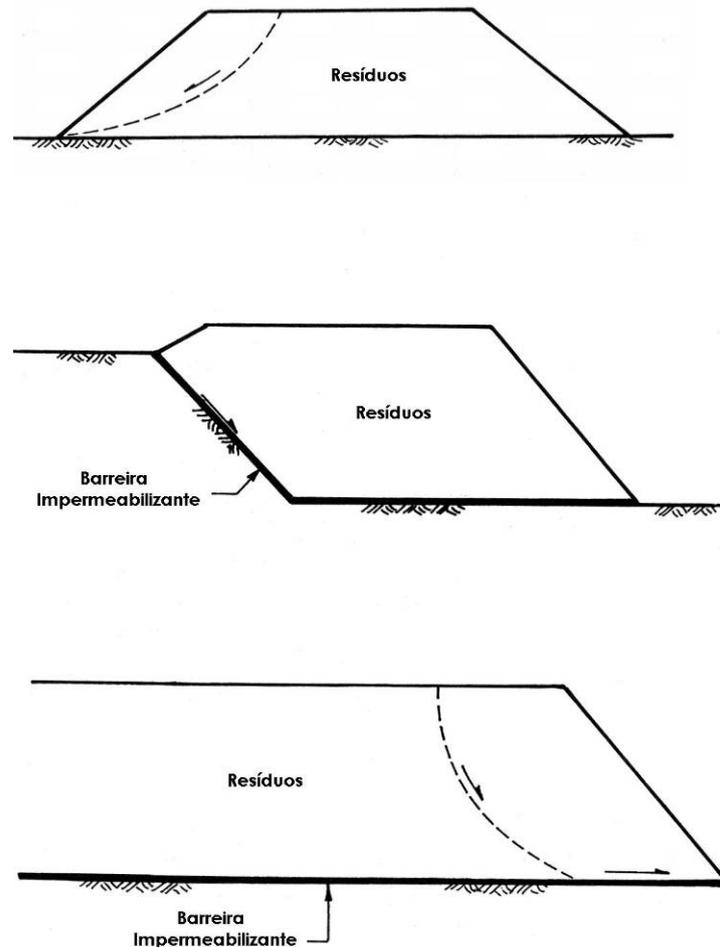
O comportamento mecânico dos materiais empregados na construção das camadas impermeabilizantes deve ser analisado, a fim de se possa selecionar o material com o comportamento adequado para a utilização em aterros sanitário. De acordo com Sharma e Lewis (1994) a estabilidade dos aterros sanitários depende da análise de alguns fatores, sendo esses:

- propriedades de suporte do solo;
- características de resistência e peso dos resíduos;
- inclinação do talude;
- nível e movimentação do lixiviado dentro do aterro;
- tipo de cobertura; e
- resistência da cobertura a erosão.

Segundo Sharma e Lewis (1994) a análise da estabilidade em aterros sanitários pode ser dividida em três etapas distintas: escavação do talude, deposição dos resíduos e a instalação do sistema de cobertura. Assim, a configuração adotada para o aterro sanitário torna-se fundamental na análise da estabilidade deste. A Figura 3.22 apresenta as principais configurações de aterros sanitários utilizadas e a Figura 3.23 apresenta algumas superfícies de ruptura que ocorrem em aterros sanitários.



**Figura 3.22-** Principais configurações utilizadas de aterro sanitário (SHARMA e LEWIS, 1994)



**Figura 3.23-** Superfícies de ruptura que ocorrem em aterros sanitários (SHARMA e LEWIS, 1994).

### 3.6.1 Resistência ao Cisalhamento

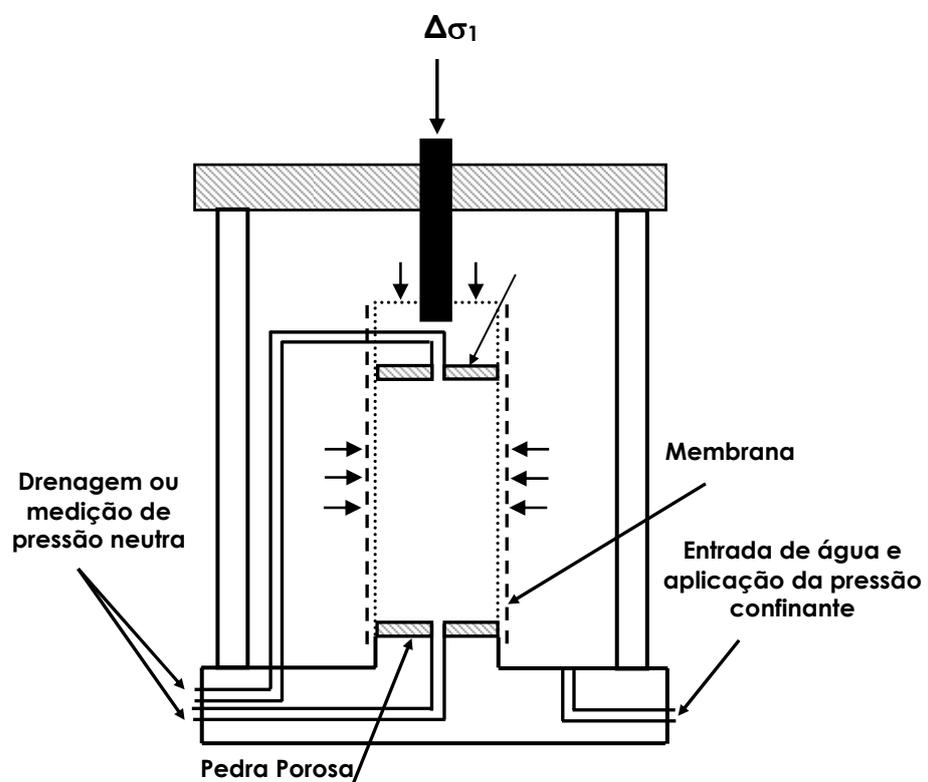
Segundo Head (1986) a resistência ao cisalhamento é o limite de resistência à deformação oferecida por uma massa ou amostra de solo no momento em que esta é submetida ao carregamento ou ao descarregamento. Para o caso específico de solos, consideram-se somente os casos de sollicitação por cisalhamento, pois as deformações que ocorrem em um maciço de terra são resultantes de deslocamentos relativos entre as partículas que constituem o maciço.

### 3.6.2 Tipos de Ensaios de Resistência ao Cisalhamento

A determinação da resistência ao cisalhamento de um solo pode ser realizada através de ensaios de campo e ensaios de laboratório. Em relação aos ensaios de campo, o

Vane Test (ensaio de palheta) e os ensaios de cone, são os mais utilizados para esta finalidade. Os ensaios de laboratório para a determinação da resistência ao cisalhamento podem ser ensaios de cisalhamento direto ou ensaios de compressão triaxial.

Os ensaios triaxiais consistem na aplicação de um estado hidrostático de tensões, denominada de tensão de confinamento, e também a aplicação de um carregamento axial sobre o corpo de prova. O corpo de prova deve ser devidamente protegido por uma membrana impermeável e colocado dentro de uma câmara conforme ilustra a Figura 3.25.



**Figura 3.24-** Esquema de montagem do ensaio triaxial (PINTO, 2000).

O ensaio é iniciado com o enchimento da câmara com água, e através da qual se aplica uma pressão, responsável pelo confinamento do corpo de prova. O adensamento do corpo de prova poderá ou não ocorrer. Após esta etapa, mantendo-se o estado hidrostático de tensões inicia-se a fase de cisalhamento do corpo de prova. O cisalhamento é realizado através de um carregamento axial aplicado por meio de um pistão. A câmara triaxial possui diversas conexões com o exterior, e essas conexões são responsáveis pelas condições de drenagem ou monitoramento de pressões impostas durante o ensaio. O

ensaio do tipo triaxial, de acordo com Craig (1992), pode ser realizado das seguintes maneiras:

- *Ensaio não adensado e não drenado (UU)*: neste tipo de ensaio a amostra é submetida a uma pressão de confinamento ( $\sigma_3$ ) e em seguida de maneira imediata a tensão desviatória ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) é aplicada. Durante essas fases não é permitida a drenagem do corpo de prova;
- *Ensaio adensado e não drenado (CU)*: neste tipo de ensaio a drenagem do corpo de prova é permitida durante a aplicação da pressão confinante ( $\sigma_3$ ), até que o adensamento se processe completamente. Em seguida a tensão de desvio ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) é aplicada sem permissão de drenagem. São efetuadas medidas de pressão neutra durante a fase não drenada do ensaio.
- *Ensaio adensado e drenado (CD)*: neste tipo de ensaio é permitida a drenagem do corpo de prova. Inicialmente ocorre a aplicação da pressão de confinamento ( $\sigma_3$ ), e em seguida aplica-se a tensão de desvio ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ), a qual é aumentada a uma razão tal que a pressão neutra seja mantida igual a zero.

A resistência não drenada é utilizada quando as pressões neutras despertadas por um carregamento, não são dissipadas em um intervalo de tempo condizente com aquele que se levou para aplicar ao carregamento. Este tipo de situação é típico de aplicação em argilas devido à baixa condutividade hidráulica que esses materiais possuem. A resistência não drenada pode ser obtida em laboratório sob duas formas principais de ensaios: ensaios consolidados e não drenado (CU) e os ensaios não drenados (UU)

O ensaio do tipo adensado não drenado (CU) é o tipo que melhor se aplica à análise da estabilidade de barreiras impermeabilizantes. Este ensaio representa a situação na qual o maciço apresenta-se em equilíbrio com as tensões aplicadas e em seguida, ao ocorrer uma solicitação rápida, sem a possibilidade de dissipação de novas pressões neutras geradas, ocorre a ruptura. Essa situação pode ser comparada ao carregamento de uma barreira impermeabilizante, onde durante o lançamento e alteamento do aterro de resíduos dentro da célula de disposição, é permitida a dissipação de pressões neutras geradas. No

momento que se atinge uma altura ou solicitação crítica, gera-se uma tensão que promove a ruptura da barreira de forma instantânea.

### **3.6.3 Fatores que afetam a Resistência ao Cisalhamento**

Segundo Lambe e Whitman (1979), a resistência das argilas varia em função das forças elétricas que atuam entre as partículas e das tensões de contato interpartículas. Assim, todos os fatores que afetam as forças elétricas interpartículas afeta conseqüentemente a resistência das argilas. Dentre os fatores que influenciam na resistência ao cisalhamento das argilas pode-se destacar: o espaço entre as partículas, as forças externas aplicadas, as características do líquido permeante e a orientação das partículas. À medida que se aumenta a força elétrica que atua entre as partículas e as tensões de contato interpartículas, aumenta-se a resistência da argila. E quanto maiores as forças de repulsão entre as plaquetas de argila, menor é a sua resistência. Assim, quanto maior a proximidade entre as partículas, maior será a tensão de contato, mais denso o solo e maior é a sua resistência.

Lambe e Whitman (1979), destacam ainda que a resistência de uma argila é afetada pela sua estrutura. Para partículas orientadas paralelamente, a resistência diminui, ou seja, uma argila com estrutura dispersa possui resistência menor que uma argila com estrutura floculada.

Segundo Daniel e Estornell (1991), a ocorrência de uma variação na tensão aplicada causa uma variação no espaço entre as partículas e na orientação destas, afetando as forças elétricas e conseqüentemente a resistência das argilas. Os autores destacam que as características do líquido permeante e o grau de saturação afetam as forças elétricas e a orientação das partículas, influenciando a resistência das argilas. Argilas altamente expansivas, tais como a bentonita, possuem uma resistência mecânica inferior à resistência das demais argilas.

Heineck (2002) estudou o comportamento mecânico de misturas de solo-bentonita e fibras para a utilização em barreiras horizontais impermeáveis. Os materiais utilizados para o

desenvolvimento da pesquisa foram: solo classificado como uma areia fina siltosa, bentonita sódica e fibras poliméricas de polipropileno. Verificou-se que a adição de fibras nas misturas de solo-bentonita aumenta os parâmetros de resistência ao cisalhamento (coesão e ângulo de atrito), e aumenta a resistência ao cisalhamento pós-pico, principalmente para baixas tensões efetivas e após grandes deformações.

O comportamento dos parâmetros de resistência ao cisalhamento para misturas de solo-bentonita, depende da matriz de solo à qual a bentonita é adicionada. Heineck (2002) observou que se utilizando uma matriz de caulim, a adição de bentonita reduz em pequena escala os parâmetros de resistência da mistura. No caso da areia, o intercepto coesivo aumenta sensivelmente e o ângulo de atrito interno diminui. Para uma matriz de cinza de fundo (material proveniente do processo de combustão do carvão mineral), que possui grãos frágeis e quebradiços, a adição de bentonita diminuiu o intercepto coesivo e aumentou o ângulo de atrito interno. Assim, para solos com granulometria mais grosseira (areias), a bentonita age aumentando o intercepto coesivo, e para solos mais finos, diminuindo-o.

Chalermyanont e Arrykul (2005) estudaram o comportamento mecânico de misturas compactadas de solo-bentonita através de ensaios de cisalhamento direto. O solo utilizado neste estudo é uma areia proveniente de Songkhla que é tipicamente utilizada como material de construção. A porcentagem do material que passa na peneira #200 corresponde a 6,5 % e os finos são considerados não plásticos. Portanto, esse solo é classificado como SW-SM de acordo com a Classificação Unificada (USCS).

Os autores utilizaram misturas de solo-bentonita nos teores de 3 %, 5 %, 7 % e 9 %. A bentonita utilizada é uma bentonita sódica, com 65 % de material que passa na peneira #200, e possui limite de liquidez de 487 % e índice de plasticidade de 450 %. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos indicaram um aumento da coesão do solo e uma diminuição do ângulo de atrito quando comparou-se o solo puro com o solo misturado com bentonita. A Tabela 3.6 apresenta os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos para misturas compactadas de solo-bentonita.

**Tabela 3.6-** Parâmetros de resistência ao cisalhamento para misturas compactadas de solo-bentonita (CHALERMYANONT; ARRYKUL, 2005).

Teor de Bentonita (%)	Corpos de prova moldados		Corpos de prova inundados	
	$\phi$ (°)	C (kPa)	$\phi$ (°)	c (kPa)
0	56	0	49	2,85
3	47	6,43	38	12,85
5	37	21,47	30	4,84
7	35	24,11	22	5,50
9	33	24,90	22	4,72



## 4 MATERIAIS E MÉTODOS

---

### 4.1 MATERIAIS

#### 4.1.1 Solo

Foram coletadas amostras deformadas em um local onde será construído um aterro industrial, localizado no município de Pindorama (SP). Este material é proveniente da Formação Adamantina do Grupo Bauru. A Figura 4.1 apresenta o mapa geológico do estado de São Paulo com a localização do município de Pindorama (SP).



**Figura 4.1** – Mapa geológico do estado de São Paulo (Fonte: Plano estadual de recursos hídricos: primeiro plano do estado de São Paulo, 1990).

As amostras foram coletadas em cinco pontos diferentes do local de retirada. Em seguida foram devidamente acondicionadas em sacos plásticos e identificadas. Posteriormente, foram transportadas até o laboratório de mecânica dos solos da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC/USP). A caracterização do material coletado

encontra-se no item 5.1. Figura 4.2 apresenta uma foto do local de retirada das amostras.



**Figura 4.2** – Local de retirada de amostras.

#### 4.1.2 Bentonita

A bentonita utilizada para a realização dos ensaios é comercialmente denominada de "Permagem" e foi fornecida pela Empresa Bentonit União Nordeste S.A. A Tabela 4.1 apresenta a composição química e as propriedades gerais da Bentonita Permagem.

**Tabela 4.1-** Composição química e propriedades gerais da Bentonita Permagem (Fonte: Informação do catálogo da Bentonita Permagem).

Composição Química		Propriedades Gerais	
Anidro Silícico (SiO <sub>2</sub> )	60,2 %	Massa específica dos sólidos (kN/m <sup>3</sup> )	2,8 – 3,0
Óxido de Alumínio (Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	18,5 %	Limite de liquidez (%)	450 – 490
Óxido Férrico (Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	7,2 %	Limite de plasticidade (%)	40 – 65
Óxido de Magnésio (MgO)	2,0 %	Peso específico seco (kN/m <sup>3</sup> )	9,6
Óxido de Cálcio (CaO)	2,4 %	Teor de umidade ótima (%)	50
Óxido de Sódio (Na <sub>2</sub> O)	2,5 %	Umidade natural (%)	17,0 – 19,0
Óxido de Titânio (TiO <sub>2</sub> )	0,9 %	Condutividade hidráulica (cm/s)	1,0 × 10 <sup>-12</sup>
Óxido de Potássio (K <sub>2</sub> O)	0,53 %	pH (4,5 % suspensão) (%)	9,5

### **4.1.3 Misturas**

Foram utilizadas misturas de solo com bentonita nos teores de 3 %, 5 % e 7 %, que serão denominadas por S03, S05 e S07, respectivamente. As proporções de solo e bentonita foram calculadas em termos de massa seca de materiais.

A preparação das misturas de solo-bentonita foi realizada da seguinte maneira:

- 1) Homogeneização do solo puro com auxílio da peneira de malha 2 mm;
- 2) Adição da bentonita no teor desejado, seguido pela homogeneização manual da mistura;
- 3) Adição da água na quantidade necessária, seguida pela completa mistura dos materiais;
- 4) A mistura foi acondicionada em sacos plásticos, devidamente protegida e deixada em repouso por um período de 2 a 3 dias a fim de se obter a completa homogeneização do material.

### **4.1.4 Equipamentos**

A seguir são detalhados os equipamentos utilizados para os ensaios de condutividade hidráulica e resistência ao cisalhamento. Os equipamentos utilizados para a realização dos ensaios encontram-se disponíveis no Laboratório de Mecânica dos Solos da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC/USP).

#### **4.1.4.1 Condutividade hidráulica**

Os ensaios de condutividade hidráulica foram realizados em dois equipamentos distintos. No caso do solo puro compactado os ensaios foram realizados em permeâmetros de parede rígida, por se tratar de um solo areno-argiloso e o equipamento ser adequado para a realização do ensaio com este material. A Figura 4.3 apresenta o esquema o equipamento utilizado.



**Figura 4.3** – Equipamento para realização do ensaio de condutividade hidráulica em permeâmetro de parede rígida.

Para as misturas compactadas, os ensaios foram realizados em permeâmetros de parede flexível. Este equipamento possui a capacidade de medir baixos valores de condutividade hidráulica e permitir a saturação do corpo de prova por contrapressão. A Figura 4.4 apresenta o esquema do equipamento utilizado.



**Figura 4.4** – Equipamento para realização do ensaio de condutividade hidráulica em permeâmetro de parede flexível.

#### 4.1.4.2 Resistência ao cisalhamento

Os componentes utilizados para a montagem e realização dos ensaios são descritos a seguir:

- Prensa mecânica modelo Wykeham Farrance com capacidade de 50 kN;
- Anel dinamométrico com capacidade de 50 kgf;
- Relógio comparador com precisão de 0.002 mm;
- Câmara para ensaio triaxial;
- Transdutor de pressão;
- Transdutores de deslocamento com precisão de 0.001 mm;
- Medidor de variação de volume;
- Painel de controle de pressão;
- Sistema de aquisição de dados Wykeham Farrance.

A Figura 4.5 apresenta o equipamento utilizado para a realização dos ensaios triaxiais.



**Figura 4.5** – Equipamento para realização do ensaio triaxial.

## **4.2 MÉTODOS**

### **4.2.1 Ensaios de Caracterização**

#### **4.2.1.1 Caracterização do solo e das misturas solo-bentonita**

A caracterização geotécnica do solo e das misturas de solo-bentonita foi realizada de acordo com os ensaios recomendados pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT): granulometria conjunta (NBR 7181/84), massa específica dos sólidos (NBR 6508/84), limites de liquidez (NBR 6459/84), limites de plasticidade (NBR 7180/84) e ensaio de compactação Proctor Normal (NBR 7182/86).

#### **4.2.1.2 Caracterização da bentonita**

O ensaio de granulometria conjunta foi realizado de acordo com o método recomendado pela NBR 7181/84 com as seguintes modificações:

- 1) Utilizou-se cerca de 25g de material ao invés de 70g;
- 2) O material foi deixado em repouso por aproximadamente 5 dias em uma solução de 125 ml de hexametáfosfato de sódio, para a sua completa hidratação.

O ensaio de massa específica dos grãos seguiu as recomendações da NBR 6508/84 com as seguintes alterações:

- 1) A quantidade de material foi reduzida para um intervalo entre 10 a 15g ao invés de 50g;
- 2) O tempo de repouso da amostra em solução de água destilada foi de aproximadamente 5 dias.

Nesses ensaios foi possível verificar que para um tempo mínimo de 12 horas de repouso a hidratação não era visivelmente observada, sendo necessário prolongar esse tempo até se observar a completa hidratação do material. A diminuição da quantidade de material utilizado foi necessário devido à alta expansibilidade da bentonita.

#### 4.2.2 Ensaio de Adsorção de Azul de Metileno

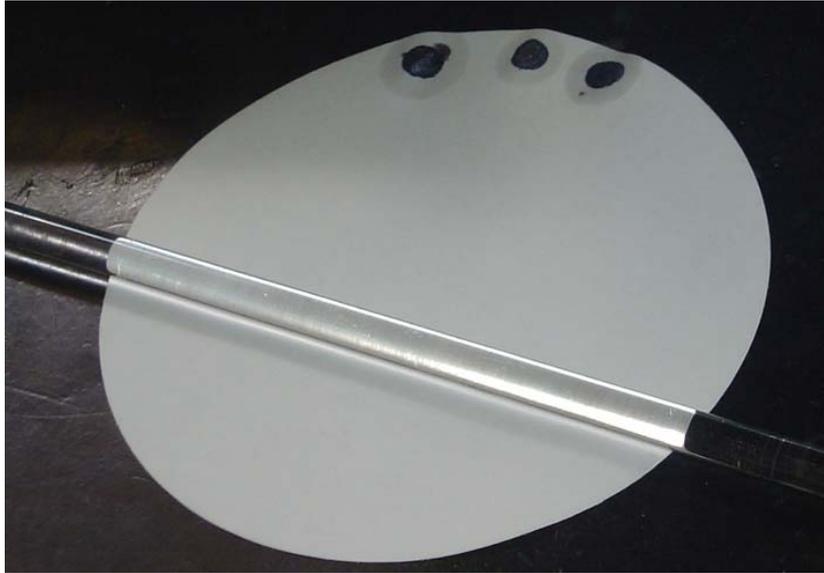
O conhecimento do tipo de argilomineral presente na constituição de um solo permite avaliar melhor o seu comportamento quanto às propriedades físico-químicas. Os ensaios convencionais de mecânica dos solos não levam em consideração tais propriedades físico-químicas, sendo necessária a realização de ensaios de adsorção de azul de metileno.

Esse ensaio permite determinar a capacidade de troca catiônica (CTC), a superfície específica dos argilominerais (SE), o índice de atividade da fração argilosa (Acb) e avaliar o comportamento laterítico da amostra.

Utiliza-se cerca de 2 a 3 g do solo para a realização do ensaio. A amostra de solo é diluída em água em um recipiente adequado (becker), formando uma pasta, onde posteriormente será adicionado a solução de azul de metileno. A solução deve ser mantida em constante agitação, através da utilização de um agitador magnético.

Inicialmente, adiciona-se 2 ml de solução de azul de metileno e após um intervalo de 3 minutos, com o auxílio de uma haste de vidro, retira-se uma gota da suspensão da solução e coloca-se sobre um papel filtro.

A análise do teste é realizada observando-se a mancha formada pela gota da solução. O teste é considerado negativo quando ocorrer a formação de uma mancha azul escura, e considerado positivo quando aparecer uma auréola azul claro em torno da mancha escura. No caso do teste fornecer resultado negativo, adiciona-se novamente 2 ml de solução de azul de metileno até se obter resultado positivo. Ocorrendo resultado positivo, aguarda-se um tempo de três minutos e repete-se o teste. Confirmado o resultado positivo o ensaio é encerrado. Em caso contrário acrescenta-se metade da quantidade de azul de metileno anteriormente adicionada, e espera-se mais três minutos. O procedimento é repetido até a obtenção da auréola azul claro. A Figura 4.6 apresenta a análise do teste do ensaio de adsorção de azul de metileno.



**Figura 4.6** – Análise do teste do ensaio de adsorção de azul de metileno

A capacidade de troca de cátions (CTC) é calculada através da Equação (4.1):

$$CTC = \frac{V * C * 100}{M} \quad (4.1)$$

Onde:

V= volume da solução da azul de metileno;

C= concentração da solução; e

M= massa de solo seca.

A superfície específica (SE) é determinada utilizando-se a Equação (4.2):

$$SE = \frac{3,67 * V}{M} \quad (4.2)$$

O cálculo do valor de azul de metileno ( $V_b$ ) e da atividade da fração de argila ( $A_{cb}$ ), é realizado utilizando-se as Equações 4.3 e 4.4, conforme apresentadas a seguir:

$$V_b = \frac{1,5 * V * 100}{M * 1000} \quad (4.3)$$

$$A_{cb} = \frac{V_b}{\%Argila} * 100 \quad (4.4)$$

A análise dos resultados de CTC, SE, Vb e Acb é realizada utilizando-se tabelas e gráficos baseados em trabalhos de Beaulieu (1979)<sup>1</sup> *apud* Pejon (1992) e Lautrin (1987)<sup>2</sup> *apud* Pejon (1992). O comportamento laterítico do material foi avaliado através do gráfico de porcentagem de argila versus o valor de azul de metileno adsorvido pelo solo (PEJON,1992). Através dos resultados obtidos é possível caracterizar o argilomineral constituinte do solo quanto a sua capacidade de troca catiônica, a atividade da fração argilosa e o indicativo do comportamento laterítico.

#### 4.2.3 Ensaio de Difratomia de Raio X

A difração de raio X (DRX) é a técnica mais eficiente para a detecção de argilominerais. Através desta técnica é possível obter informações qualitativas e quantitativas dos minerais presentes em uma determinada argila, podendo ser aplicada com bons resultados inclusive em argilas poliminerálicas. Outra vantagem apresentada pela difratometria de raio X é o emprego de uma técnica não destrutiva.

O modelo de difração da radiação X nos planos estruturais é característico de cada mineral. Sendo assim, cada espécie mineral cristalina possui um modelo de difração característico a partir do qual pode ser realizada a sua caracterização, mesmo que o mineral faça parte de uma mistura. As análises de DRX podem ser realizadas com amostras orientadas ou não. Os resultados são lançados sob a forma de gráfico onde as curvas caracterizam o argilomineral qualitativa e quantitativamente.

A classificação dos argilominerais presentes em uma determinada amostra necessita do conhecimento da distância interplanar basal ( $d$ ). A distância interplanar basal ( $d$ ) é determinada utilizando-se a Lei de Bragg, que é expressa pela equação (4.5):

$$\lambda = 2 \times d \times \sin \theta \quad (4.5)$$

Onde:

$\lambda$  = é o comprimento de onda;

---

<sup>1</sup> BEAULIEU, J. **Indentification géotechnique de matériaux argileux naturels par la mesure de leur surface au moyen du bleu de méthylène.** 1979. 133p. Thèse de doctorat de 3<sup>o</sup> cycle, Univ. de Paris-Sud, Orsay.

<sup>2</sup> LAUTRIN, D. **Une procédure rapide d'indentification des argiles.** 1987. 75-84p. Bull. Labo. P. et. Ch. 152, nov. déc.

$\theta$  = é o ângulo de reflexão formado com o plano cristalino; e

$d$  = é a distância interplanar basal.

Assim, as argilas devem ser bem dispersas em água, de maneira que forme uma suspensão concentrada e representativa do material a ser analisado. Essa suspensão é espalhada sobre uma lâmina de vidro e posteriormente seca ao ar para que ocorra a orientação preferencial das partículas e conseqüente intensificação das reflexões basais. (BRADLEY, GRIM e CLARK, 1937 *apud* SANTOS, 1989)<sup>1</sup>.

A identificação dos argilominerais através da técnica de DRX, necessita de um conjunto de informações sobrepostas. Assim, utiliza-se a avaliação da lâmina no seu estado normal e de outras lâminas que sofreram algum tipo de tratamento especial, afim de que as informações obtidas possam ser cruzadas e possibilitem a identificação completa do argilomineral.

O tratamento da lâmina utilizando o glicerol é frequentemente utilizado, devido a sua menor viscosidade e menor ponto de ebulição. Além disso, alguns argilominerais podem ser identificados pelo fato de adsorverem entre as camadas basais o glicerol, acarretando a expansão da distância interplanar basal (WALKER, 1958 *apud* SANTOS, 1989)<sup>2</sup>. Nos argilominerais de estrutura montmorilonítica ocorre expansão basal para 17,0 Å através do tratamento com glicerol (SANTOS, 1989).

Outro tipo de tratamento bastante utilizado é o aquecimento das lâminas a uma determinada temperatura, a fim de se observar o comportamento da distância interplanar basal. O tratamento térmico da lâmina é realizado em mufla durante um período de duas horas. Posteriormente a lâmina deve ser resfriada em um dessecador para evitar a sua reidratação (SANTOS, 1989). A maioria das tabelas existentes na literatura indicam o comportamento da distância interplanar basal para lâminas aquecidas a temperaturas entre 500 e 600 °C.

O preparo das lâminas analisadas foi realizado utilizando-se cerca de 0,8 a 1,0 g de bentonita diluída em uma solução de 100 ml de hexametáfosfato de sódio e 500 ml de água destilada. A solução foi dispersada em um agitador mecânico por um período de 5 minutos

---

<sup>1</sup> BRADLEY, W.F.; GRIM, R.E.; CLARK, G.L. **A study of the behavior of montmorillonite on wetting**. Z. Krist., 1937. 216 p.

<sup>2</sup> WALKER, G.F. Reactions of expanding-lattice clay minerals with glycerol and ethylene glycol. **Clay Minerals**. V.3, 1958, p.302.

repouso, a solução foi levada ao agitador mecânico por um período de 15 minutos. Transferiu-se a solução para um recipiente pequeno com porta amostra de fundo. Aguardou-se um período de 3 minutos e colocou-se a lâmina de vidro. Esperou-se um período de 24 horas e aos poucos foi retirando-se a água com cuidado, até que a lâmina ficasse totalmente seca. A Figura 4.7 esquematiza o preparo das lâminas após a retirada do excesso de solução.



**Figura 4.7**– Preparo das lâminas para o ensaio de difratometria de Raio X.

Após a secagem das lâminas, uma delas sofreu tratamento térmico a 550°C, a outra sofreu tratamento com etilenoglicol e a terceira permaneceu no seu estado normal. Os procedimentos para o tratamento das lâminas foi realizado de acordo com Santos (1989). Os ensaios de difratometria de Raio X foram realizados no laboratório do Instituto de Física de São Carlos (IFSC) da Universidade de São Paulo. O cálculo da distância interplanar basal e a identificação dos argilominerais constituintes da amostra foi realizado utilizando-se tabelas contidas em trabalhos de Santos (1989).

#### **4.2.4 Ensaio de Análise Térmica Diferencial (ATD)**

Segundo Santos (1989) o método da análise térmica diferencial (ATD) consiste no aquecimento de uma amostra de argila juntamente com uma substância termicamente inerte. O aquecimento é realizado a uma velocidade constante, e durante o ensaio

registram-se as diferenças de temperatura entre a substância padrão inerte e a amostra de argila analisada.

Os ensaios de análise térmica diferencial (ATD) foram realizados em equipamento disponível no laboratório de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos (EESC). Utilizou-se uma velocidade de aquecimento de 12,5 °C/minuto até a temperatura de 1000 °C. Inicialmente, as amostras foram passadas na peneira # 200 e em seguida o material foi colocado em estufa a 60 °C por um período de 12 horas. Utilizou-se aproximadamente 1 g de material para a colocação no equipamento de análise térmica diferencial (ATD).

O equipamento utilizado para a realização do ensaio é constituído por um bloco de análise que possui três câmaras. Duas dessas câmaras são consideradas padrão e preenchidas com alumina. A terceira câmara deve ser preenchida com a amostra a ser identificada.

A identificação dos argilominerais puros através do ATD é bastante precisa devido à posição, a forma e a intensidade dos picos endotérmicos e exotérmicos dos termogramas. Contudo, a análise térmica diferencial (ATD) é de uso restrito no caso de misturas de argilominerais. Isso ocorre devido ao fato de que a posição e a intensidade dos picos de transformações endotérmicos e exotérmicos são alterados pelas misturas (SANTOS, 1989).

O resultado do ensaio fornece uma curva denominada de termograma que é característica de cada argilomineral, e através da qual é possível determinar a composição da amostra ensaiada. Quando ocorrem transformações endotérmicas ou exotérmicas estas aparecem como deflexões em sentidos opostos na curva termodiferencial. Os resultados obtidos foram comparados com gráficos característicos dos argilominerais e disponíveis em Santos (1989).

A Figura 4.8 apresenta o ensaio de análise térmica diferencial em andamento.



**Figura 4.8**– Ensaio de análise térmica diferencial (ATD) em andamento.

#### **4.2.5 Ensaios de Permeabilidade em Permeômetros de Parede Rígida**

Os ensaios de permeabilidade para o solo natural compactado foram realizados em permeômetros de parede rígida. Os corpos de prova foram preparados compactando-se dinamicamente amostras deformadas em um cilindro metálico de 50 mm de diâmetro e 130 mm de altura. Os valores dos parâmetros de compactação foram obtidos através dos resultados do Ensaio de Proctor Normal. Os corpos de prova foram moldados com dimensões de  $50 \pm 1$  mm de diâmetro e  $100 \pm 1$  mm de altura. A montagem do ensaio foi realizada colocando-se dentro do permeômetro uma camada de pedregulho, posteriormente colocou-se de forma centralizada o corpo de prova sobre a camada de pedregulho. Ao redor do corpo de prova colocou-se uma camada de parafina (1/4 da altura do corpo de prova), seguida por uma camada de bentonita (2/4 da altura do corpo de prova) e posteriormente uma camada de parafina (1/4 da altura do corpo de prova). Para finalizar colocou-se uma camada de pedregulho, e o permeômetro foi devidamente fechado e testado contra vazamentos. A Figura 4.9 ilustra a seqüência de montagem do ensaio.



**Figura 4.9**– Seqüência de montagem do ensaio em permeômetro de parede rígida

Os corpos de prova foram percolados com água destilada na direção da compactação. Os ensaios foram conduzidos com carga variável, sendo a condutividade hidráulica calculada utilizando-se a Lei de Darcy conforme a equação (4.6). A Figura 4.10 ilustra o ensaio de permeabilidade em andamento.

$$k = 2,3 \times \frac{\alpha \times L}{A \times t} \times \log \frac{h_i}{h_f} \quad (4.6)$$

Onde:

$k$ = condutividade hidráulica do solo;

$\alpha$ = área da bureta;

$L$ = altura do corpo de prova;

$A$ = área do corpo de prova;

$t$ = intervalo de tempo entre  $h_i$  e  $h_f$ ;

$h_i$ = altura inicial; e

$h_f$ = altura final.



**Figura 4.10**– Ensaio de permeabilidade com carga variável em andamento.

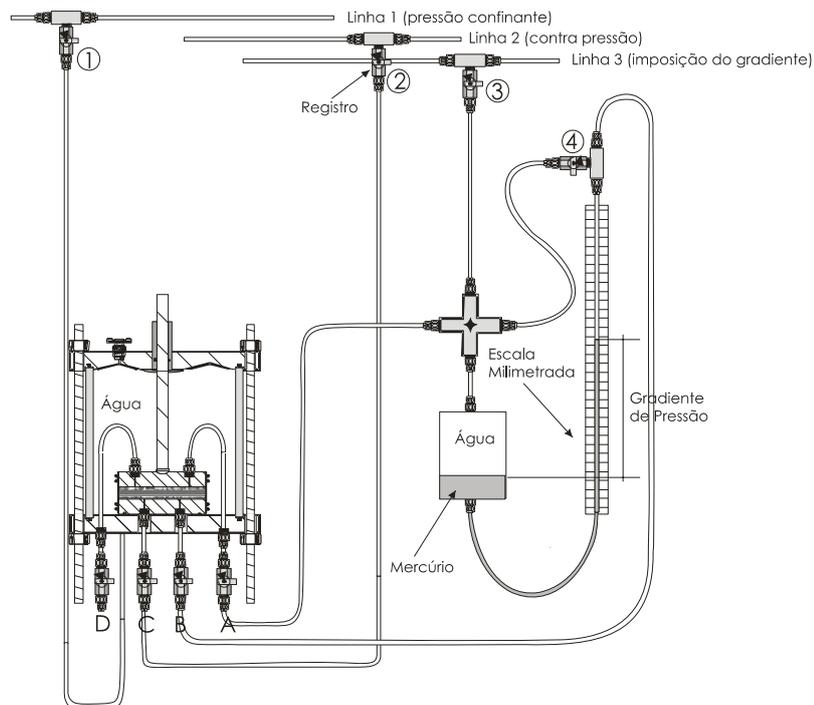
#### **4.2.6 Ensaios de Permeabilidade em Permeômetros de Parede Flexível**

Os corpos de prova foram preparados compactando-se dinamicamente amostras deformadas em um cilindro de 100 mm de diâmetro e 130 mm de altura. As dimensões utilizadas foram de  $100 \pm 1$  mm de diâmetro e  $100 \pm 1$  mm de altura. Os valores dos parâmetros de compactação foram obtidos através dos resultados da curva de compactação do Ensaio de Proctor Normal.

Os ensaios foram realizados em permeômetros de parede flexível similar ao descrito por Daniel et al. (1984) e construído por Dourado (2003). O método de ensaio empregado adota um sistema de controle hidráulico de volume constante (sistema fechado). O permeômetro encontra-se ligado a três fontes de pressão que são responsáveis pelo confinamento do corpo de prova, saturação por contra-pressão e imposição do gradiente hidráulico.

O sistema fechado é constituído de um reservatório de interface água-mercúrio ligado a um tubo capilar sobre uma escala milimétrica. O sistema possui dois acessos ao corpo de prova pela base e dois acessos pelo topo. O esquema mostrado na Figura 4.11 representa o sistema hidráulico de volume constante (sistema fechado) interligado ao

permeâmetro de parede flexível. Neste sistema o registro 1 controla a pressão confinante (linha 1), o registro 2 controla a contra-pressão (linha 2), o registro 3 é responsável pela imposição do gradiente hidráulico (linha 3) e o registro 4, quando aberto, equilibra a pressão entre o topo e a base do corpo de prova.



**Figura 4.11** – Esquema do sistema de controle hidráulico fechado (DOURADO, 2003).

A montagem do ensaio é realizada com o corpo de prova dentro da câmara sobre um pedestal de PEAD. O corpo de prova é protegido por uma placa porosa (previamente saturada) e um papel filtro. Antes do fechamento da câmara, o corpo de prova deve ser totalmente revestido por uma membrana impermeável de látex. A Figura 4.12 ilustra a seqüência de montagem do ensaio em permeâmetro de parede flexível.



**Figura 4.12**– Seqüência de montagem do ensaio em permeâmetro de parede flexível.

O ensaio é iniciado com a fase de saturação por contra pressão do corpo de prova. Nesta fase o corpo de prova encontra-se pressurizado sob o valor ajustado para a pressão confinante e contra pressão. A saturação é atingida através de incrementos de pressão confinante e contra pressão, de acordo com o proposto por Head (1986). Os incrementos de pressão foram realizados em estágios de 50 kPa, sendo que a diferença mantida entre a pressão confinante e a contra-pressão foi de 10 kPa. A verificação de saturação foi feita através do parâmetro B de Skempton, conforme indica a equação 4.7.

$$B = \frac{\Delta U}{\Delta \sigma_3} \quad (4.7)$$

Onde  $\Delta U$  = acréscimo de pressão neutra gerada e  $\Delta \sigma_3$  = incremento de pressão confinante aplicado. Devido às limitações do equipamento e às imprecisões que eventualmente ocorrem no momento da aplicação e da medida da pressão, considerou-se valores acima de 0.90 como satisfatórios.

Após a fase de saturação, é realizada a percolação pelo corpo de prova. O gradiente hidráulico é imposto através de um incremento de pressão na linha 3, conforme mostrado na Figura 4.11, ocasionando uma ascensão de mercúrio no tubo capilar. Utilizou-se um gradiente hidráulico igual a 10, conforme o recomendado pela norma ASTM D 5084/90.

A ascensão da coluna de mercúrio no tubo capilar é proporcional à diferença de pressão entre a base e o topo do corpo de prova. Assim, a carga hidráulica imposta ao corpo de prova é dada pela altura da coluna de mercúrio no tubo capilar, causando um fluxo axial através do corpo de prova no mesmo sentido da compactação (topo para a base). O ensaio é do tipo carga variável, onde são medidas as variações de altura da coluna de mercúrio no tubo capilar em relação ao tempo. O cálculo da condutividade hidráulica é dada pela equação 4.8.

$$k = \frac{a * A}{(a + A) * \left(\frac{\rho_{Hg}}{\rho_w} - 1\right)} * \frac{L}{S * \Delta t} * \ln\left(\frac{Y_i}{Y_{i+1}}\right) \quad (4.8)$$

Onde:

$k$  = condutividade hidráulica entre as leituras  $i$  e  $i+1$ ;

$a$  = área da seção transversal do tubo capilar;

$A$  = área da seção transversal da caneca de mercúrio;

$L$  = altura do corpo de prova;

$S$  = área da seção transversal do corpo de prova;

$Y_i$  = altura da coluna de mercúrio no tubo capilar no instante  $i$ ;

$Y_{i+1}$  = altura da coluna de mercúrio no tubo capilar no instante  $i+1$ ;

$\Delta t$  = intervalo de tempo entre os instantes  $i$  e  $i+1$ ;

$\rho_{Hg}$  = massa específica do mercúrio;

$\rho_w$  = massa específica da água.

#### 4.2.7 Ensaios de Resistência ao Cisalhamento

A resistência ao cisalhamento do solo puro e das misturas de solo – bentonita foi determinada através de ensaios triaxiais e ensaios de compressão simples. Os ensaios triaxiais realizados foram do tipo adensado e não drenado (CU).

#### **4.2.7.1 Ensaios triaxiais**

##### **a) Preparação dos corpos de prova**

Os corpos de prova utilizados nos ensaios foram compactados dinamicamente a partir de amostras deformadas. As dimensões utilizadas foram de  $50 \pm 1$  mm de diâmetro e  $125 \pm 1$  mm de altura. As dimensões dos corpos de prova ficaram dentro da relação entre altura e diâmetro ( $H=2,0$  a  $2,5 D$ ), prescrita pela norma ASTM D 4767/95. Os corpos de prova foram compactados em cinco camadas, sendo que os valores dos parâmetros de compactação foram obtidos através dos resultados da curva de compactação do Proctor normal.

##### **b) Aquisição de dados e calibração do equipamento**

O sistema de aquisição de dados do equipamento triaxial é capaz de monitorar quatro canais simultaneamente. O ensaio de compressão triaxial do tipo adensado-rápido envolve as seguintes leituras; força aplicada ao pistão (através do anel dinamométrico), encurtamento do corpo de prova (através do transdutor de deslocamento), variação de volume do corpo de prova e leitura de pressão neutra (para o caso de ensaios não-drenados). Esses canais, na realização dos ensaios, representam as seguintes variáveis: força, variação de volume, pressão neutra e deslocamento. O sistema foi devidamente calibrado para cada canal correspondente, determinando-se assim as respectivas constantes de calibração.

##### **c) Procedimento de montagem do ensaio**

A seqüência de montagem do corpo de prova na câmara triaxial se realiza da seguinte maneira:

- 1) Imersão de um par de pedras porosas em água e posterior aquecimento destas, com a finalidade de eliminação das bolhas de ar inclusas;

2) Colocação da pedra porosa sobre a base da câmara triaxial, seguida pelo papel filtro e posteriormente pelo corpo de prova, repetindo o mesmo procedimento na parte superior conforme ilustra a Figura 4.13.



**Figura 4.13** – Colocação do corpo de prova sob a base da câmara triaxial

3) Realização do controle de qualidade das membranas quanto ao possível aparecimento de furos, utilizando-se um testador de membranas. O corpo de prova deve ser protegido por duas membranas de látex impermeável, utilizando-se de um aplicador de membrana, conforme ilustra a Figura 4.14.



**Figura 4.14** – Corpo de prova protegido por membrana de látex

4) Em seguida faz-se a fixação da membrana de látex com o-rings e elásticos de borracha, conforme ilustra a Figura 4.15. Como medida de precaução para evitar o aparecimento de qualquer caminho preferencial de água para o interior do corpo de prova ou o aparecimento de vazamentos, faz-se a aplicação de graxa de silicone no contato entre o cabeçote e a membrana e entre os o-rings da base com a câmara.



**Figura 4.15** – Corpo de prova devidamente fixo com o-rings e elásticos

#### **d) Saturação dos corpos de prova**

A saturação do corpo de prova foi realizada, de acordo com o procedimento descrito anteriormente. Utilizou-se uma interface de pressão para a aplicação da contra pressão e uma interface de pressão para a aplicação da pressão confinante ( $\sigma_3$ ).

Tanto a pressão confinante como a contra pressão foram aumentadas gradualmente, em incrementos de 50 kPa. A diferença entre essas pressões foi mantida constante e igual a 10 kPa. Adotou-se como procedimento levar os estágios de pressão até 500 kPa para a pressão confinante e 490 kPa para a contra pressão. Após este incremento o sistema foi deixado em repouso por um tempo médio de 12 horas, e posteriormente realizou-se a leitura do parâmetro B.

A leitura do parâmetro B foi feita aplicando-se um incremento de pressão confinante de 50 kPa e medindo-se o acréscimo de pressão neutra gerado. Considerou-se valores acima de 0.90 como satisfatórios.

#### **e) Adensamento e cisalhamento das amostras**

Os ensaios triaxiais realizados foram do tipo adensado e não drenado (CU), e com um único estágio de carregamento. Realizou-se para o solo estudado, cinco séries de ensaios, variando-se os teores de bentonita adicionados ao solo (0 %, 3 %, 5 %, 7 % e 9 %). Cada série foi realizada com um mínimo de três corpos de prova variando-se as tensões de confinamento aplicadas. As tensões de confinamento adotadas foram de 50, 100 e 200 kPa.

Antes do início do adensamento ajustou-se o valor da tensão de confinamento (diferença entre a pressão de confinamento e a contra pressão) aplicada ao corpo de prova. Aplicou-se primeiramente a pressão de confinamento, e adotou-se como referência a leitura correspondente ao variador de volume registrado para o início da fase de adensamento. Em seguida iniciou-se o ensaio permitindo a drenagem do corpo de prova. A fase de adensamento durou um tempo médio de seis horas para o solo puro e para a mistura com 3 % de bentonita. Para o solo com teores de bentonita de 5 %, 7 % e 9 % a fase de adensamento durou em média oito horas. Durante a fase de adensamento foram registrados os valores das leituras das variações de volume do corpo de prova em função do tempo.

Antes do início da fase de cisalhamento das amostras deve ser realizado a determinação da velocidade para realizar os incrementos da tensão de desvio ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ). Conforme critério sugerido por Head (1986), a velocidade de carregamento deve permitir que o excesso de pressão neutra gerado durante o ensaio CU seja estabilizado e registrado de forma representativa.

A partir dos gráficos de adensamento (variação volumétrica versus raiz quadrada do tempo), realizou-se uma estimativa do tempo  $t_{100}$  (tempo despendido para a ocorrência de

100% do adensamento). O tempo  $t_{100}$  para o solo puro e para as misturas foi de aproximadamente 60 minutos.

O tempo correspondente à ruptura do corpo de prova ( $t_f$ ) foi estimado através do tempo de ocorrência de 100% do adensamento, através da equação (4.9) proposta por Head (1986):

$$t_f = 0,51 \times t_{100} \quad (4.9)$$

Para  $t_{100} = 60$  minutos, resulta  $t_f = 60$  minutos. Assim a velocidade máxima ( $v_{m\acute{a}x}$ ) utilizada no ensaio triaxial do tipo adensado não drenado é obtida através da expressão 4.10:

$$v_{m\acute{a}x} = \frac{\varepsilon \times H_0}{100 \times t_f} \quad (4.10)$$

Onde:

$\varepsilon$  = a deformação do corpo de prova na ruptura (%);

$H_0$  = a altura inicial do corpo de prova (mm);

$t_f$  = o tempo necessário para que a ruptura ocorra (min).

Assumindo que a ruptura ocorre com  $\varepsilon = 5\%$ , a velocidade máxima com a qual os ensaios poderiam ser realizados seria de 0,2 mm/minuto. Adotou-se uma velocidade de 0,1 mm/minuto.

Após o fim da fase de adensamento interrompe-se a drenagem do corpo de prova. Então é realizado o ajuste do corpo de prova com o pistão do sistema anotando-se as variações que ocorrem nos canais do sistema de aquisição de dados. Em seguida inicia-se a fase de cisalhamento.

#### **f) Determinação dos parâmetros de resistência**

Os parâmetros de resistência foram determinados a partir da envoltória de resistência para as trajetórias de tensões, no espaço  $p$ - $q$ . Essa envoltória é a reta que melhor se ajusta

aos pontos correspondentes à máxima tensão de cisalhamento na ruptura. Por definição, têm-se:

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (4.11)$$

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (4.12)$$

$$p' = p - u \quad (4.13)$$

$$q' = q \quad (4.14)$$

Onde:

$\sigma_3$  = tensão de confinamento

$\sigma_1$  = tensão axial

$u$  = pressão neutra

A reta correspondente à envoltória de resistência no espaço  $p$ - $q$ , em termos de tensões totais, pode ser representada pela seguinte equação:

$$q = a + p \tan \alpha \quad (4.15)$$

Onde  $a$  e  $\alpha$  representam os parâmetros de resistência modificados. Da mesma forma, a reta correspondente à envoltória de resistência no espaço  $p'$ - $q'$ , em termos de tensões efetivas, pode ser representada pela equação:

$$q' = a' + p' \tan \alpha' \quad (4.16)$$

Pode-se demonstrar que os parâmetros de resistência em termos de tensões totais, correspondentes à envoltória de Mohr-Coulomb são dados por:

$$\phi = \sin^{-1}(\tan \alpha) \quad (4.17)$$

$$c = \frac{a}{\cos \phi} \quad (4.18)$$

Onde:

$c$  = coesão total;

$\phi$  = ângulo de atrito total

Em termos de tensões efetivas, os parâmetros de resistência, correspondentes à envoltória de Mohr-Coulomb, são dados por:

$$\phi' = \sin^{-1}(\tan \alpha') \quad (4.19)$$

$$c' = \frac{c}{\cos \phi'} \quad (4.20)$$

Onde:

$c'$  = coesão efetiva

$\phi'$  = ângulo de atrito efetivo

Dessa forma, as envoltórias totais e efetivas são representadas pelas Equações 4.21 e 4.22, respectivamente:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (4.21)$$

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (4.22)$$

#### 4.2.7.2 Ensaios de Resistência à Compressão Simples

O ensaio de resistência a compressão simples (RCS), pode ser interpretado como um caso especial do ensaio de compressão triaxial. Neste tipo de ensaio, a tensão confinante é a própria pressão atmosférica ( $\sigma_3 = 0$ ). Assim, o valor da tensão principal na ruptura ( $\sigma_1$ ), é denominado de resistência à compressão simples (VILAR, 2005)

Admite-se que o ensaio de compressão simples representa uma situação de ruptura não drenada, similar ao que ocorre nos ensaios de compressão triaxial não drenados ou rápidos. Neste caso, é necessário que o solo esteja saturado, não contenha fissuras e que o

cisalhamento se processe em um tempo curto, afim de que não ocorra dissipação das pressões neutras (VILAR, 2005).

### **1. Preparação dos corpos de prova**

Os corpos de prova utilizados nos ensaios foram compactados dinamicamente a partir de amostras deformadas. As dimensões utilizadas foram de  $50 \pm 1$  mm de diâmetro e  $125 \pm 1$  mm de altura. Os corpos de prova foram compactados em cinco camadas, adotando-se o intervalo de 85 % a 95 % para a variação do grau de compactação. Os valores dos parâmetros de compactação foram obtidos através dos resultados da curva de compactação do Proctor normal.

### **2. Aquisição de dados e calibração do equipamento**

O sistema de aquisição de dados utilizado no ensaio de resistência à compressão simples (RCS) é o mesmo onde se realiza o ensaio triaxial. No entanto, o ensaio RCS utiliza apenas dois canais, envolvendo leituras de força aplicada ao pistão (através do anel dinamométrico) e variação da altura do corpo de prova (através do transdutor de deslocamento). Cada canal do sistema foi devidamente calibrado e determinado as respectivas constantes.

### **3. Montagem e realização do ensaio**

A montagem do corpo de prova para o ensaio de resistência a compressão simples (RCS), é realizada através das seguintes etapas:

- 1) Colocação do corpo de prova sobre a prensa;
- 2) Proteção da extremidade superior do corpo de prova com um cabeçote de acrílico;
- 3) Ajuste do corpo de prova até o ponto de início do carregamento;

4) A velocidade utilizada para o ensaio foi de 1,27 mm/minuto, dentro da recomendação proposta pela norma NBR 12770/92;

5) Entrada dos dados do corpo de prova no programa *Comsimp*;

6) Início do ensaio de resistência a compressão simples (RCS); e

7) Interrupção do ensaio após a ruptura do corpo de prova.

A Figura 4.16 ilustra a montagem e o ajuste de um ensaio de resistência a compressão simples (RCS) em andamento.



**Figura 4.16** – Ensaio de resistência a compressão simples em andamento.

O cálculo da deformação do corpo prova é realizado através da equação (4.23):

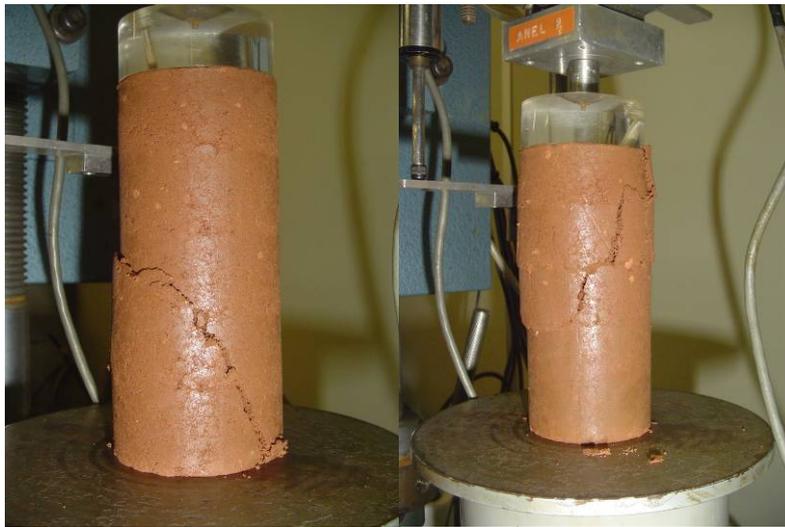
$$\varepsilon = \frac{\Delta H}{H_0} \times 100\% \quad (4.23)$$

Sendo  $\Delta H$  e  $H_0$  a variação da altura do corpo de prova e a altura inicial do corpo de prova, respectivamente. A tensão do corpo de prova é calculada a partir da seguinte equação (4.24):

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (4.24)$$

Sendo  $F$  a força aplicada sobre o corpo de prova e  $A$  área da seção transversal do corpo de prova. Assim, com os valores calculados é possível traçar a curva de tensão versus deformação e obter o valor da resistência a compressão simples do corpo de prova ensaiado.

A Figura 4.17 apresenta os planos de ruptura que surgem nos corpos de prova após o processo de ruptura.



**Figura 4.17** – Corpos de prova após o ensaio de resistência a compressão simples.

## 5 RESULTADOS

### 5.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

A tabela 5.1 apresenta os resultados obtidos para os ensaios de caracterização do solo no seu estado natural (S00), para o solo misturado com bentonita nas proporções de 3 % (S03), 5 % (S05) e 7 % (S07), e para a bentonita no seu estado natural, respectivamente.

**Tabela 5.1** – Resultados dos Ensaio de Caracterização.

Síntese dos resultados	S00	S03	S05	S07	Bentonita	
$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,614	2,668	2,669	2,679	2,825	
Limites de Consistência	$W_L$ (%)	26	36	39	42	455
	$W_P$ (%)	17	16	17	17	54
	$I_P$ (%)	9	20	22	25	401
Classificação Unificada	SC	SC	SC	SC	---	

A Tabela 5.2 apresenta os resultados dos ensaios de granulometria conjunta realizados para o solo puro, para a bentonita pura e para as misturas de solo-bentonita. As curvas granulométricas do solo puro e da bentonita pura é apresentada na Figura 5.1, e as curvas granulométricas das misturas de solo-bentonita são apresentadas nas Figuras 5.2, 5.3, e 5.4.

**Tabela 5.2** – Resultados dos Ensaio de Granulometria

Fração Granulométrica	S00	S03	S05	S07	Bentonita
<b>Argila (%)</b>	22,0	23,0	24,0	24,0	74,0
<b>Silte (%)</b>	14,0	13,0	15,0	17,0	24,0
<b>Areia Fina (%)</b>	39,0	38,0	35,0	33,0	1,0
<b>Areia Média (%)</b>	24,0	25,0	25,0	25,0	1,0
<b>Areia Grossa (%)</b>	1,0	1,0	1,0	1,0	0,0

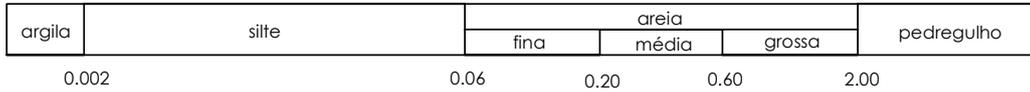
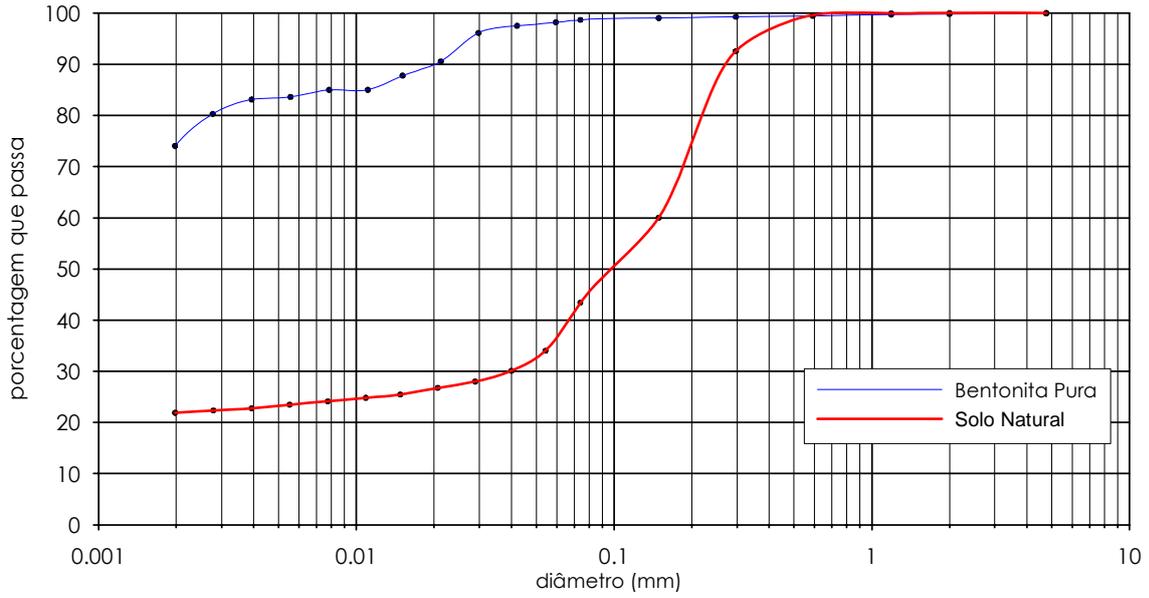


Figura 5.1 – Curva granulométrica para o solo natural e para a bentonita pura.

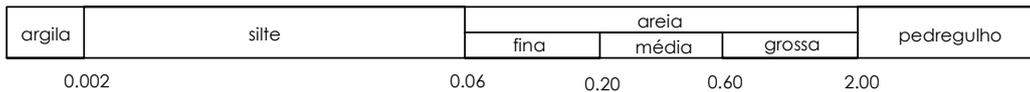
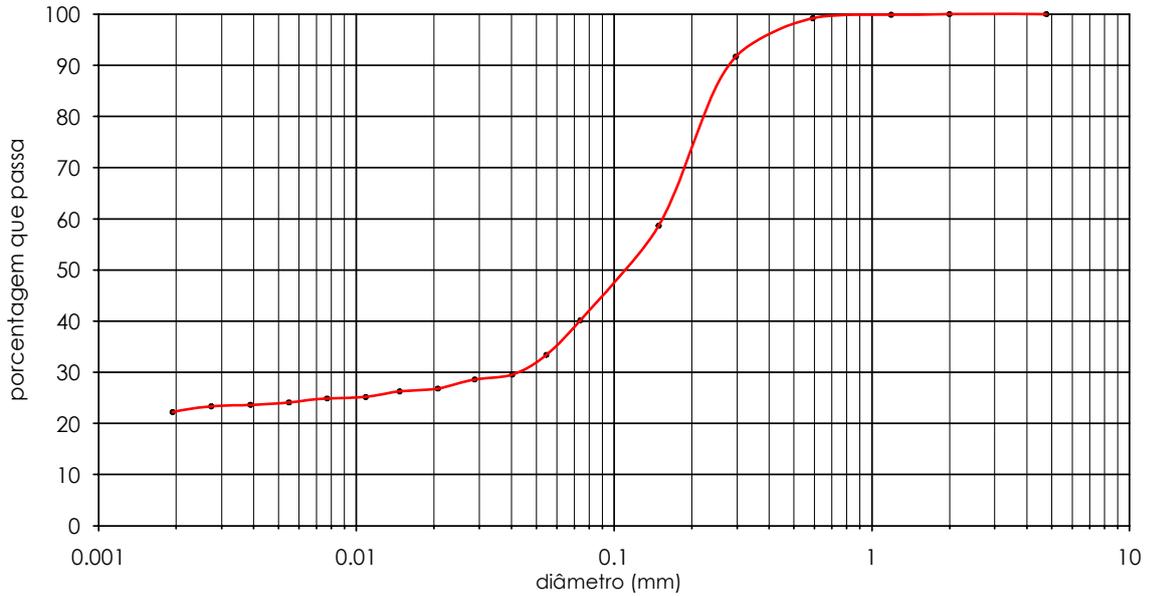
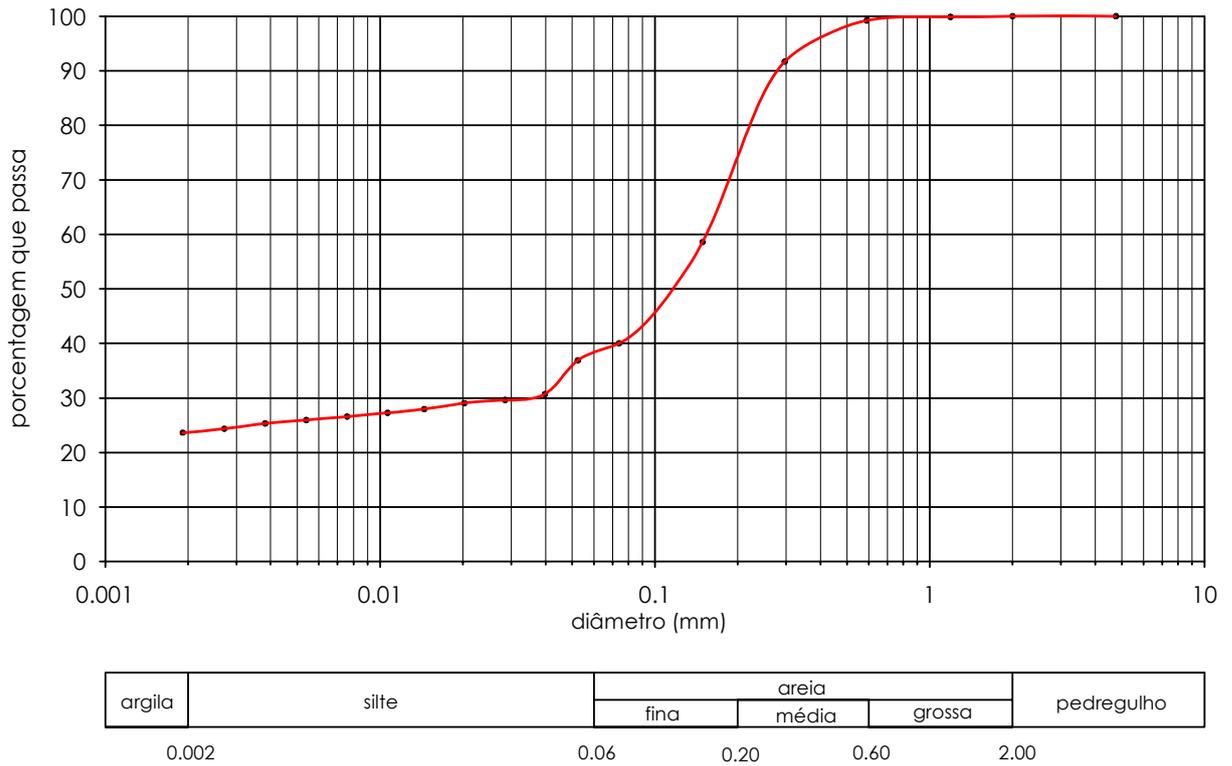
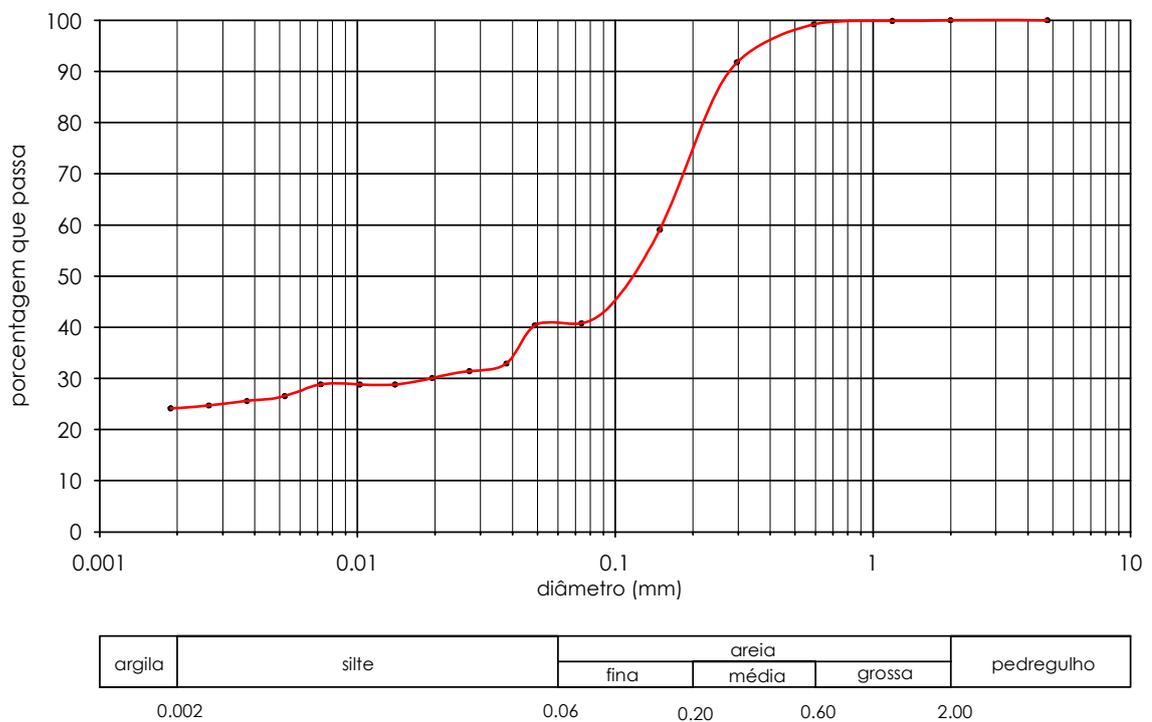


Figura 5.2 – Curva granulométrica para o solo misturado com 3 % de bentonita.



**Figura 5.3** – Curva granulométrica para o solo misturado com 5 % de bentonita.

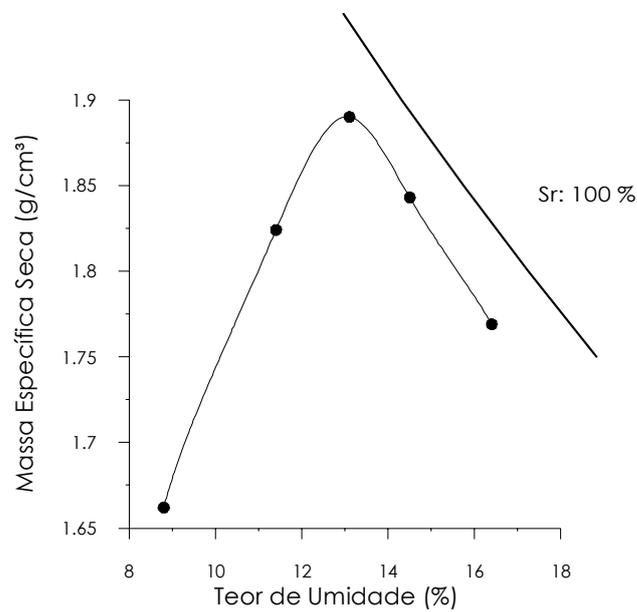


**Figura 5.4** – Curva granulométrica para o solo misturado com 7 % de bentonita.

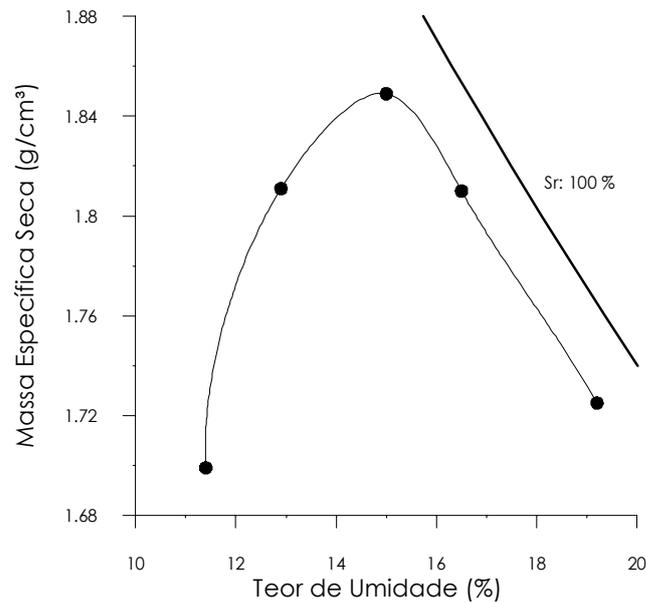
A Tabela 5.3 apresenta os parâmetros de compactação para o solo natural e para as misturas de solo-bentonita. As curvas de compactação são apresentadas nas Figuras 5.5, 5.6, 5.7 e 5.8.

**Tabela 5.3** – Parâmetros de compactação correspondentes ao Ensaio de Proctor Normal.

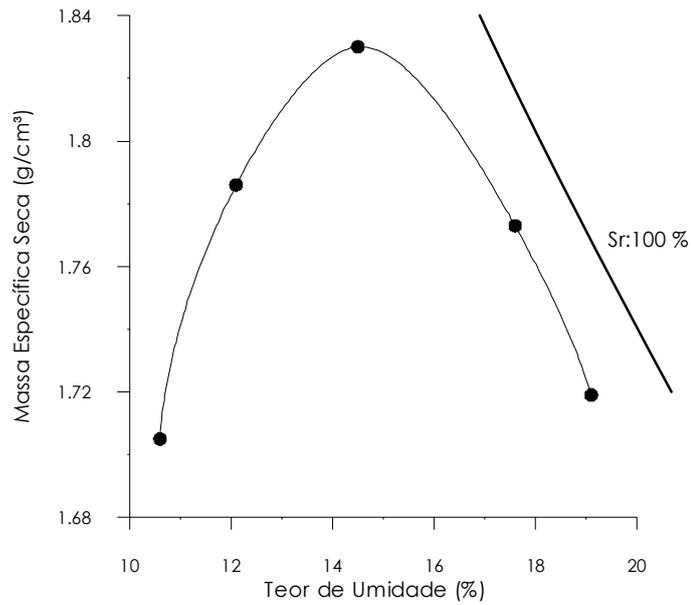
Parâmetros	S00	S03	S05	S07
$\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,890	1,850	1,830	1,786
$W_{ot}$ (%)	13,0	14,5	14,6	15,5



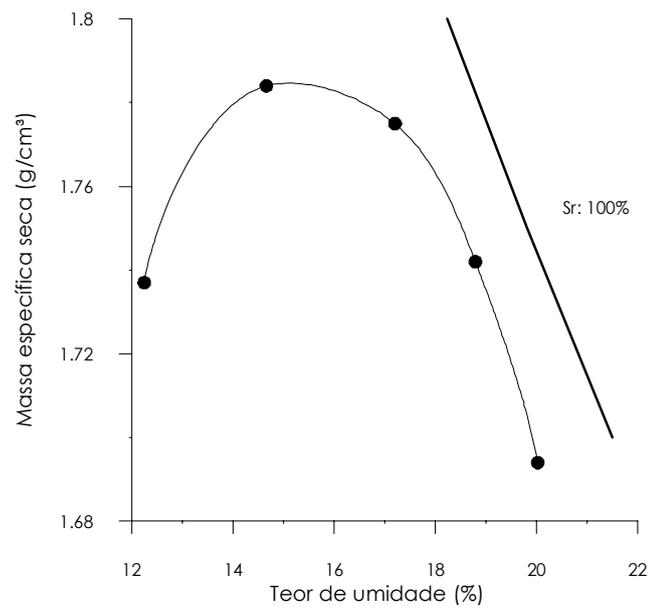
**Figura 5.5** – Curva de compactação do solo puro.



**Figura 5.6** – Curva de compactação do solo-bentonita 3%.



**Figura 5.7** – Curva de compactação do solo-bentonita 5%.



**Figura 5.8** – Curva de compactação do solo-bentonita 7%

## 5.2 ENSAIOS DE ADSORÇÃO DE AZUL DE METILENO

Os ensaios de adsorção de azul de metileno foram realizados com o solo no seu estado natural, sendo utilizadas amostras de cinco pontos distintos do local de retirada. A Tabela 5.4 apresenta os resultados encontrados.

**Tabela 5.4** – Resultado dos ensaios de adsorção de azul de metileno.

Parâmetros	1	2	3	4	5
CTC (meq/100g)	4,76	4,76	4,26	4,00	4,16
SE	37,19	37,14	33,24	31,20	32,46
Vb (g/100g)	1,52	1,52	1,36	1,28	1,33
Acb	7,24	7,23	6,47	5,80	5,53
Comportamento Laterítico	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim

Através dos parâmetros obtidos verifica-se uma homogeneidade no material coletado, uma vez que os valores não apresentam grandes discrepâncias entre si. A Tabela 5.5 apresenta o coeficiente de variação para cada um dos parâmetros determinados.

**Tabela 5.5** – Coeficiente de variação para os parâmetros obtidos.

Parâmetros	cv (%)
CTC (%)	8,0
SE (%)	8,1
Vb (%)	7,9
Acb (%)	12,3

O solo estudado pode ser caracterizado como um material com baixa capacidade de troca catiônica, com atividade da fração argila normal e um indicativo de possível comportamento laterítico.

### 5.3 ENSAIO DE DIFRATOMETRIA DE RAIOS X

Os resultados do ensaio de difratometria de raio X são apresentados nas Figuras 5.9, 5.10 e 5.11.

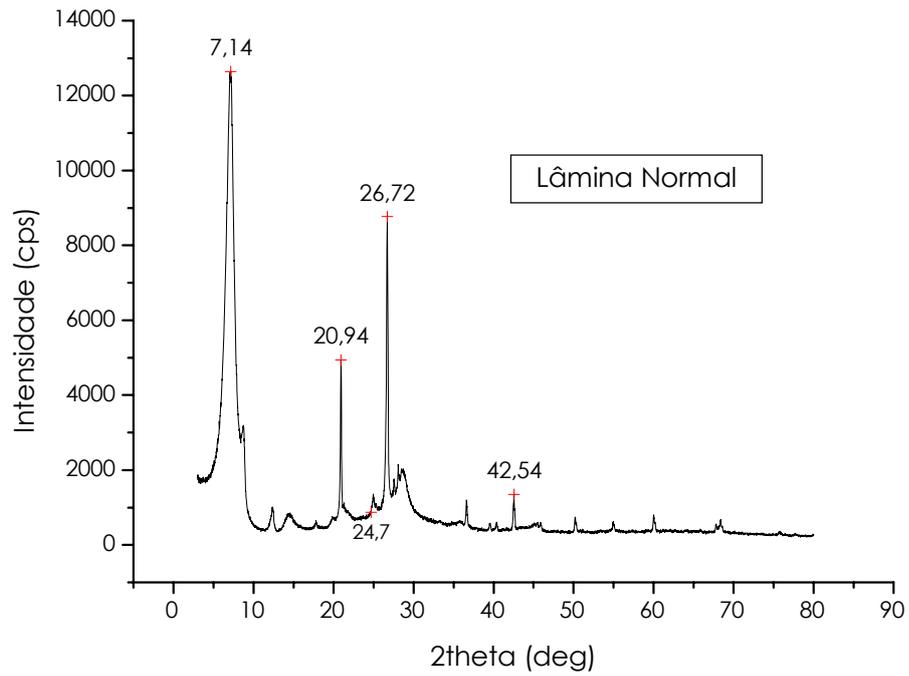


Figura 5.9 – Resultado de difratometria para a lâmina normal.

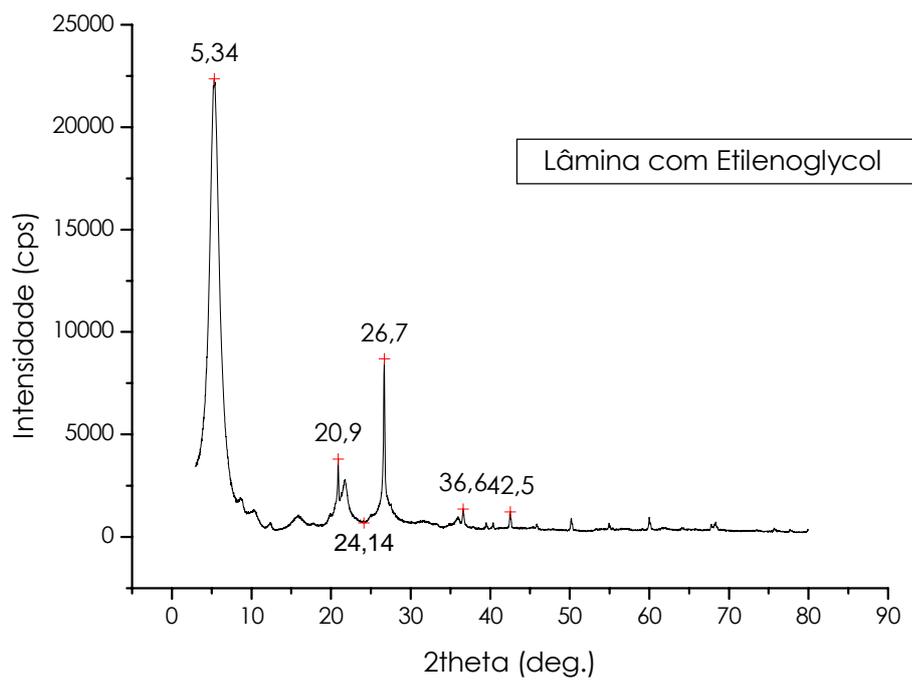
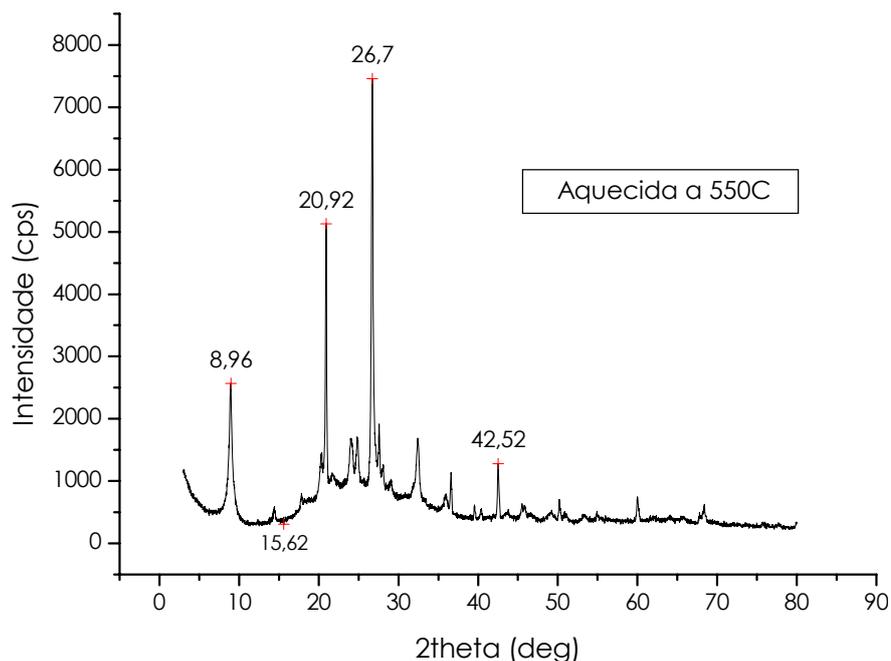


Figura 5.10 – Resultado de difratometria para a lâmina tratada com etilenoglycol.



**Figura 5.11** – Resultado de difratometria para a lâmina aquecida a 550°C.

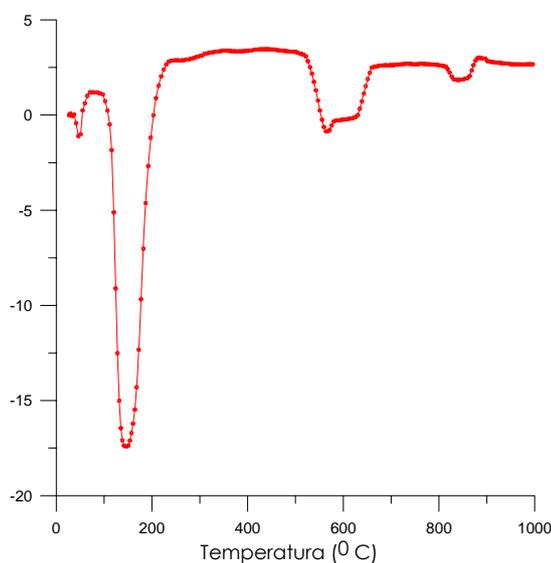
A análise dos resultados de difratometria de raio X permitiu verificar que o pico mais intenso sofreu variação. A amostra no seu estado natural apresentou para o pico máximo  $2\theta = 7,14$  que corresponde a  $d = 12,450$ , quando tratada com etilenoglycol os valores foram de  $2\theta = 5,34$  e  $d = 18,673$  e para a lâmina aquecida a  $550^\circ\text{C}$  os valores foram de  $2\theta = 8,96$  e  $d = 9,826$ . Esse comportamento permite constatar a existência do argilomineral *smectita sódica* na constituição do material.

A análise do segundo ( $2\theta = 26,72$ ), terceiro ( $2\theta = 20,94$ ) e quarto picos ( $2\theta = 42,54$ ), permitiu verificar que não ocorreu variação para as lâminas tratada com etilenoglycol e aquecida a  $550^\circ\text{C}$ . Através da ordem obtida para os picos, caracteriza-se a existência de *quartzo baixo* na constituição do material.

Assim, os resultados de difratometria de raio X possibilitaram a identificação de *smectita sódica* e *quartzo baixo* na composição da bentonita utilizada para a mistura com o solo no seu estado natural. Os valores do espaçamento interplanar basal e o comportamento das lâminas tratadas foram obtidos em tabelas contidas no trabalho de Santos (1989).

#### 5.4 ENSAIO DE ANÁLISE TÉRMICA DIFERENCIAL (ATD)

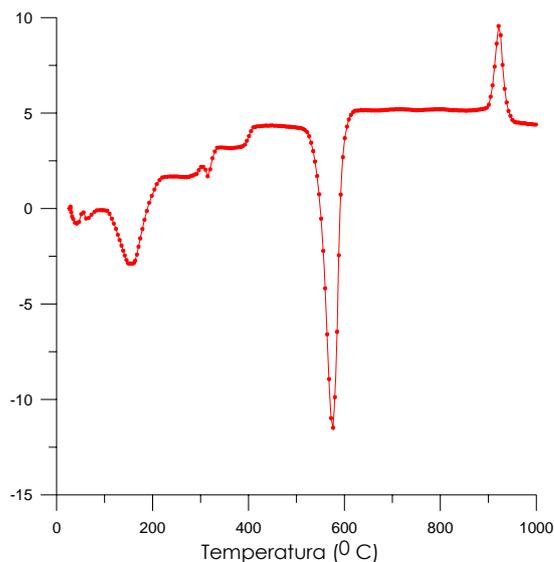
O resultado da análise térmica diferencial para a bentonita pura é apresentado na Figura 5.12.



**Figura 5.12** – Resultado do ensaio de ATD para a bentonita pura.

O gráfico apresenta picos endotérmicos característicos de *smectita sódica* a 150 °C, e outro por volta de 800 °C. O pico exotérmico que ocorre por volta de 900 °C também é característico deste grupo de argilomineral, conforme pode ser constatado através dos gráficos apresentados por Santos (1989). O resultado do ensaio de ATD serviu como complemento do ensaio de difratometria de raio X para comprovar a existência de *smectita sódica* na constituição do material.

A Figura 5.13 apresenta o gráfico de análise térmica diferencial para a amostra de solo puro.



**Figura 5.13** – Resultado do ensaio de ATD para o solo puro.

Através do gráfico obtido constata-se a existência de dois picos endotérmicos e um pico exotérmico. O primeiro a cerca de 170 °C e o segundo a 575 °C, o pico exotérmico ocorre próximo a 930 °C. Esse comportamento indica a ocorrência de caulinita na constituição do material, conforme os gráficos apresentados por Santos (1989). O resultado do ensaio de ATD serviu como complemento para o ensaio de adsorção de azul de metileno, para confirmar a existência de caulinita na constituição do material.

## 5.5 ENSAIOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

### 5.5.1 Solo Puro

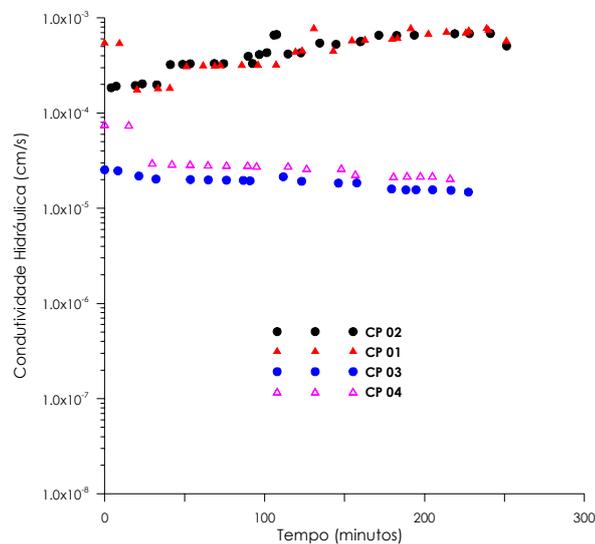
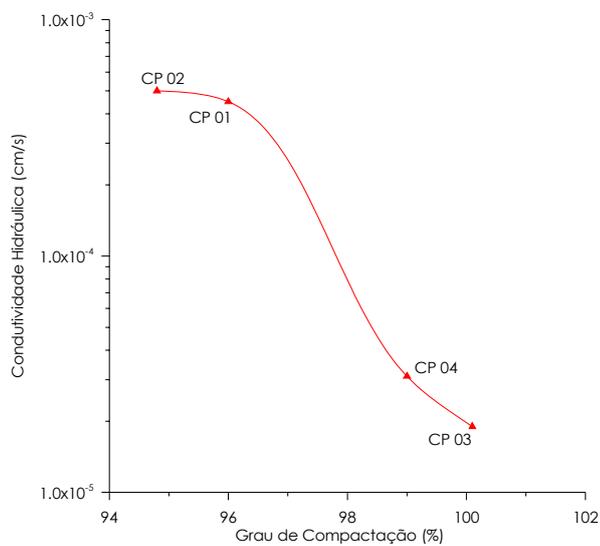
Os ensaios de condutividade hidráulica para o solo puro compactado foram realizados em permeômetros de parede rígida, uma vez que o solo estudado é uma areia fina a média argilosa. O tempo médio para a fase de saturação dos corpos-de-prova ensaiados nos permeômetros de parede rígida foi de 24 horas.

A Tabela 5.6 apresenta as condições de compactação dos corpos de prova estudados.

**Tabela 5.6** – Condições e resultados dos ensaios de permeabilidade para o solo puro.

Amostra	w mold. (%)	w <sub>ot</sub> – w mold (%)	ρ <sub>d</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	GC (%)	e	S <sub>r</sub> (%)	k (cm/s)
CP 01	12,6	0,4	1,815	96,0	0,47	71,3	4,5 × 10 <sup>-4</sup>
CP 02	12,6	0,4	1,792	94,8	0,49	68,5	5,0 × 10 <sup>-4</sup>
CP 03	12,8	0,2	1,892	100,1	0,41	82,9	1,9 × 10 <sup>-5</sup>
CP 04	12,5	0,5	1,871	99,0	0,43	78,1	3,1 × 10 <sup>-5</sup>

A variação da condutividade hidráulica em função do tempo é apresentada na Figura 5.14. A Figura 5.15 apresenta a variação da condutividade hidráulica em função do grau de saturação das amostras ensaiadas.

**Figura 5.14** – Condutividade hidráulica versus tempo, para o solo puro.**Figura 5.15** – Condutividade hidráulica versus grau de compactação, para o solo puro.

### 5.5.2 Solo com 3 % de Bentonita

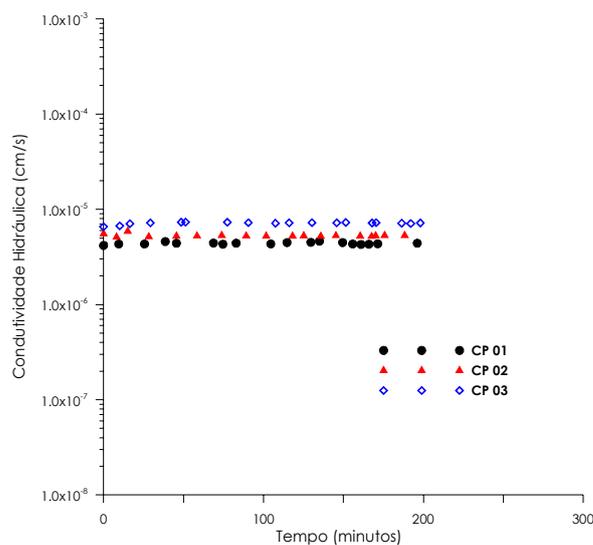
Os ensaios de condutividade hidráulica para o solo misturado compactado foram realizados em permeâmetros de parede flexível uma vez que este equipamento é utilizado para medir baixos valores de condutividade hidráulica.

As condições de compactação dos corpos-de-prova e os resultados dos ensaios de condutividade hidráulica para o solo com 3 % de bentonita são mostrados na Tabela 5.7. A variação da condutividade hidráulica em função do tempo, é apresentada da Figura 5.16.

**Tabela 5.7** – Condições e resultados dos ensaios de permeabilidade para o solo com 3 % de bentonita.

Amostra	W <sub>mold.</sub> (%)	W <sub>of</sub> – W <sub>mold.</sub> (%)	ρ <sub>d</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	GC (%)	e	S <sub>r</sub> (%)	Saturação		Parâmetro B	k (cm/s)
							σ <sub>3</sub>	u <sub>b</sub>		
CP 01	14,1	0,4	1,712	94,8	0,56	67,24	500	490	0,92	4,4 × 10 <sup>-6</sup>
CP 02	14,1	0,4	1,709	94,7	0,56	66,99	500	490	0,89	5,3 × 10 <sup>-6</sup>
CP 03	14,1	0,4	1,713	95,7	0,55	68,96	500	490	0,91	7,2 × 10 <sup>-6</sup>

**Nota:** Denomina-se de u<sub>b</sub> a contra pressão aplicada ao corpo de prova.



**Figura 5.16** – Condutividade hidráulica versus tempo, para o solo com 3 % de bentonita.

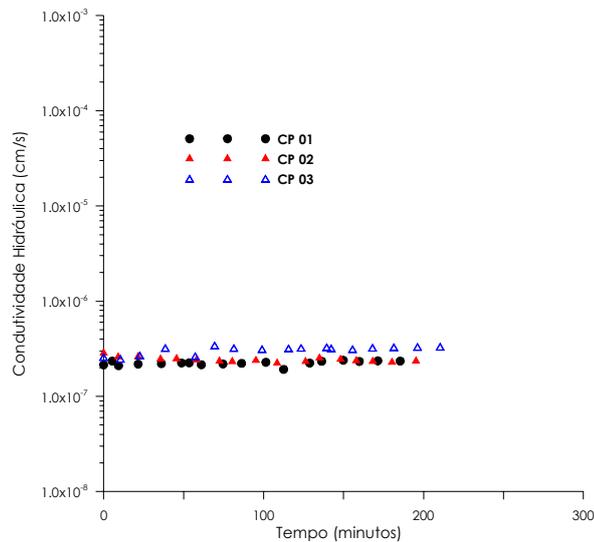
### 5.5.3 Solo com 5 % de Bentonita

As condições de compactação dos corpos-de-prova e os resultados dos ensaios de condutividade hidráulica para o solo com 5 % de bentonita são mostrados na Tabela 5.8. A variação da condutividade hidráulica em função do tempo, é apresentada da Figura 5.17.

**Tabela 5.8** – Condições e resultados dos ensaios de permeabilidade para o solo com 5 % de bentonita.

Amostra	W <sub>mold.</sub> (%)	W <sub>ot</sub> - W <sub>mold.</sub> (%)	ρ <sub>d</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	GC (%)	e	S <sub>r</sub> (%)	Saturação		Parâmetro B	k (cm/s)
							σ <sub>3</sub>	u <sub>b</sub>		
CP 01	14,3	0,3	1,713	94,9	0,56	68,30	500	490	0,93	2,2 × 10 <sup>-7</sup>
CP 02	14,3	0,3	1,719	95,2	0,55	69,00	500	490	0,96	2,4 × 10 <sup>-7</sup>
CP 03	14,3	0,3	1,721	95,3	0,55	69,20	500	490	0,90	3,1 × 10 <sup>-7</sup>

**Nota:** Denomina-se de u<sub>b</sub> a contra pressão aplicada ao corpo de prova.

**Figura 5.17** – Condutividade hidráulica versus tempo, para o solo com 5 % de bentonita.

#### 5.5.4 Solo com 7 % de Bentonita

As condições de compactação dos corpos-de-prova e os resultados dos ensaios de condutividade hidráulica para o solo com 7 % de bentonita são mostrados na Tabela 5.9. A variação da condutividade hidráulica em função do tempo, é apresentada na Figura 5.18.

**Tabela 5.9** – Condições e resultados dos ensaios de permeabilidade para o solo com 7 % de bentonita.

Amostra	W <sub>mold.</sub> (%)	W <sub>ot</sub> - W <sub>mold.</sub> (%)	ρ <sub>d</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	GC (%)	e	S <sub>r</sub> (%)	Saturação		Parâmetro B	k (cm/s)
							σ <sub>3</sub>	u <sub>b</sub>		
CP 01	15,2	0,3	1,698	95,1	0,57	70,1	500	490	0,91	6,84 × 10 <sup>-8</sup>
CP 02	15,2	0,3	1,702	94,3	0,57	71,3	500	490	0,90	7,53 × 10 <sup>-8</sup>
CP 03	15,2	0,3	1,709	94,7	0,56	72,1	500	490	0,94	8,76 × 10 <sup>-8</sup>

**Nota:** Denomina-se de u<sub>b</sub> a contra pressão aplicada ao corpo de prova.

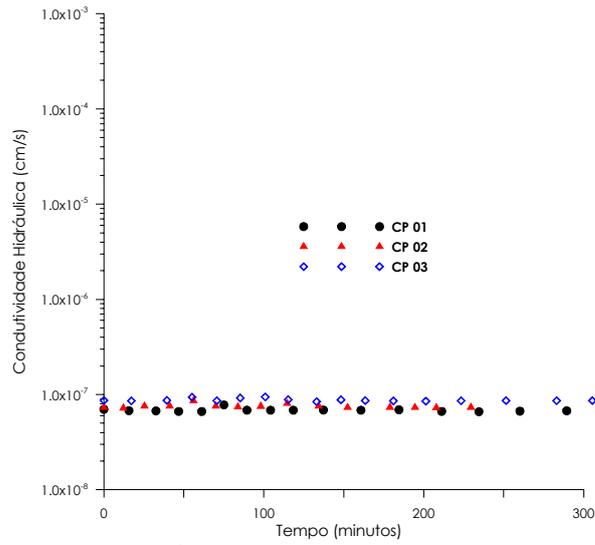


Figura 5.18 – Condutividade hidráulica versus tempo, para o solo com 7 % de bentonita.

### 5.5.5 Influência da Bentonita na Condutividade Hidráulica

A Figura 5.19 apresenta a variação da condutividade hidráulica em relação ao tempo, para os corpos de prova de solo puro e solo-bentonita com 95 % de grau de compactação. A variação da condutividade hidráulica com o teor de bentonita adicionado ao solo é apresentada na Figura 5.20.

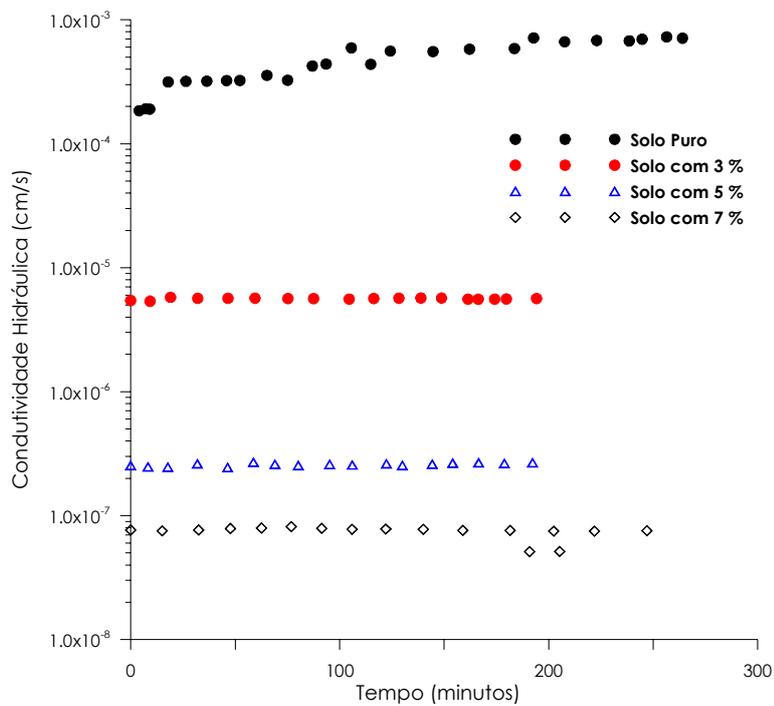
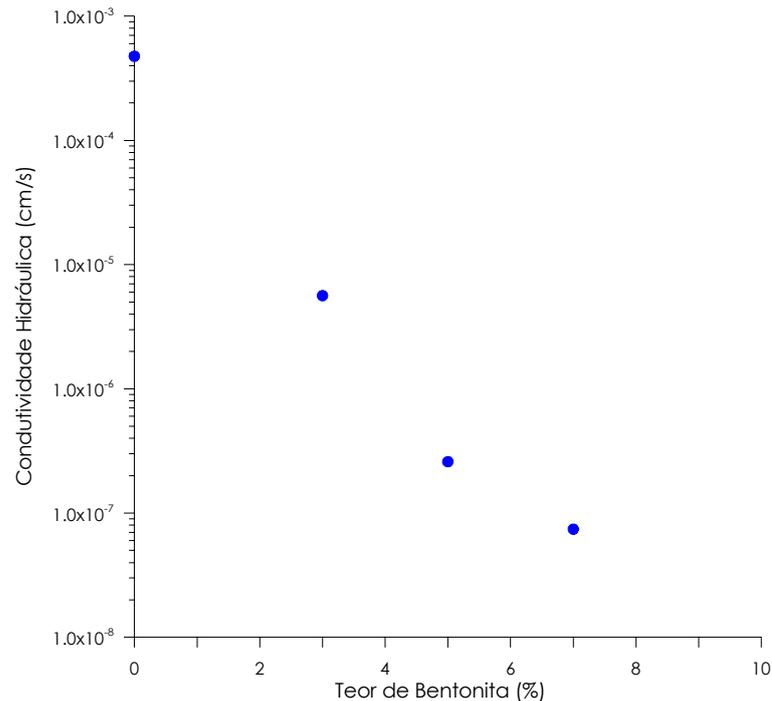


Figura 5.19 – Condutividade hidráulica versus tempo, para corpos de prova de solo puro e solo bentonita.



**Figura 5.20**– Variação da condutividade hidráulica com o teor de bentonita adicionado ao solo.

## 5.6 ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO CISLHAMENTO

A resistência ao cisalhamento do solo puro e das misturas foram determinadas através da realização de ensaios triaxiais tipo CU. Os corpos de prova foram compactados em condições semelhantes. A seguir são apresentados os resultados dos ensaios de resistência ao cisalhamento realizado para o solo puro e para as misturas de solo – bentonita. As Tabelas 5.10, 5.11, 5.12, 5.13 e 5.14 apresentam as características dos corpos de prova ensaiados.

**Tabela 5.10**– Condições dos corpos-de-prova para o ensaio triaxial com solo puro.

Amostra	W <sub>mold.</sub> (%)	w <sub>o†</sub> – w <sub>mold.</sub> (%)	ρ <sub>d</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	GC (%)	e	S <sub>r</sub> (%)	Saturação		Parâmetro B
							σ <sub>3</sub> (kPa)	u <sub>b</sub> (kPa)	
01	12,70	0,30	1,624	85,9	0,64	52,61	500	490	0,94
02	12,70	0,30	1,637	86,6	0,63	53,70	500	490	0,95
03	12,70	0,30	1,602	84,8	0,67	50,87	500	490	0,93

**Nota:** Denomina-se u<sub>b</sub> a contra pressão aplicada ao corpo de prova.

**Tabela 5.11** – Condições dos corpos-de-prova para o ensaio triaxial com solo-bentonita (3%).

Amostra	W <sub>mold.</sub> (%)	w <sub>o†</sub> – w <sub>mold.</sub> (%)	ρ <sub>d</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	GC (%)	e	S <sub>r</sub> (%)	Saturação		Parâmetro B
							σ <sub>3</sub> (kPa)	u <sub>b</sub> (kPa)	
01	13,90	0,60	1,580	85,4	0,69	53,76	500	490	0,99
02	13,90	0,60	1,578	85,3	0,69	53,64	500	490	0,98
03	13,90	0,60	1,584	85,6	0,69	54,10	500	490	0,98

**Tabela 5.12** – Condições dos corpos-de-prova para o ensaio triaxial com solo-bentonita (5%).

Amostra	W <sub>mold.</sub> (%)	W <sub>o1</sub> – W <sub>mold.</sub> (%)	ρ <sub>d</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	GC (%)	e	S <sub>r</sub> (%)	Saturação		Parâmetro B
							σ <sub>3</sub> (kPa)	u <sub>b</sub> (kPa)	
01	14,90	- 0,30	1,539	85,3	0,74	54,00	500	490	0,90
02	14,90	- 0,30	1,535	85,1	0,74	53,71	500	490	0,95
03	14,90	- 0,30	1,537	85,2	0,74	53,85	500	490	0,98

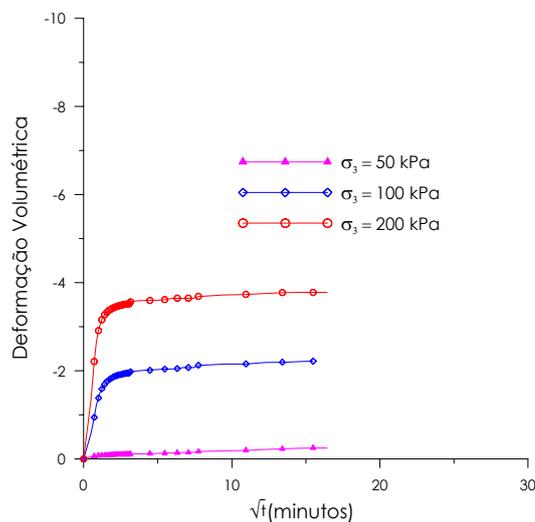
**Tabela 5.13** – Condições dos corpos-de-prova para o ensaio triaxial com solo-bentonita (7%).

Amostra	W <sub>mold.</sub> (%)	W <sub>o1</sub> – W <sub>mold.</sub> (%)	ρ <sub>d</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	GC (%)	e	S <sub>r</sub> (%)	Saturação		Parâmetro B
							σ <sub>3</sub> (kPa)	u <sub>b</sub> (kPa)	
01	15,8	- 0,30	1,533	85,8	0,74	56,92	500	490	0,94
02	15,8	- 0,30	1,539	86,2	0,74	57,43	500	490	0,95
03	15,8	- 0,30	1,546	86,6	0,73	58,00	500	490	0,95

**Tabela 5.14** – Condições dos corpos-de-prova para o ensaio triaxial com solo-bentonita (9%).

Amostra	W <sub>mold.</sub> (%)	W <sub>o1</sub> – W <sub>mold.</sub> (%)	ρ <sub>d</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	GC (%)	e	S <sub>r</sub> (%)	Saturação		Parâmetro B
							σ <sub>3</sub> (kPa)	u <sub>b</sub> (kPa)	
01	16,6	- 0,40	1,501	85,4	0,78	56,93	500	490	0,94
02	16,6	- 0,40	1,488	84,7	0,79	55,83	500	490	0,91
03	16,6	- 0,40	1,494	85,1	0,79	56,31	500	490	0,96

Os resultados para a fase de adensamento do ensaio foram plotadas em formas de curvas que representam a deformação volumétrica versus  $\sqrt{t}$  em minutos. As Figuras 5.21, 5.22, 5.23, 5.24 e 5.24 ilustram os resultados obtidos.

**Figura 5.21** – Curva de adensamento para S00 – Deformação volumétrica x  $\sqrt{t}$  (minutos).

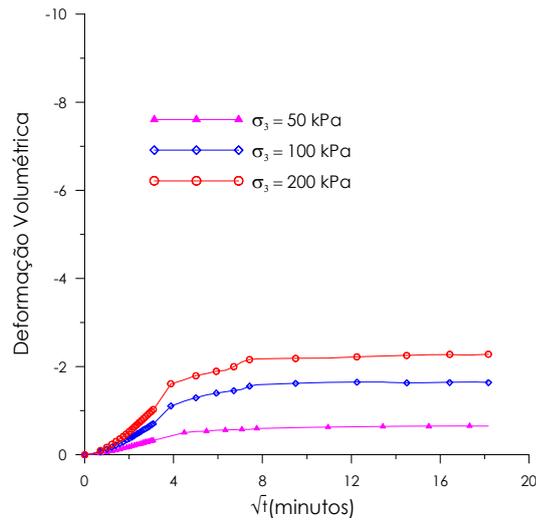


Figura 5.22 – Curva de adensamento para S03 – Deformação volumétrica x  $\sqrt{t}$  (minutos).

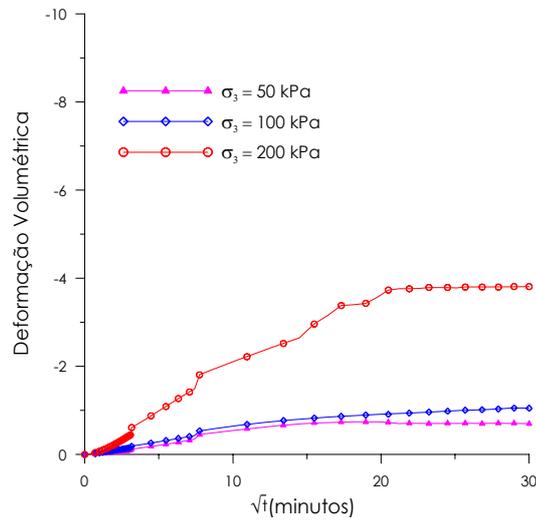


Figura 5.23 – Curva de adensamento para S05 – Deformação volumétrica x  $\sqrt{t}$  (minutos).

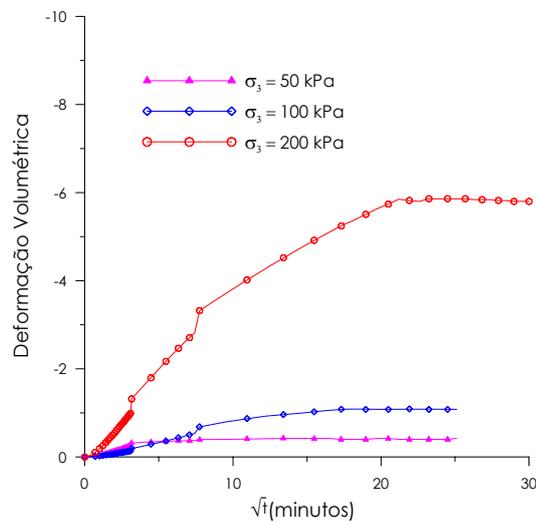
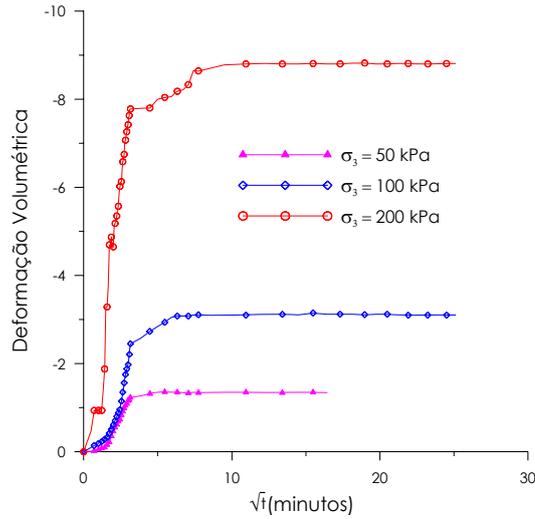
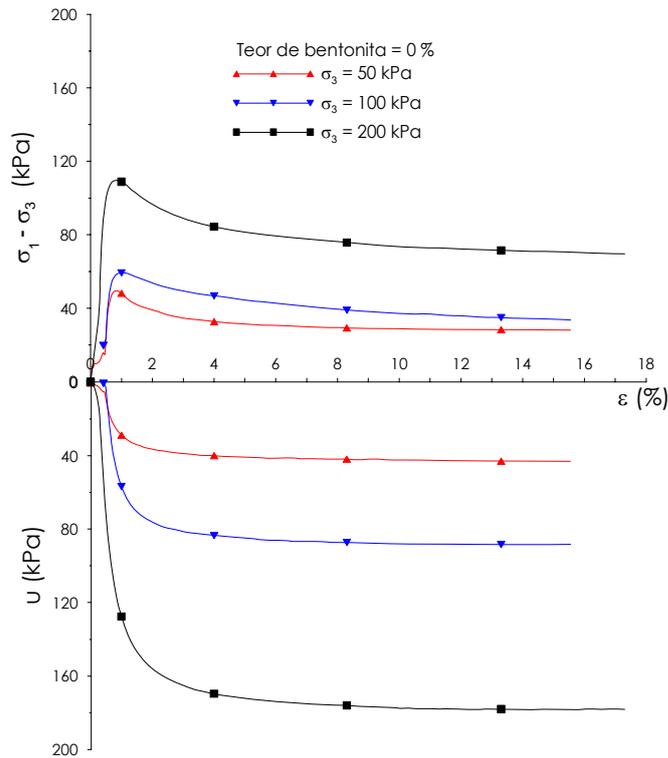


Figura 5.24 – Curva de adensamento para a mistura S07 (Deformação volumétrica x  $\sqrt{t}$  (minutos)).



**Figura 5.25** – Curva de adensamento para a mistura S09 (Deformação volumétrica x  $\sqrt{t}$  (minutos)).

As curvas de tensão de desvio e pressão neutra versus deformação axial durante a fase de cisalhamento são apresentadas na Figura 5.26, 5.27, 5.28, 5.29 e 5.30.



**Figura 5.26** – Curva da tensão desviatória e pressão neutra versus deformação axial (S00).

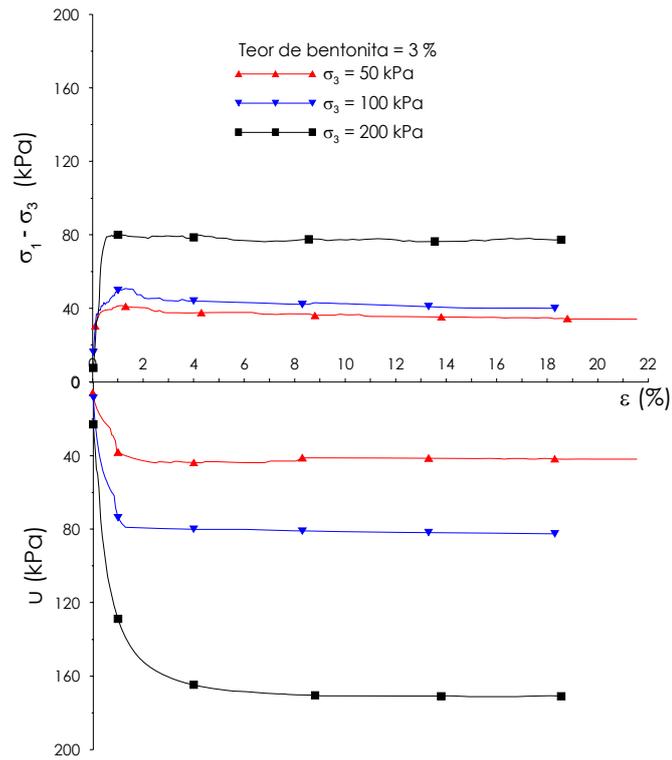


Figura 5.27 – Curva da tensão desviatória e pressão neutra versus deformação axial (S03).

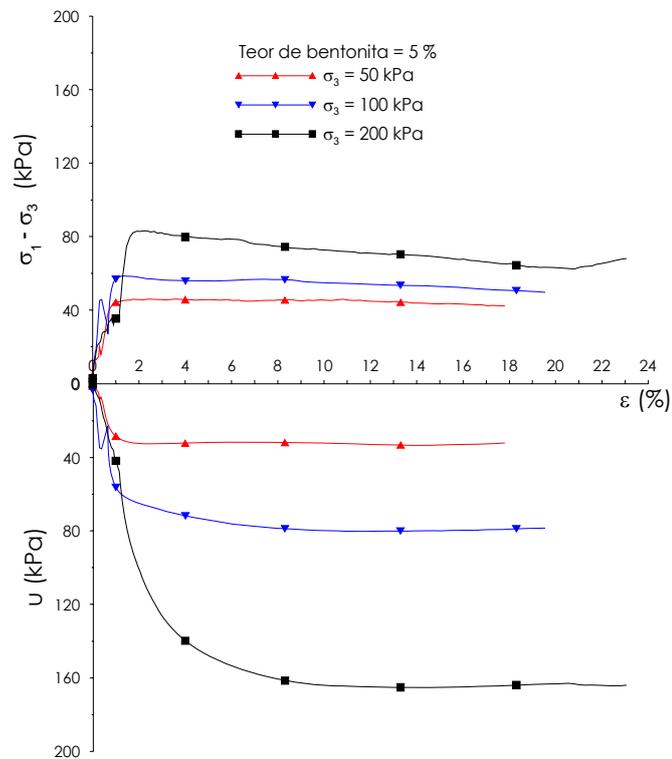


Figura 5.28 – Curva da tensão desviatória e pressão neutra versus deformação axial (S05).

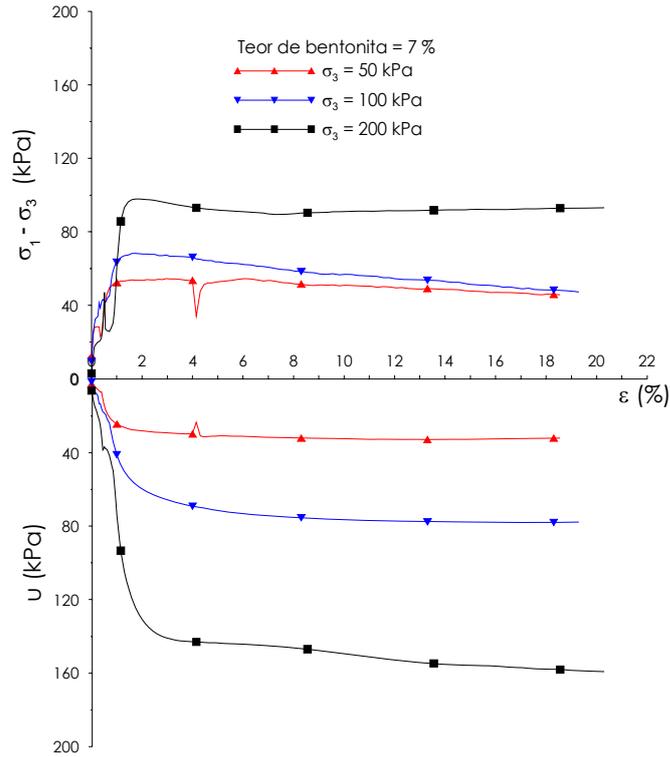


Figura 5.29– Curva da tensão desviatória e pressão neutra versus deformação axial (S07).

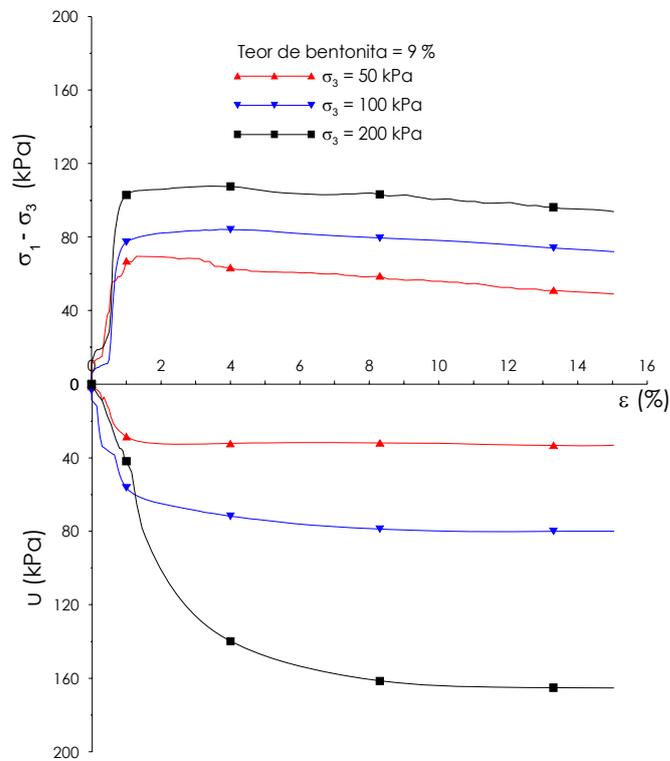
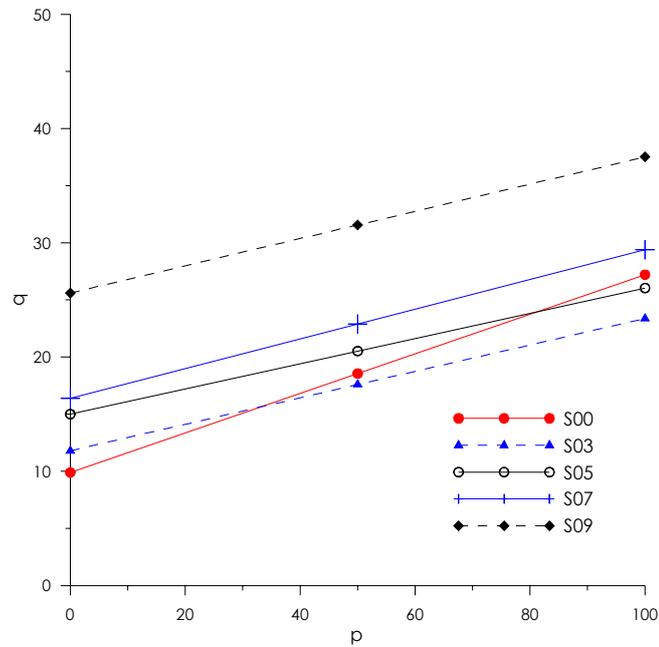


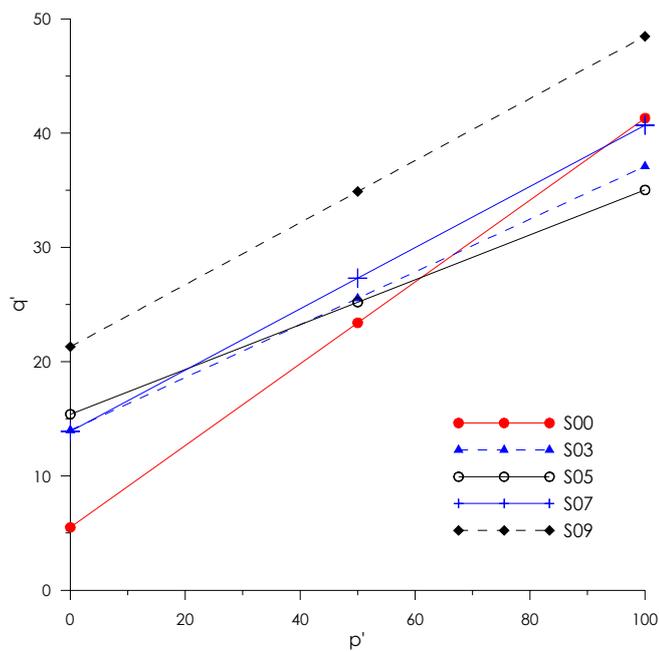
Figura 5.30 – Curva da tensão desviatória e pressão neutra versus deformação axial (S09).

### 5.6.1 Envoltórias de Resistência

As Figuras 5.31 e 5.32 apresentam as envoltórias de resistência para as trajetórias de tensões totais e efetivas, respectivamente, em função de  $p$  e  $q$ .



**Figura 5.31** – Envoltórias de resistência para a trajetória de tensão total em termos de  $p$  e  $q$ .



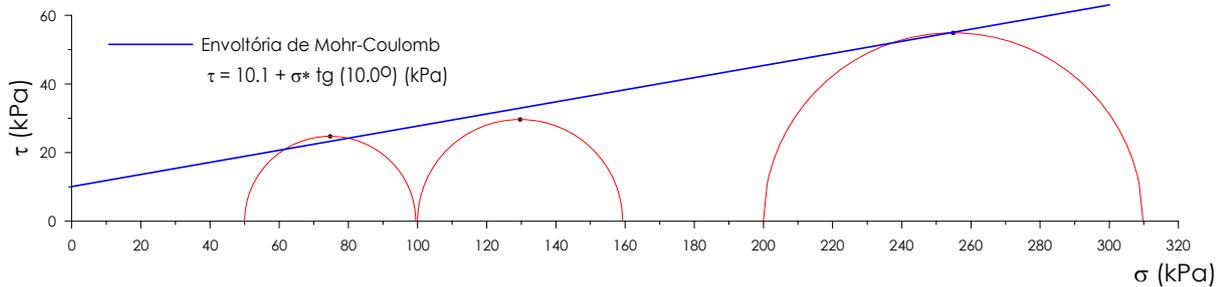
**Figura 5.32** – Envoltórias de resistência para a trajetória de tensão efetiva em termos de  $p'$  e  $q'$ .

A Tabela 5.15 apresenta, para cada teor de bentonita, os parâmetros de resistência obtidos para o solo estudado.

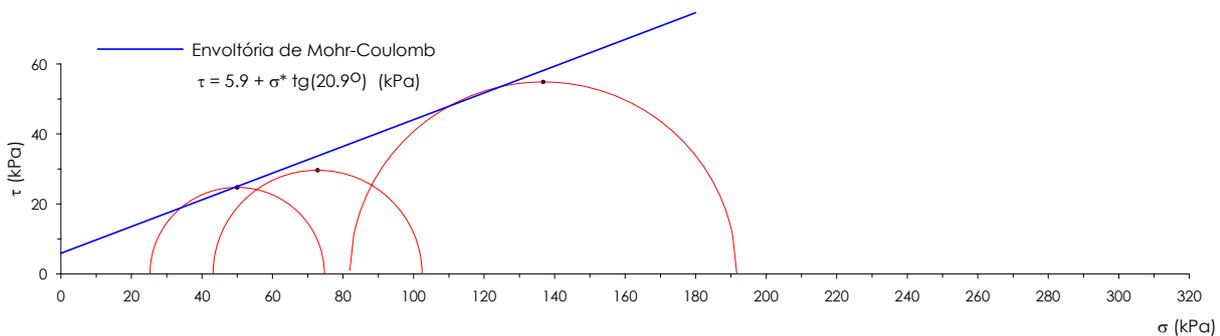
**Tabela 5.15** – Parâmetros de resistência obtidos para o solo e para as misturas de solo-bentonita.

Teor de Bentonita	Parâmetros Totais				Parâmetros Efetivos			
	$\alpha$ (kPa)	$\alpha$ (°)	$c$ (kPa)	$\phi$ (°)	$\alpha'$ (kPa)	$\alpha'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)
S00	9,9	9,8	10,1	10,0	5,5	19,7	5,9	20,9
S03	11,8	6,6	11,9	6,7	14,0	13,0	14,4	13,4
S05	15,0	6,3	15,1	6,3	15,4	11,1	15,7	11,3
S07	17,4	7,2	17,6	7,2	13,9	15,0	14,4	15,5
S09	25,6	6,4	25,8	6,4 </td <td>21,3</td> <td>15,2</td> <td>22,1</td> <td>15,7</td>	21,3	15,2	22,1	15,7

Através dos parâmetros obtidos, determinou-se as envoltórias de Mohr-Coulomb em termos de tensões totais e tensões efetivas. As Figuras 5.33 a 5.42 apresentam os resultados.



**Figura 5.33** – Envolvória de resistência em termos de tensões totais (S00).



**Figura 5.34** – Envolvória de resistência em termos de tensões efetivas (S00).

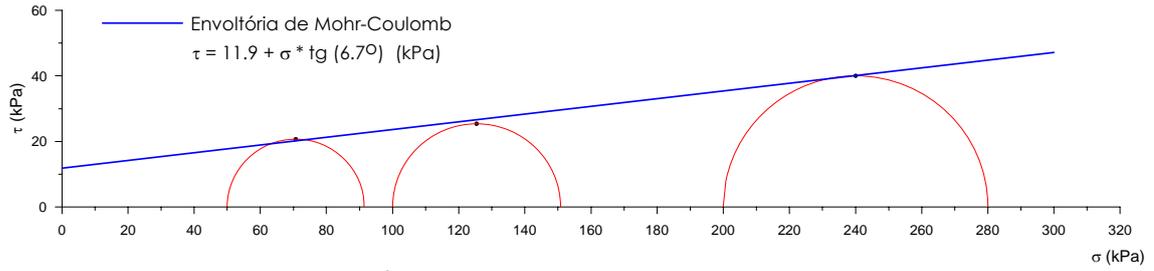


Figura 5.35 – Envolvória de resistência em termos de tensões totais (S03).

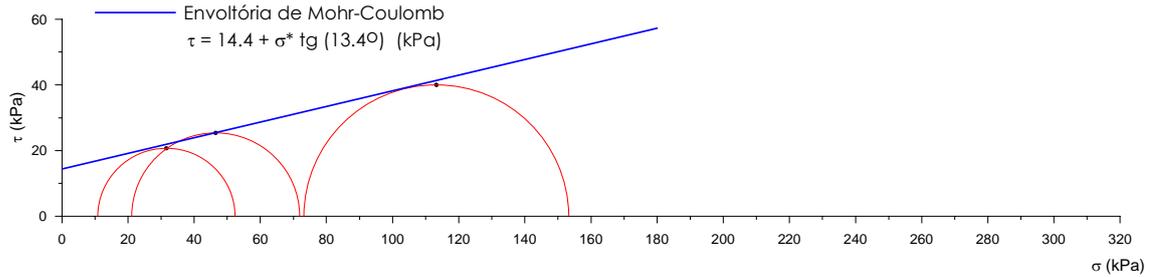


Figura 5.36 – Envolvória de resistência em termos de tensões efetivas (S03).

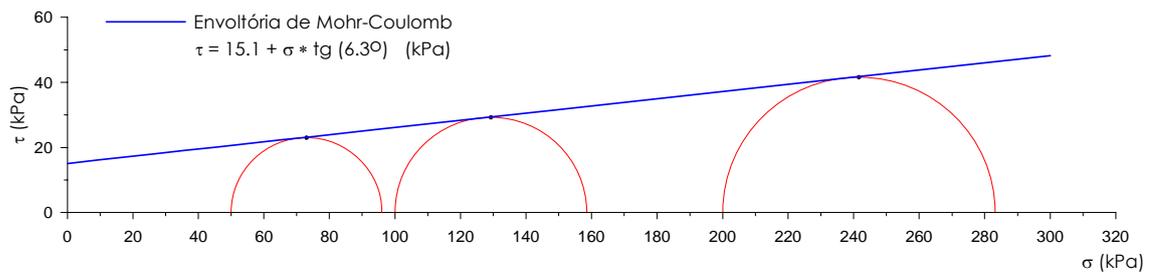


Figura 5.37 – Envolvória de resistência em termos de tensões totais (S05).

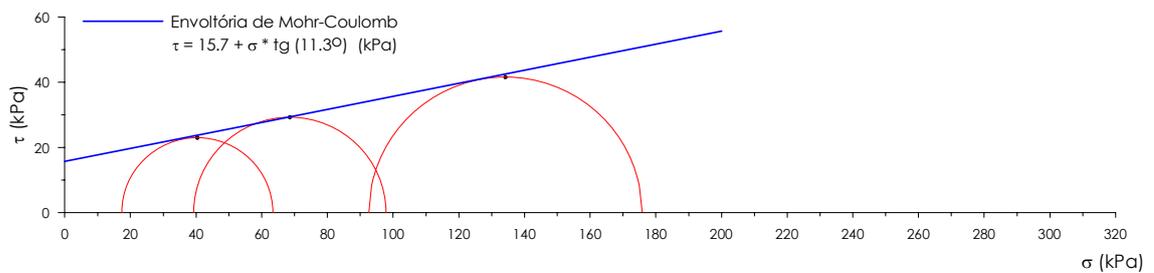


Figura 5.38 – Envolvória de resistência em termos de tensões efetivas (S05).

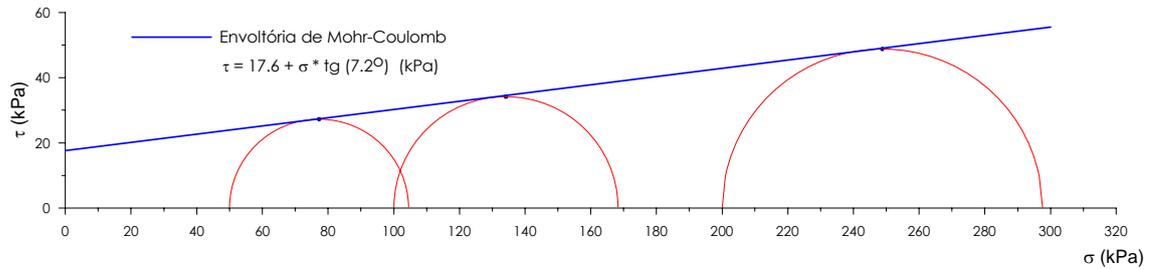
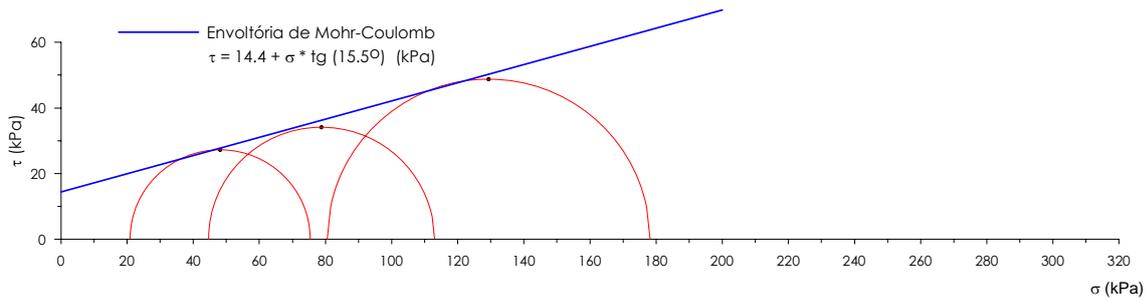
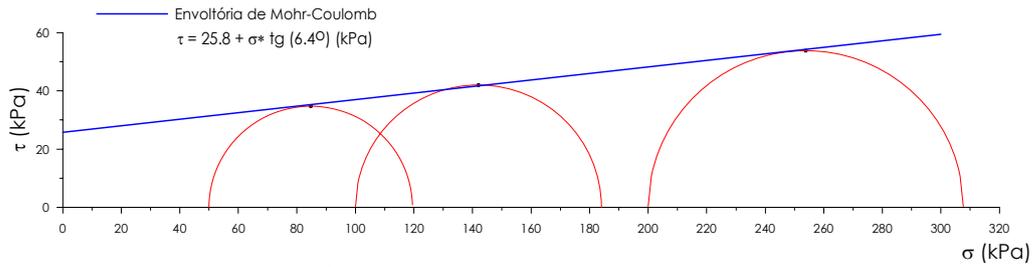


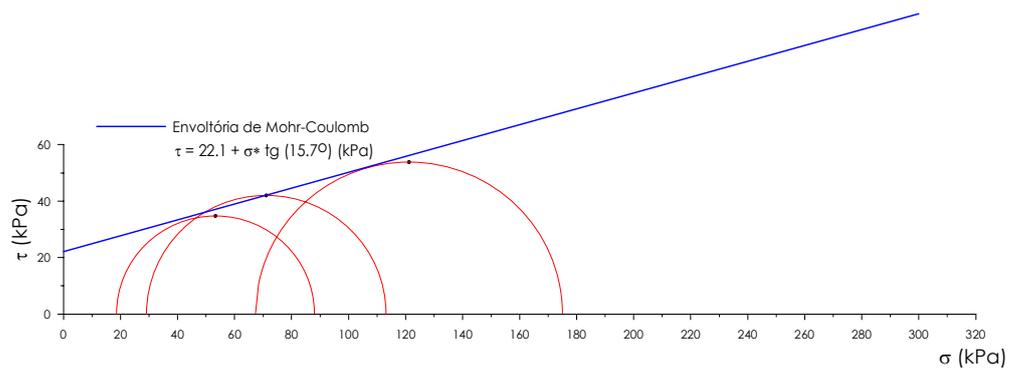
Figura 5.39 – Envolvória de resistência em termos de tensões totais (S07).



**Figura 5.40** – Envolvória de resistência em termos de tensões efetivas (S07).



**Figura 5.41** – Envolvória de resistência em termos de tensões totais (S09).



**Figura 5.42** – Envolvória de resistência em termos de tensões efetivas (S09).

## 5.7 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

A seguir serão apresentados os resultados para os ensaios de resistência a compressão simples para o solo puro e para as misturas de solo-bentonita. As Tabelas 5.16, 5.17, 5.18, 5.19 e 5.20 apresentam as características dos corpos de prova ensaiados.

**Tabela 5.16** – Condições dos corpos-de-prova para o ensaio de resistência a compressão simples (S00).

CP	w mold. (%)	w <sub>ol</sub> – w <sub>mold.</sub> (%)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	GC (%)	e	S <sub>r</sub> (%)
01	12,4	0,60	1,617	85,5	0,62	52,46
02	12,4	0,60	1,703	90,1	0,54	60,52
03	12,4	0,60	1,787	94,5	0,46	69,87

**Tabela 5.17** – Condições dos corpos-de-prova para o ensaio de resistência a compressão simples (S03).

CP	W mold. (%)	W <sub>of</sub> – W <sub>mold.</sub> (%)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	GC (%)	e	S <sub>r</sub> (%)
01	14,5	0,0	1,569	84,8	0,70	55,49
02	14,5	0,0	1,657	89,5	0,61	63,63
03	14,5	0,0	1,749	94,5	0,53	73,88

**Tabela 5.18** – Condições dos corpos-de-prova para o ensaio de resistência a compressão simples (S05).

CP	W mold. (%)	W <sub>of</sub> – W <sub>mold.</sub> (%)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	GC (%)	e	S <sub>r</sub> (%)
01	14,7	- 0,10	1,567	85,6	0,70	55,62
02	14,7	- 0,10	1,661	90,8	0,61	64,46
03	14,7	- 0,10	1,737	94,9	0,54	72,95

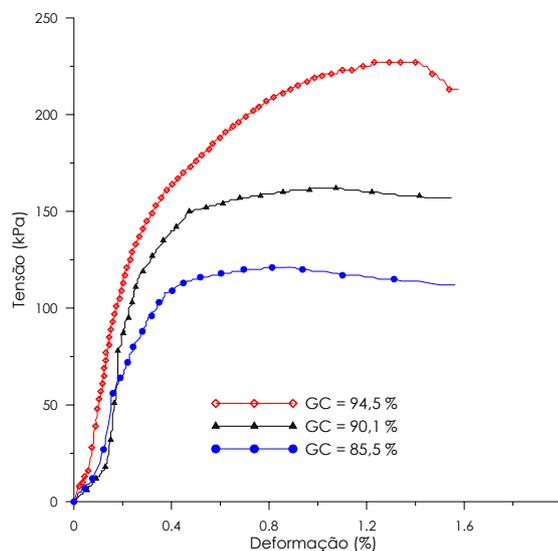
**Tabela 5.19** – Condições dos corpos-de-prova para o ensaio de resistência a compressão simples (S07).

CP	W mold. (%)	W <sub>of</sub> – W <sub>mold.</sub> (%)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	GC (%)	e	S <sub>r</sub> (%)
01	15,1	0,40	1,526	85,4	0,76	53,62
02	15,1	0,40	1,608	90,0	0,67	60,81
03	15,1	0,40	1,684	94,3	0,59	68,62

**Tabela 5.20** – Condições dos corpos-de-prova para o ensaio de resistência a compressão simples (S09).

CP	W mold. (%)	W <sub>of</sub> – W <sub>mold.</sub> (%)	$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	GC (%)	e	S <sub>r</sub> (%)
01	16,4	0,20	1,490	84,9	0,79	55,44
02	16,4	0,20	1,570	89,4	0,70	62,60
03	16,4	0,20	1,656	94,3	0,61	71,67

As curvas de tensão versus deformação são ilustradas nas Figuras 5.43, 5.44, 5.45, 5.46 e 5.47.

**Figura 5.43** – Curvas de tensão versus deformação para S00.

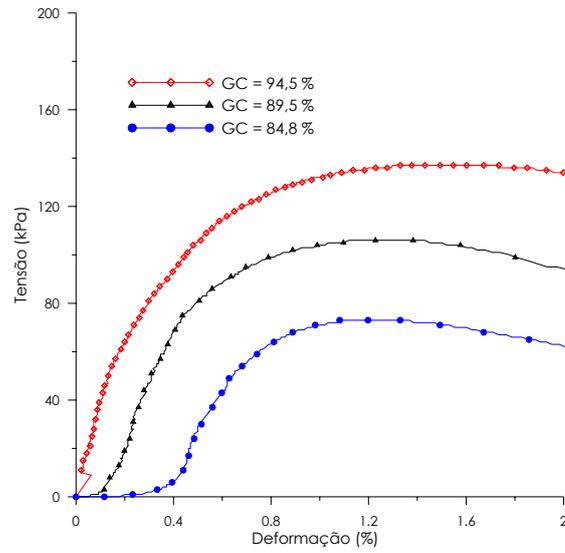


Figura 5.44 – Curvas de tensão versus deformação para S03.

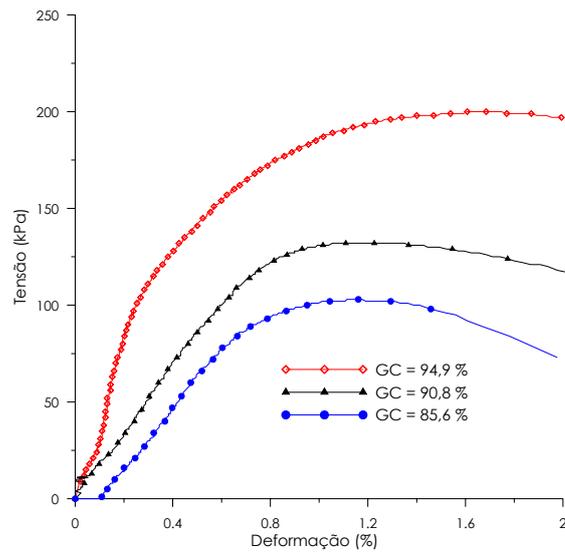
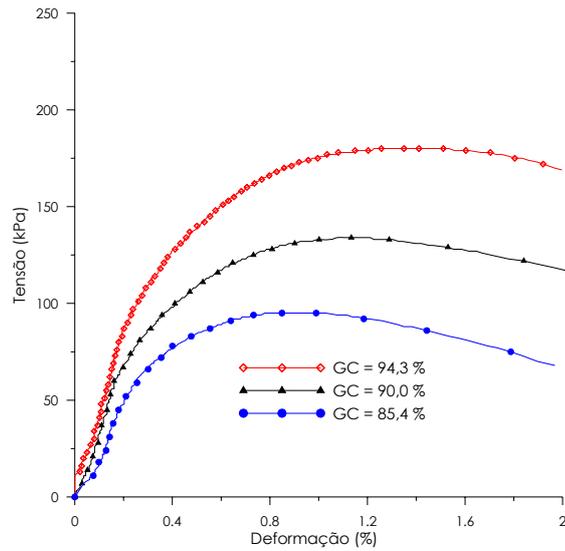
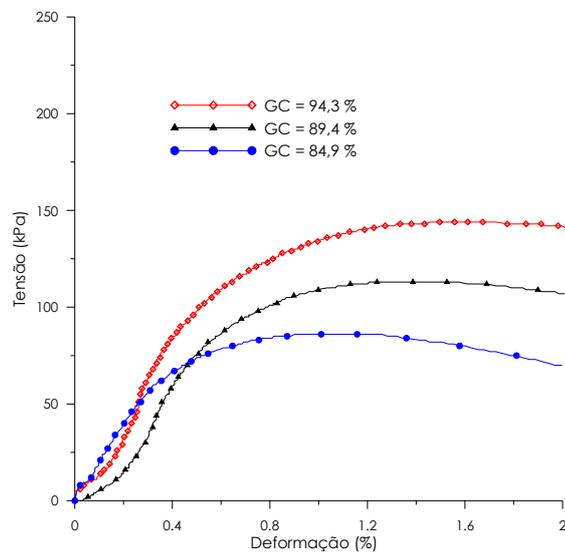


Figura 5.45 – Curvas de tensão versus deformação para S05.



**Figura 5.46** – Curvas de tensão versus deformação para S07.



**Figura 5.47** – Curvas de tensão versus deformação para S09.

As Figuras 5.47 a 5.51 apresentam os círculos de Mohr para os ensaios de resistência à compressão simples. A resistência ao cisalhamento ( $S_u$ ) indicada nas figuras, corresponde à metade da tensão de compressão na ruptura (NBR 12770/92).

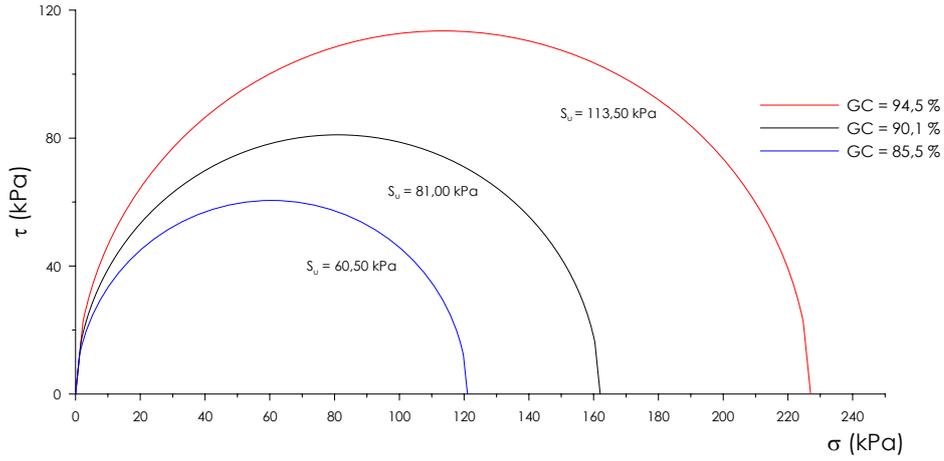


Figura 5.48 – Círculo de Mohr para os ensaios de resistência à compressão simples (S00).

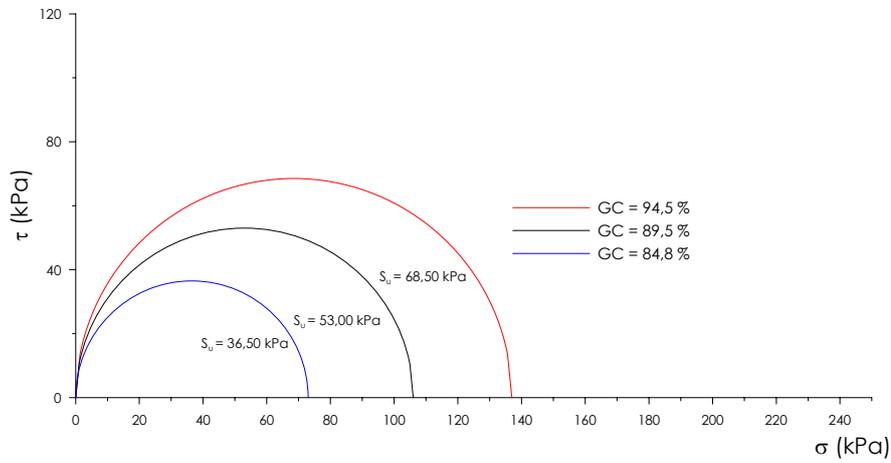


Figura 5.49 – Círculo de Mohr para os ensaios de resistência à compressão simples (S03).

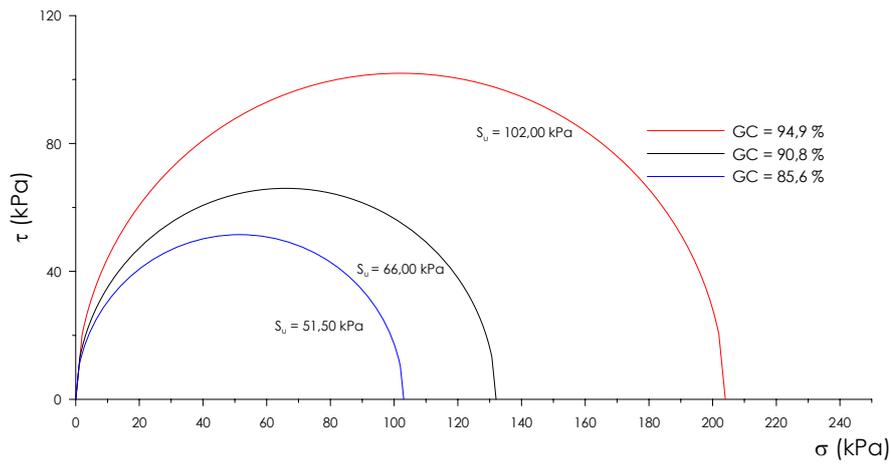
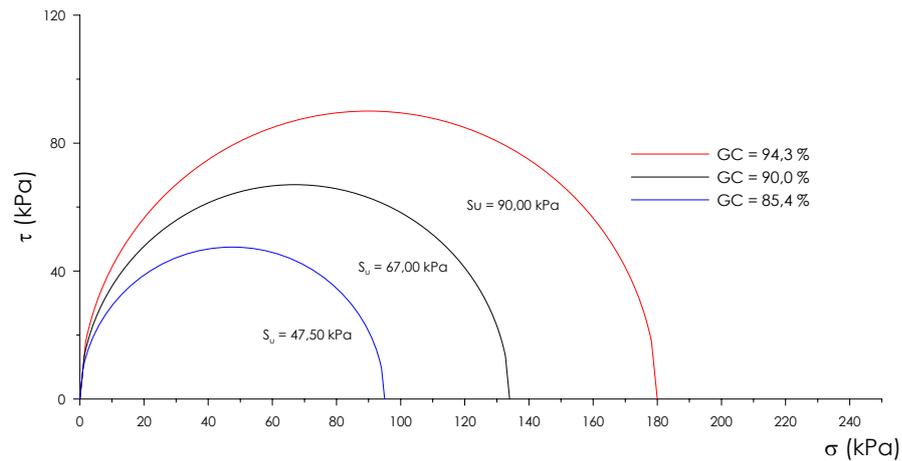
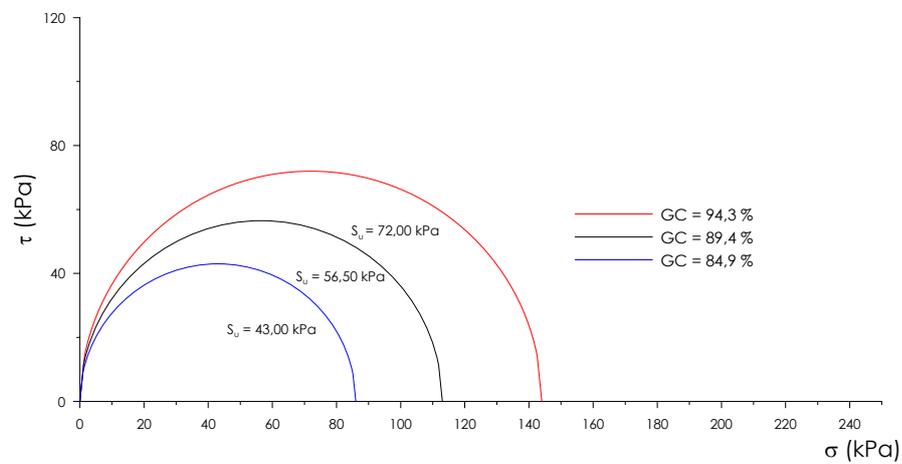


Figura 5.50 – Círculo de Mohr para os ensaios de resistência à compressão simples (S05).



**Figura 5.51** – Círculo de Mohr para os ensaios de resistência à compressão simples (S07).

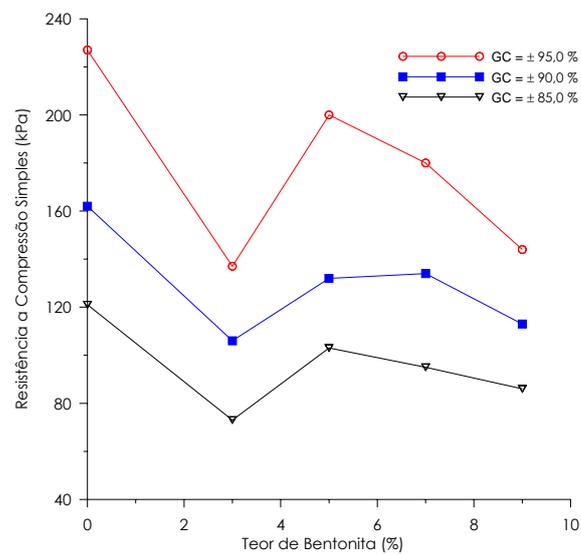


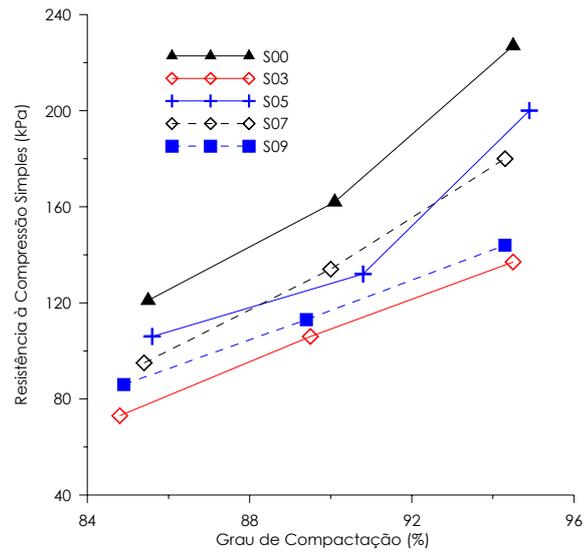
**Figura 5.52** – Círculo de Mohr para os ensaios de resistência à compressão simples (S09).

A seguir a Tabela 5.21 apresenta resumidamente os valores de resistência à compressão simples obtidos para o solo puro e para as misturas de solo – bentonita. A Figura 5.52 apresenta a variação da resistência à compressão simples com o teor de bentonita adicionado ao solo e a Figura 5.53 apresenta a variação da resistência à compressão simples com o grau de compactação dos corpos de prova.

**Tabela 5.21**– Resumo dos resultados de resistência à compressão simples.

Amostra	CP	GC (%)	RCS (kPa)
S00	01	85,5	121
	02	90,1	162
	03	94,5	227
S03	01	84,8	73
	02	89,5	106
	03	94,5	137
S05	01	85,6	106
	02	90,8	132
	03	94,9	200
S07	01	85,4	95
	02	90,0	134
	03	94,3	180
S09	01	84,9	86
	02	89,4	113
	03	94,3	144

**Figura 5.53** – Variação da resistência à compressão simples com o teor de bentonita.



**Figura 5.54** – Variação da resistência à compressão simples com o grau de compactação.



## 6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

---

### 6.1 CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

A variação da condutividade hidráulica com o acréscimo de bentonita apresentou-se dentro do comportamento previsto. O solo puro compactado apresentou valor médio de  $2,5 \times 10^{-4}$  cm/s, ou seja, dentro da ordem de grandeza esperada para um solo areno-argiloso. Para a mistura com 3 % de bentonita a condutividade hidráulica apresentou valor médio de  $5,6 \times 10^{-6}$  cm/s, enquanto que para a mistura com 5 % de bentonita o valor médio foi de  $2,6 \times 10^{-7}$  cm/s e para a mistura com 7 % de bentonita o valor médio foi de  $7,7 \times 10^{-8}$  cm/s. Os valores de condutividade hidráulica obtidos para as misturas se apresentaram bastante uniformes, não ocorrendo variações de ordem de grandeza para corpos de prova semelhantes.

A condutividade hidráulica apresentou-se menor para os maiores teores de bentonita utilizado nas misturas. Resultados semelhantes foram observados por Heineck (2002). Em seu trabalho, a condutividade hidráulica sofreu uma redução de  $3,2 \times 10^{-3}$  cm/s a  $5,2 \times 10^{-8}$  cm/s com a adição de bentonita em teores variando de 0 a 18 %.

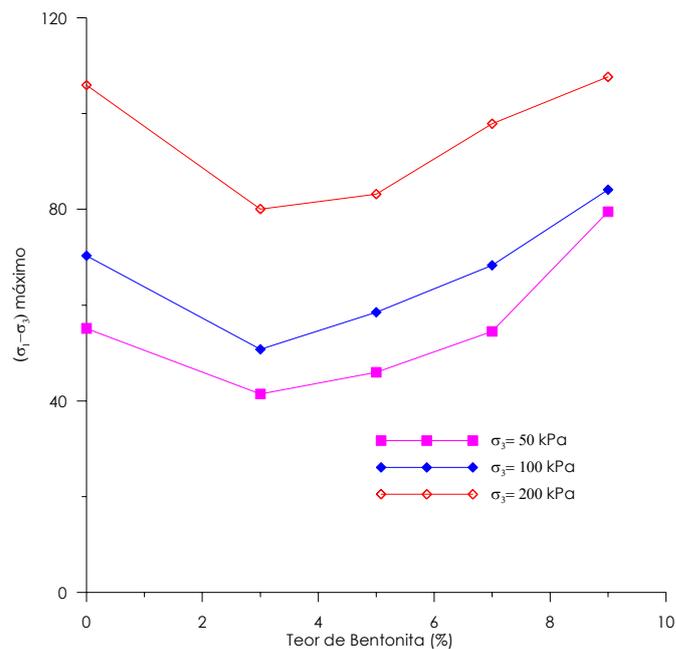
A maioria das legislações vigentes para a construção de barreiras impermeáveis, especifica valores máximos de condutividade hidráulica para solos compactados da ordem de  $10^{-7}$  cm/s. Assim, verifica-se que as misturas de solo com 5 % e 7 % de bentonita atendem a esta exigência. O solo puro e a mistura de solo com 3 % de bentonita ficaram acima dos valores de condutividade hidráulica aceitáveis.

Segundo os requisitos estabelecidos pela Cetesb (1993), as misturas com 5 % e 7 % de bentonita se apresentaram adequadas em relação aos valores de limite de liquidez ( $LL \geq 30$ ), índice de plasticidade ( $IP \geq 15$ ), e porcentagem de finos ( $\geq 30$ ).

## 6.2 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A análise dos gráficos da fase de adensamento mostra que a variação de volume que ocorre para as misturas apresenta-se superior à variação de volume do solo puro. Conseqüentemente, a fase de adensamento para as misturas de solo-bentonita torna-se mais prolongada do que para o solo puro. As maiores variações de volume ocorreram para as misturas com 9 % de bentonita, seguida pelas misturas com 7 % e 5 %. As misturas com 3 % apresentaram pouca influência exercida pela bentonita na fase de adensamento.

A Figura 6.1 apresenta a influência da bentonita na resistência do solo estudado. As curvas são plotadas utilizando-se a tensão de desvio ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) na ruptura versus o teor de bentonita. Nesta figura, para um determinado nível de tensão de confinamento, é mostrada a variação da resistência com o teor de bentonita adicionado ao solo estudado.



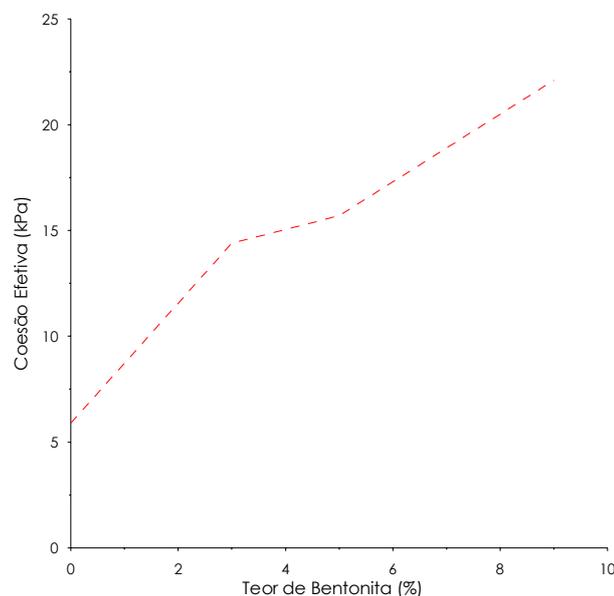
**Figura 6.1** – Tensão de desvio na ruptura em função do teor de bentonita adicionado ao solo.

A tensão de desvio na ruptura apresentou um comportamento similar para todas as tensões de confinamento. O solo puro apresentou tensão de desvio na ruptura superior às misturas com 3 %, 5 % e 7 % de bentonita. Para o caso das misturas com 9 % de bentonita ocorreu um acréscimo da tensão de desvio na ruptura em relação ao solo puro.

### 6.2.1 Parâmetros de Resistência

As envoltórias de resistência efetiva apresentadas indicam uma tendência ao acréscimo da coesão e a diminuição do ângulo de atrito, com a adição de bentonita em uma matriz de solo areno-argiloso. A coesão efetiva apresentou aumentos da ordem de 140 % a 170 % para os teores de 3 %, 5 % e 7 %, e para o teor de 9 % a coesão aumentou 275 %. O ângulo de atrito efetivo do material apresentou decréscimos da ordem de 35 % a 45 % para os teores de 3 % e 5 %, e para os teores de 7 % e 9 % diminuiu 25 %.

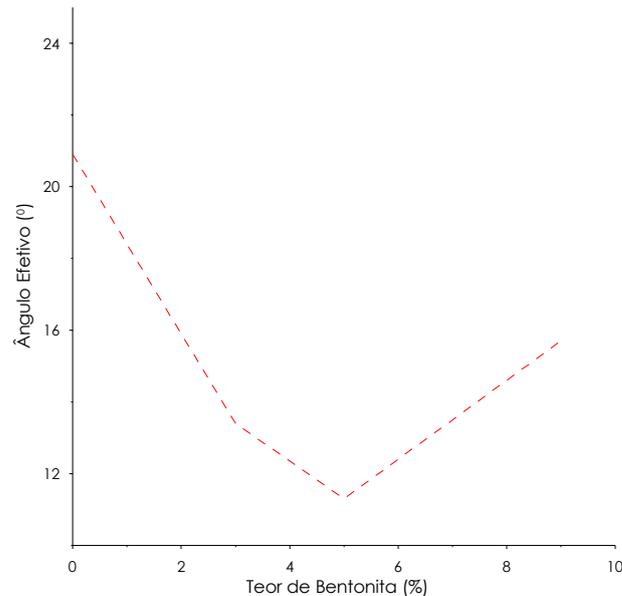
Ao analisar os parâmetros de resistência obtidos pela envoltória de tensões efetivas, verificou-se que a parcela de resistência devido à coesão é maior para o solo misturado com 9 % de bentonita, seguidos pelas misturas com 5 %, 7 % e 3 % de bentonita. O solo puro apresentou o menor valor de coesão obtido. Verifica-se assim que a bentonita influencia no aumento da quantidade de finos e conseqüentemente aumenta a parcela de coesão do solo. A Figura 6.2 apresenta a variação da coesão efetiva com o teor de bentonita adicionado ao solo.



**Figura 6.2** – Variação da coesão efetiva com o teor de bentonita adicionado ao solo.

Os valores baixos dos ângulos de atrito obtidos através dos ensaios triaxiais estão diretamente relacionados com o baixo grau de compactação que as amostras foram moldadas (GC = 85,0 %). O maior valor de ângulo de atrito efetivo obtido foi para o solo

puro, seguido pelas misturas com 9 %, 7 %, 3 % e 5 %. A mistura de bentonita ao solo puro de maneira geral ocasionou uma diminuição no ângulo de atrito efetivo do solo puro. No entanto os resultados obtidos não permitem inferir que o ângulo de atrito diminuiu com o aumento do teor de bentonita na mistura. A Figura 6.3 apresenta a variação do ângulo de atrito efetivo com o teor de bentonita da mistura.



**Figura 6.3** – Variação do ângulo de atrito efetivo com o teor de bentonita adicionado ao solo.

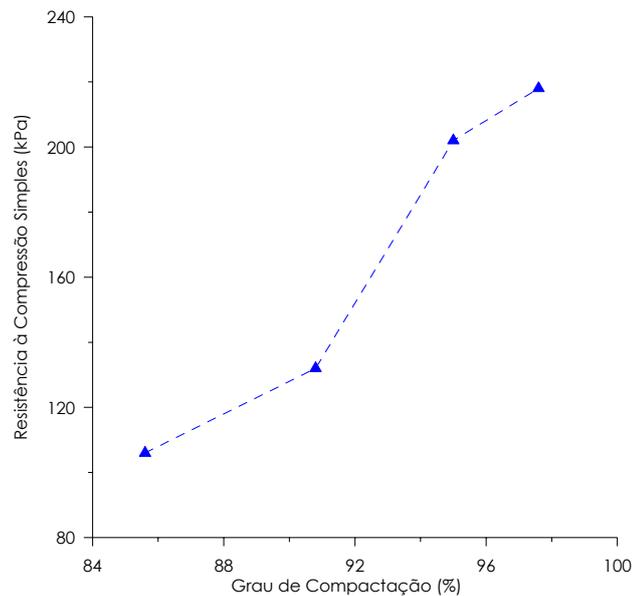
### 6.3 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

Os resultados correspondentes aos os ensaios de resistência à compressão simples possuem um significado limitado. Isso se deve ao fato de que o material ensaiado é constituído por uma porção significativa de areia e silte, que apresentam resistências maiores quando ensaiados sob tensão de confinamento (NBR 12770/92).

Comparando-se os resultados obtidos para os ensaios de resistência à compressão simples para o solo puro e para as misturas de solo – bentonita, verificou-se que o solo puro apresenta resistência superior às misturas, independentemente do grau de compactação utilizado. Em relação às misturas, os maiores valores de resistência à compressão simples foram observados para o teor de 5 % e os menores valores obtidos para a mistura com 3 % de bentonita.

Segundo estudos de Daniel e Wu (1993) o valor mínimo de resistência à compressão simples para a construção de barreiras impermeáveis deve ser de 200 kPa. Os autores verificaram que quanto maior o teor de umidade de moldagem menor é o valor de resistência à compressão simples obtida.

O valor de resistência à compressão simples obtido para o solo puro (GC= 94,5 %) foi de 227 kPa, e para a mistura com 5 % de bentonita (GC= 94,9 %) obteve-se 200 kPa de resistência à compressão simples. O valor encontrado para a mistura com 5 % encontra-se no limite de aceitação proposto por Daniel e Wu (1993). Assim, realizou-se um ensaio teste, aumentando-se o grau de compactação da mistura com 5 % de bentonita afim de se verificar o comportamento da resistência à compressão simples para grau de compactação superior a 95 %. A Figura 6.4 apresenta a variação da resistência à compressão simples com o grau de compactação para as misturas com 5 % de bentonita.



**Figura 6.4** – Variação da resistência à compressão simples com o grau de compactação para S05.

Observa-se uma tendência ao aumento da resistência à compressão simples com o aumento do grau de compactação dos corpos de prova com 5 % de bentonita. O valor máximo de resistência à compressão simples obtido foi de 218 kPa para corpos de prova com 97,5 % de grau de compactação.

Assim, a construção de barreiras impermeáveis utilizando-se 5 % de bentonita poderá atingir os valores mínimos de resistência à compressão simples, desde que construídas em campo tomando-se os devidos cuidados no que se refere:

- ao controle do grau de compactação;
- a hidratação da bentonita;
- homogeneização adequada; e
- execução da compactação em camadas de espessura reduzida.

## 7 CONCLUSÃO

---

A condutividade hidráulica do solo puro apresentou-se da ordem de  $10^{-4}$  cm/s, valor elevado quando comparado com o aceitável para a construção de barreiras impermeáveis, sendo que os resultados indicaram uma diminuição da condutividade hidráulica com o acréscimo de bentonita na mistura. Para os teores de 5 % e 7 % obtiveram-se valores de condutividade hidráulica da ordem de  $10^{-7}$  cm/s, ou seja dentro da faixa aceitável para a construção de barreiras impermeáveis. A determinação de um teor de bentonita adequado permite tornar o material solo-bentonita viável economicamente, uma vez que evita a utilização em quantidades superiores ao necessário, gerando uma economia na construção dessas barreiras.

No que se refere ao comportamento mecânico do material solo-bentonita, de uma maneira geral a coesão efetiva aumentou e o ângulo de atrito efetivo diminuiu com o teor de bentonita adicionado a mistura. O solo puro apresentou o menor valor de coesão efetiva obtido (5,9 kPa), enquanto que a mistura com 9 % apresentou o maior valor obtido (22,1 kPa). Em contrapartida, o solo puro apresentou o maior valor de ângulo de atrito efetivo (20,9 °), enquanto que a mistura com 5 % apresentou o menor valor obtido (11,3 °). A adição de bentonita ao solo, mesmo em pequenas quantidades, ocasiona o aumento quantidade de finos da amostra. Assim, conseqüentemente a coesão do solo aumenta e o ângulo de atrito diminui.

Através dos ensaios de resistência à compressão simples, verificou-se que para misturas de solo com 5 % de bentonita os valores obtidos podem se tornar satisfatórios para a construção de camadas impermeabilizantes desde compactados com grau de compactação igual ou superior a 95 %. Sendo assim, torna-se necessário um controle rigoroso em campo na fase de compactação da camada impermeabilizante.

A análise deste solo para a utilização em barreiras impermeáveis mostrou que as misturas na dosagem de 5 % e 7 % apresentaram comportamento adequado em termos de

condutividade hidráulica, e ainda permitiram atingir valores satisfatórios em termos de porcentagem de finos, limite de liquidez e índice de plasticidade. Verificou-se que em termos de resistência à compressão simples a mistura com 5 % de bentonita foi a única que apresentou-se dentro dos valores mínimos aceitáveis. Segundo constatações de Ferrari (2005) os valores obtidos em laboratório podem ser atingidos em campo desde que se adote como medidas de controle a hidratação da bentonita, a homogeneização da mistura, a redução da espessura da camada impermeabilizante e o controle do grau de compactação.

## **7.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS**

Através da revisão bibliográfica desenvolvida observou - se que o estudo sobre o emprego de camadas impermeabilizantes de solo – bentonita é um assunto bastante amplo e que envolve vários fatores condicionantes, estando bastante distante de ser concluído.

A importância do emprego de misturas de solo – bentonita como solução na construção de barreiras impermeáveis se deve à dificuldade de se encontrar solos locais adequados para a construção dessas barreiras, além de poder se tornar uma alternativa viável economicamente.

Dessa forma, sugere-se o desenvolvimento de novas pesquisas nesta área a fim de se aumentar o nível de conhecimento sobre as propriedades das misturas de solo – bentonita. Apresentam-se a seguir, algumas sugestões para a realização de trabalhos futuros:

- 1) Avaliar o comportamento hidráulico de misturas de solo – bentonita quando percoladas com outros tipos de líquidos. Sugere-se a utilização de lixiviados provenientes de aterros sanitários ou outro tipos de líquidos tais como o óleo diesel. Pretende-se assim verificar o comportamento da interação química entre a bentonita e o líquido, bem como a influência que ocorre na condutividade hidráulica.

- 2) Realizar ensaios de contração volumétrica em misturas de solo – bentonita, efeito bastante importante quando se trata de barreiras impermeáveis, a fim de quantificar o aparecimento de trincas e fissuras e avaliar o comportamento da condutividade hidráulica destas barreiras.
- 3) Realizar ensaios para a determinação da condutividade hidráulica ortogonal ao sentido da compactação. A obtenção da condutividade hidráulica nos dois sentidos permite determinar a anisotropia do material em estudo.



## 8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

ALONSO, T.P. **Condutividade hidráulica de solos compactados em ensaios com pêrmeametro de parede flexível**. 2005. 112 p. Dissertação de Mestrado, EESC-USP, São Carlos/SP.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D 4767**: Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils. ASTM International, West Conshohocken, USA, 13 p. 1995.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D 4439**: Standard Terminology for Geosynthetics. ASTM International, West Conshohocken, USA, 04 p. 1999.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D 5084**: Standard Test Method for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter. ASTM International, West Conshohocken, USA, 23 p. 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181 (MB 33)**: Solo - análise granulométrica. Rio de Janeiro, 13 p. 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: Grãos de solo que passam na peneira 4,8 mm – determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 8 p. 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182 (MB 33)**: Solo - ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 10 p. 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA. **NBR 7180 (MB 31)**: Solo - determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 3 p. 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459 (MB 30)**: Solo - determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 6p. 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10004**: Resíduos sólidos - classificação. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12770**: Solo coesivo - determinação da resistência à compressão não confinada. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 13896**: Aterros de resíduos não perigosos - critérios para projeto, implantação e operação – procedimento. Rio de Janeiro, 1997.

AZAMBUJA, R.M.B. **Comportamento mecânico e hidráulico de misturas de solo-cimento-bentonita para aplicação em barreiras verticais de contenção de contaminantes**. 2004.98 p. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre/RS.

BENSON, C.H.; DANIEL, D.E. Influence of clods on hydraulic conductivity of compacted clay. **Journal Geotechnical Engineering**., ASCE, v. 116, n.8.,1990, p. 1231 – 1248.

BIDONE, F.R.A.; POVINELLI, J. **Conceitos básicos de resíduos sólidos**. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, Projeto REENGE, 1999. 109 p.

BOUAZZA, A. Geosynthetic clay liners. **Geotextiles and Geomembranes**. V. 20, n.1 2002, p. 1-17.

BOUTWELL, G.P.; HEDGES, C. Evaluation of waste – retention liners by multivariate statistics. Proc., Twelfth In: CONF. ON. SOIL MECH. AND FOUNDATION ENGINEERING., Rio de Janeiro, Brazil, 2, p. 815 – 818, 1989.

BUENO, B.S.; BENVENUTO, C.; VILAR, O.M. Aplicação em Barreiras Impermeabilizantes. In: **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. São Paulo, Editora Edgard Bluncher, 2004, capítulo 13, p. 335 – 379.

CETESB- Companhia de tecnologia e de saneamento ambiental de São Paulo. **Resíduos sólidos industriais**. São Paulo/SP. 1993.

CHALERMYANONT, T.; ARRYKUL, S. Compacted sand-bentonite mixtures for hydraulic containment liners. **Songklanakarin j. sci. technol**, v.27, n.2, p. 314 – 323, 2005.

CRAIG,R.F. **Soil mechanics**. 1992. 427p. Fifth edition. Chapman & Hall, London.

D'APPOLONIA, D.J. Soil-bentonite slurry trench cutoff. **Journal of the geotechnical engineering division**, New York, v. 107, n.4, p. 393 – 409, 1980.

DANIEL, D.E.; TRAUTWEIN, S.J.; BOYNTON,S.S.;FOREMAM, D.E. Permeability testing with flexible-wall permeameters. **Geotechnical testing journal**, v.7, n.3, p. 113 – 122, set. 1984.

DANIEL, D.E. Clay liners. In: DANIEL, D.E. **Geotechnical practice for waste disposal**. London, Chapman & Hall, 1993, chapter 1, p. 3 - 14.

DANIEL, D.E.; WU, Y.K. Compacted clay liners and covers for arid sites. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 119, n.2, p. 223 – 237, fev. 1993.

DANIEL, D.E.; KOERNER, R.M. **Waste containment facilities: guidance for construction, quality assurance and quality control of liner and cover system**. ASCE, New York, 1995. 354 p.

DOURADO, K.A. **Condutividade hidráulica de materiais de baixa permeabilidade: desenvolvimento, construção e teste de um sistema de medida**. 2003. 89 p. Dissertação de Mestrado, EESC- USP, São Carlos/SP

ENGEPCORPS – Corpo de Engenheiros Consultores. Rel: 064-SS0-NOD-B173. **Estado da arte dos aterros sanitários** – Partell, 26/04/96. São Paulo/SP, 1996, 233 p.

FERRARI, A.A.P. **Viabilidade da utilização de silte compactado como material de impermeabilização em aterros de resíduos**. 2005. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo/SP.

GLEASON, N.H.; DANIEL, D.E.; EYKHOLT, G.R. Calcium and sodium bentonite for hydraulic containment applications. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering**, ASCE, New York, v. 123, n. 5, p. 438 – 445, 1997.

HEAD, K. **Manual of soil laboratory testing**. London: Pentech press, v.3, p. 712, 1986.

HEINECK, K.S. **Estudo do comportamento hidráulico e mecânico de materiais geotécnicos para barreiras horizontais impermeáveis**. 2002. 251 p. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre/RS.

IBGE- Pesquisa nacional de saneamento básico 2000. Disponível em <http://www.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/condicaodevida/pnsb/default.shtm>.

Acesso em 23 jan. 2007.

KHERA, R.P. Calcium bentonite, cement slag and fly ash as slurry wall material. In: GEOENVIRONMENT 2000 – CHARACTERIZATION, CONTAINMENT, REMEDIATION AND PERFORMANCE IN ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, 1995, New Orleans. **Proceedings...** Geotechnical special publication n. 46, ASTM, v.1, 2v, p. 1237 – 1249.

LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. **Soil mechanics, SI version**. New York, John Wiley and Sons Inc. 553 p. 1969.

LEITE, J.C.; ZUQUETTE, L. **Prevenção da contaminação e poluição de aquíferos: a utilização de liners**. Boletim de Geociências, São Paulo, V.14 (1), p. 167 – 178, 1995.

LIMA, L.M.Q. **Tratamento de lixo**. São Paulo: Hermus Editora Ltda., 1985. 240 p.

MACAMBIRA, I.Q. **Comportamento hidráulico de alguns solos lateríticos para uso como barreira impermeável**. 2002. 117 p. Dissertação de Mestrado, EESC – USP, São Carlos/SP

MESRI, G.; OLSON, R.E. Mechanisms controlling the permeability of clays. **Clays and clays minerals**, v. 19, 1971.

MITCHELL, J.K.; HOOPER, D.R.; CAMPANELLA, R.G. Permeability of compacted clay. **Journal soil mechanics and foundations div.**, ASCE, 91 (SM4), p. 41 – 65, 1965.

MITCHELL, J.K. Fundamentals of soil behavior. 2ª edição. Berkeley: John Wiley & Sons, 1993. 437 p.

NOGUEIRA, J.B. **Mecânica dos solos – ensaios de laboratório**. São Carlos: Serviços gráficos - EESC – USP), 2005. 248 P.

OLSON, R.E.; DANIEL, D.E. **Measurement of the hydraulic conductivity of fine-grained soils, permeability and groundwater contaminant transporte.** ASTM STP 746, T.F. Zimme and C.O. Riggs, Eds., American society for testing and materials, Philadelphia, pp. 18 – 64. 1981.

PEJON, O.J. **Mapeamento geotécnico da folha de Piracicaba (escala 1: 100.000): Estudo de aspectos metodológicos, de caracterização e de apresentação dos atributos.** 1992. 213 p. Vol.1. Tese de Doutorado, EESC-USP, São Carlos/SP.

PINTO, C.S. **Curso básico de mecânica dos solos.** São Paulo, Oficina de textos, 2000. 247 p.

Plano estadual de recursos hídricos: primeiro plano do estado de São Paulo. São Paulo, 1990. 97p.

ROWE, R.K. Barrier Systems. In: **Geotechnical and geoenvironmental engineering handbook.** Ontario, Kluwer academic publishers, 2000, chapter 25, p. 739 – 788

SANTOS, P.S. **Ciência e tecnologia de argilas.** 2ª edição. São Paulo: Editora Edgar Blucher Ltda, 1989. 408 p.

SEDU-Manual de gerenciamento integrado de resíduos sólidos. Disponível em <http://www.resol.com.br/cartilha4/apresentacao/apresentacao.asp>. Acesso em 14 nov. 2006.

SHARMA, H.D.; LEWIS, S.P. **Waste containment system, waste stabilization, and landfills, desing and evaluation.** Wisley Interscience Publication, p.588, 1994.

VILAR, O.M. **Mecânica dos solos – apostila de resistência ao cisalhamento.** São Carlos: EESC/ USP), 2005.196 P.

# Livros Grátis

( <http://www.livrosgratis.com.br> )

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)  
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)  
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)  
[Baixar livros de Matemática](#)  
[Baixar livros de Medicina](#)  
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)  
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)  
[Baixar livros de Meteorologia](#)  
[Baixar Monografias e TCC](#)  
[Baixar livros Multidisciplinar](#)  
[Baixar livros de Música](#)  
[Baixar livros de Psicologia](#)  
[Baixar livros de Química](#)  
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)  
[Baixar livros de Serviço Social](#)  
[Baixar livros de Sociologia](#)  
[Baixar livros de Teologia](#)  
[Baixar livros de Trabalho](#)  
[Baixar livros de Turismo](#)