

**COMPORTAMENTO MECÂNICO E HIDRÁULICO DE MISTURAS  
DE SOLO-CIMENTO-BENTONITA PARA A APLICAÇÃO EM  
BARREIRAS VERTICAIS DE CONTENÇÃO DE CONTAMINANTES**

**RAFAEL MENNA BARRETO AZAMBUJA**

Dissertação apresentada ao corpo docente do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para a obtenção do grau de **Mestre em Engenharia**.

Porto Alegre

Março de 2004

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de mestre em engenharia e aprovada em sua forma final pelo orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil / UFRGS.

---

Prof. Nilo Cesar Consoli  
Orientador

---

Prof. Karla Salvagni Heineck  
Orientadora

---

Prof. Américo Campos Filho  
Coordenador do PPGEC

## **BANCA EXAMINADORA**

- Prof. Antônio Thomé  
D.Sc. Universidade Federal do Rio Grande do Sul

- Prof. Marcio Muniz de Farias  
Ph.D. University of Wales Swansea – Reino Unido

- Prof. Wai Ying Yuk Gehling  
Dra. Universitat Politècnica de Catalunya – Espanha

*Dedico este trabalho aos meus pais, Eurico e Maria e à memória dos meus avós, Luis Carlos e Beatriz*

## AGRADECIMENTOS

Agradeço principalmente aos meus pais, Eurico e Maria, que me apoiaram em todos os momentos desse trabalho. Obrigado pelo exemplo de perseverança e otimismo que me transmitiram principalmente durante os anos de 2002 e 2003.

Ao Marcelo, meu irmão mais velho, pelo companheirismo.

À Carla Nascimento, minha namorada, por todo amor, apoio, compreensão e paciência que demonstrou, especialmente, nas fases difíceis do meu trabalho. Eu te amo.

Agradeço de uma forma muito pessoal aos meus orientadores Prof. Nilo César Consoli e Karla Salvagni Heineck, pelo tamanho interesse e dedicação, pela disponibilidade, pelas ótimas idéias, pelo entusiasmo e compreensão nas conversas a cada resultado obtido, pelo apoio e otimismo nas horas difíceis e, sobretudo pela amizade.

A todos os professores do PPGEC/UFRGS pelos ensinamentos ministrados e pela amizade adquirida.

A todos os meus colegas de mestrado e doutorado em geral, pela amizade, companheirismo, convivência e trocas de idéias ao longo de todo esse tempo, especialmente a Rodrigo Caberlon, Rodrigo Lovato, Rodrigo Malysz, Rodrigo Silveira, Alexandre Knop, Diana Azambuja, Danielle Clerman, Cláudio Dias, Carol, Eli, Diego Vendramini, Raymundo e Leandro.

Ao doutorando e colega Maciel Donato por ter me ensinado a montar o equipamento de ensaio triaxial.

Aos bolsistas de iniciação científica Alice Candido e Ênio (Tigrão) pela ajuda prestada na moldagem e preparação dos corpos de prova, e principalmente, pelas conversas bem humoradas. Não esquecendo de todos os outros bolsistas, pela amizade e ajudas dispensadas no laboratório.

Aos funcionários do PPGEC, em especial ao Seu Jair Floriano da Silva, pela ajuda e colaboração na realização dos ensaios e, sobretudo pela ajuda quando aconteciam alguns imprevistos com os equipamentos. E também ao seu Ivan Ribas e ao Seu João Diniz, sempre de bem com a vida elevando o astral de todos no laboratório.

Ao CNPq, que financiou o desenvolvimento da pesquisa.

## SUMÁRIO

<b>LISTA DE FIGURAS</b> .....	ix
<b>LISTA DE TABELAS</b> .....	xii
<b>LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS</b> .....	xiii
<b>RESUMO</b> .....	xv
<b>ABSTRACT</b> .....	xvi

<b>CAPÍTULO 1</b> .....	1
<b>INTRODUÇÃO</b> .....	1
1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA .....	1
1.2. OBJETIVOS .....	2
1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE .....	3

<b>CAPÍTULO 2</b> .....	5
<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	5
2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	5
2.2 SLURRY WALLS .....	5
<b>2.2.1 Barreiras de solo-bentonita</b> .....	6
2.2.1.1- Escavação do trecho .....	7
2.2.1.2 Preparação da lama bentonítica .....	10
2.2.1.3 Preparação e colocação do <i>Backfill</i> .....	11
2.2.1.4 Limpeza da área .....	12
<b>2.2.2 Barreiras de cimento-bentonita</b> .....	12
2.2.2.1 Escavação do trecho .....	13
2.2.2.2 Mistura da lama de cimento-bentonita .....	15
2.2.2.3 Tratamento do topo da escavação .....	18

2.2.2.4	Limpeza da área.....	18
<b>2.2.3</b>	<b>Barreiras de solo-cimento-bentonita .....</b>	<b>19</b>
2.2.3.1	Escavação do trecho.....	19
2.2.3.2	Mistura do <i>Backfill</i> .....	19
2.4	PROPRIEDADES HIDRÁULICAS.....	21
2.4.1.	Misturas de Solo-Bentonita .....	21
2.4.2.	Misturas de Cimento-Bentonita .....	23
2.4.3.	Misturas de Solo-Cimento-Bentonita .....	24
2.5	PROPRIEDADES MECÂNICAS .....	26
2.5.1	Parâmetros que influenciam a resistência ao cisalhamento das argilas .....	26
2.5.2	Misturas de Solo-Bentonita .....	26
2.5.3	Misturas de Cimento-Bentonita .....	29
2.5.4	Misturas de Solo-Cimento-Bentonita .....	30
2.6	- EFEITO DOS POLUENTES NAS BARREIRAS DE CONTAMINANTES.....	30
2.6.1	Solo-Bentonita .....	30
2.6.2	Cimento-Bentonita.....	32
<b>CAPÍTULO 3</b>	.....	<b>33</b>
<b>PROGRAMA EXPERIMENTAL</b>	.....	<b>33</b>
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	33
3.2	ENSAIOS PRELIMINARES DE CARACTERIZAÇÃO .....	34
3.2.1	Caracterização Física dos Materiais.....	34
3.3	DEFINIÇÃO DA DOSAGEM DOS MATERIAIS NAS MISTURAS .....	34
3.4	ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS MATERIAIS .....	36
3.4.1	Ensaio de Compressão não-confinada .....	36
3.4.2	Ensaio Triaxiais.....	36
3.5	ESTUDO DO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO .....	38
3.5.1	Condutividade Hidráulica.....	38

3.6 VARIÁVEIS DE RESPOSTA.....	38
3.7 MATERIAIS UTILIZADOS NA PESQUISA .....	40
<b>3.7.1 Solo</b> .....	40
<b>3.7.2 Bentonita</b> .....	42
<b>3.7.3 Cimento</b> .....	44
<b>3.7.4 Água</b> .....	44
3.8 MÉTODOS UTILIZADOS .....	44
<b>3.8.1 Coleta e preparação dos materiais</b> .....	45
<b>3.8.2 Preparação dos corpos de prova</b> .....	45
<b>3.8.3 Ensaios de caracterização</b> .....	46
<b>3.8.4 Ensaios de Compressão não-confinada</b> .....	46
<b>3.8.5 Ensaios Triaxiais</b> .....	46
<b>3.8.6 Condutividade Hidráulica</b> .....	48
<b>CAPÍTULO 4</b> .....	50
<b>APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS</b> .....	50
4.1 COMPORTAMENTO MECÂNICO E HIDRÁULICO DAS MISTURAS DE SOLO-BENTONITA (SB) .....	51
<b>4.1.1 Comportamento mecânico das misturas de SB</b> .....	51
<b>4.1.2 Comportamento hidráulico de misturas de SB</b> .....	55
4.2 COMPORTAMENTO MECÂNICO E HIDRÁULICO DE MISTURAS DE SOLO-CIMENTO-BENTONITA (SCB) .....	56
<b>4.2.1 Comportamento mecânico das misturas de SCB</b> .....	56
4.2.1.1 Teor de bentonita de 6% .....	56
4.2.1.2 Teores de bentonita de 15 e 18%.....	69
<b>4.2.2 Comportamento hidráulico das misturas de SCB</b> .....	76
4.2.2.1 Teor de bentonita de 6% .....	76
4.2.2.2 Teor de bentonita de 15% e 18%.....	78
4.3 ANÁLISE GLOBAL .....	79

<b>4.3.1 Comportamento mecânico das misturas de SB e SCB .....</b>	<b>79</b>
<b>4.3.2 Comportamento hidráulico das misturas de SB e SCB .....</b>	<b>86</b>
4.3.2.1 Influência do teor de cimento .....	86
4.3.2.2 Influência do teor de bentonita .....	87
4.3.2.3 Influência da presença do cimento .....	87
<b>CAPÍTULO 5 .....</b>	<b>89</b>
<b>CONCLUSÕES .....</b>	<b>89</b>
5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	89
5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	91
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>93</b>

## LISTA DE FIGURAS

- Figura 2.1 – Formação do *filter cake*: (a) deposição das partículas coloidais nos vazios do solo; (b) filtração da lama por diferença de pressões; (c) formação do filme protetor ao longo da face da escavação (Fonte: Xanthakos, 1979). .....8
- Figura 2.2– Trecho da escavação preenchido com lama bentonítica (Fonte: [www.escalera.com/safelevee/slurrywallsac.htm](http://www.escalera.com/safelevee/slurrywallsac.htm)) .....9
- Figura 2.3 – Processo construtivo das barreiras de solo-bentonita (Fonte: Baxter, 2000) ...11
- Figura 2.4 –Barreira de cimento-bentonita sem cobertura (Fonte: [www.mdhsolutions.com/services/agrium.html](http://www.mdhsolutions.com/services/agrium.html)).....18
- Figura 2.5 – Lançamento da mistura de solo-cimento-bentonita para dentro do trecho de escavação. (Fonte: Ryan & Day, 2002).....20
- Figura 2.6– Comportamento tensão-deformação e resistência para diferentes graduações de solo-bentonita (Fonte: D’Appolonia, 1980). .....28
- Figura 3.1 – Localização da jazida de solo residual de arenito Botucatu (Thomé, 1999). ...40
- Figura 3.2 – Curva granulométrica do solo residual de arenito Botucatu (Thomé, 1999). ..42
- Figura 3.3 – Curva granulométrica da bentonita sódica com o uso de defloculante.....43
- Figura 4.1 – Comportamento tensão e variação de poro-pressão versus deformação axial para misturas de solo-bentonita com teor de bentonita de 18%.....52
- Figura 4.2 – Influência do teor de bentonita no comportamento tensão desvio e poro-pressão versus deformação axial para uma tensão confinante de 20 kPa.....53
- Figura 4.3 – Variação do Módulo Secante em função das deformações axiais para amostras de SB com um teor de bentonita de 18% e tensões de confinamento de 20, 60 e 100 kPa.....54
- Figura 4.4 – Variação do Módulo Secante para deformação axial de 0,1% em função das tensões de confinamento.....54
- Figura 4.5 – Trajetória de tensões de misturas de SB com teor de bentonita de 18% .....55
- Figura 4.6 – Comportamento tensão desvio e poro-pressão versus deformação axial para as misturas de SCB com teor de bentonita de 6%: (a)  $a/c = 2$ , (b)  $a/c = 4$  e (c)  $a/c = 6$ ....58

Figura 4.7 – Influência do fator água-cimento no comportamento tensão desvio e poro - pressão versus deformação axial.....	59
Figura 4.8 – Influência da tensão confinante no comportamento mecânico das amostras de solo-cimento-bentonita com teor de umidade de 150%: (a) $a/c = 2$ ; (b) $a/c = 4$ e (c) $a/c = 6$ .....	59
Figura 4.9 – Variação do módulo secante em função das deformações axiais para diferentes fatores água-cimento.....	62
Figura 4.10 – Variação do módulo secante para uma deformação axial de 0,1% em função das tensões de confinamento para corpos de prova com teor de umidade de 150%. ...	62
Figura 4.11 – Trajetória de tensões das misturas de SCB para diferentes teores de umidade sob uma tensão de confinamento de 20 kPa: (a) $a/c = 2,0$ ; (b) $a/c = 4,0$ e (c) $a/c = 6,0$ .....	64
Figura 4.12 – Trajetória de tensões efetivas para corpos de prova com $\omega = 150\%$ : (a) $a/c = 2$ , (b) $a/c = 4$ e (c) $a/c = 6$ .....	64
Figura 4.13 – Influência do teor de umidade na resistência à compressão não-confinada das misturas de SCB: (a) $a/c = 2$ , (b) $a/c = 4$ e (c) $a/c = 6$ . .....	67
Figura 4.14 – Influência do fator água-cimento na resistência à compressão não-confinada das misturas de SCB para corpos de prova com $\omega = 80\%$ .....	68
Figura 4.15 – Influência do fator água-cimento no comportamento tensão e variação de poro-pressão versus deformação axial – 15% de teor de bentonita. ....	70
Figura 4.16 – Influência da tensão de confinamento no comportamento tensão desvio e poro-pressão versus deformação axial - 15% de teor de bentonita.....	70
Figura 4.17 – Influência do fator água-cimento no comportamento tensão e variação de poro-pressão versus deformação axial para uma tensão confinante de 20 kPa – 18% de teor de bentonita. ....	72
Figura 4.18 – Influência da tensão de confinamento no comportamento tensão desvio e poro-pressão versus deformação axial para corpos de prova com $a/c = 6$ - 18% de teor de bentonita. ....	73
Figura 4.19 – Variação do Módulo secante em função da deformação axial para uma tensão confinante de 20kPa: (a) 15% de teor de bentonita e (b) 18% de teor de bentonita.....	74
Figura 4.20 – Variação do Módulo secante em função da tensão de confinamento para uma deformação axial de 0,1%: (a) teor de bentonita de 15% e (b) teor de bentonita de 18%. ....	74

Figura 4.21 – Trajetória de tensões das misturas de SCB para diferentes fatores água-cimento sob uma tensão de confinamento de 20 kPa: (a) teor de bentonita de 15% e (b) teor de bentonita de 18% . . . . .	75
Figura 4.22 – Trajetória de tensões efetivas das misturas SCB em função das tensões confinantes para corpos de prova com $a/c = 6$ : (a) teor de bentonita de 15% e (b) teor de bentonita de 18% . . . . .	76
Figura 4.23 – Influência do teor de umidade na condutividade hidráulica das misturas de solo-cimento-bentonita para um teor de bentonita de 6% . . . . .	77
Figura 4.24 – Influência do teor de bentonita no comportamento tensão desvio e variação de poro-pressão versus deformação axial das amostras de solo-cimento-bentonita: (a) $a/c = 2$ , (b) $a/c = 4$ e (c) $a/c = 6$ . . . . .	80
Figura 4.25 – Influência da presença de cimento no comportamento tensão desvio e variação de poro-pressão versus deformação axial das amostras de solo-cimento-bentonita . . . . .	80
Figura 4.26 – Influência do teor de bentonita na variação da rigidez inicial para $a/c = 2$ . . . . .	82
Figura 4.27 – Trajetória de tensões das misturas de SCB para diferentes teores de bentonita sob uma tensão de confinamento de 20 kPa: (a) $a/c = 2$ , (b) $a/c = 4$ e (c) $a/c = 6$ . . . . .	83
Figura 4.28 – Comparação entre trajetórias efetivas de corpos de prova de SB e SCB com teor de bentonita de 18% para uma tensão confinante de 20kPa. . . . .	84
Figura 4.29 – Trajetórias de tensões das misturas de SCB com $a/c = 6$ para diferentes tensões de confinamento: (a) 20 kPa, (b) 60 kPa e (c) 100 kPa. . . . .	84
Figura 4.30 - Envoltórias de resistência de pico das misturas de solo-cimento-bentonita com fator água-cimento 6, teor de umidade de 80% e teores de bentonita de 6, 15 e 18% .85	
Figura 4.31 - Comparação das envoltórias de ruptura entre as misturas de solo-bentonita e solo-cimento-bentonita. . . . .	85
Figura 4.32 – Influência do fator água-cimento na condutividade hidráulica das misturas com de teor de umidade 80% . . . . .	86
Figura 4.33 – Influência do teor de bentonita na condutividade hidráulica das misturas de solo-cimento-bentonita para um teor de umidade de 80% . . . . .	87
Figura 4.34 – Influência do cimento na condutividade hidráulica das misturas com teor de bentonita de 18% e teor de umidade 80% . . . . .	88

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Influência da pequena variação da proporção de bentonita sobre o tempo necessário para o início das reações na mistura de cimento-bentonita (Fonte: Li et al,1989).....	17
Tabela 2.2 – Dosagem de materiais aplicados em misturas de cimento e bentonita (Fonte: Andromalos & Fisher, 2001).....	17
Tabela 2.3 – Dosagem de materiais aplicados em misturas de solo-cimento-bentonita (Fonte: Ryan & Day, 2002).....	21
Tabela 3.1 – Dosagens das misturas de SCB.....	35
Tabela 3.2 – Variáveis Investigadas no programa de ensaios de compressão não-confinada .....	36
Tabela 3.3 – Variáveis Investigadas no programa de ensaios de triaxiais para misturas de solo-cimento-bentonita .....	37
Tabela 3.4 – Variáveis Investigadas no programa de ensaios de condutividade hidráulica.....	38
Tabela 3.5 – Índices Físicos do SRAB (Fonte: Thomé, 1999).....	41
Tabela 3.6 – Índices Físicos da Bentonita .....	43
Tabela 4.1 – Resumo dos resultados dos ensaios executados para amostras de SCB com teor de bentonita de 6% . .....	68
Tabela 4.2 – Comparação dos resultados obtidos entre os ensaios de compressão não-confinada e ensaios triaxiais CIU.....	68
Tabela 4.3 – Resumo dos ensaios executados .....	69
Tabela 4.4 –Parâmetros das misturas de SCB .....	78

## LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

A	Área transversal da amostra
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CB	Cimento-Bentonita
CID	Ensaio triaxial convencional adensado drenado
CIU	Ensaio triaxial convencional adensado não-drenado
$D_{10}$	Diâmetro efetivo
$D_{50}$	Diâmetro médio
$\Delta H$	Carga hidráulica
$E_s$	Módulo de deformação secante
EPA	Environmental Protect Agency - USA
G	Massa específica real dos grãos
IP	Índice de plasticidade
L	Altura da amostra
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
PCA	Portland Cement Association
Q	Taxa de fluxo através da amostra
$R^2$	Coefficiente de determinação
SB	Solo-Bentonita
SCB	Solo-Cimento-Bentonita
a/c	Fator água-cimento
B	Parâmetro de poro-pressão de Skempton
c	Teor de cimento
c'	Coesão efetiva do solo
i	Gradiente hidráulico
k	Coefficiente de condutividade hidráulica

$s'$	Tensão efetiva normal média
$t$	Tensão desvio
$u$	Porosidade
$\varepsilon_a$	Deformação axial
$f'$	Ângulo de atrito interno efetivo de pico
$s_3$	Tensão confinante
$s_a$	Tensão total axial
$s_r$	Tensão total radial
$s'_a$	Tensão efetiva axial
$s'_r$	Tensão efetiva radial
$\omega$	Umidade

## RESUMO

### **COMPORTAMENTO MECÂNICO E HIDRÁULICO DE MISTURAS DE SOLO-CIMENTO-BENTONITA PARA A APLICAÇÃO EM BARREIRAS VERTICAIS DE CONTENÇÃO DE CONTAMINANTES**

O presente trabalho tem como objetivo investigar o comportamento hidráulico e mecânico de misturas de solo-bentonita (SB) e de solo-cimento-bentonita (SCB), bem como analisar a influência da variação do teor de bentonita e cimento com a finalidade de propiciar resultados capazes de auxiliar para um projeto construtivo de barreiras verticais de contaminantes. O programa experimental consistiu na realização de ensaios de compressão não-confinada, ensaios triaxiais convencionais adensados não-drenados (CIU) e ensaios de condutividade hidráulica a fim de se estudar o comportamento das misturas de SB e SCB em termos de tensão-deformação-resistência e permeabilidade. Foram analisados diferentes fatores água-cimento, teores de umidade, tensões confinantes. Também foi avaliado o comportamento desses materiais através da definição de três valores distintos de teor de bentonita nas amostras de SCB. Já para as amostras de SB foram avaliados dois teores de bentonita. Em um primeiro instante, os resultados dos ensaios realizados para cada tipo de mistura foram analisados separadamente. A análise global dos resultados permitiu identificar as alterações provocadas na resistência, deformabilidade e condutividade hidráulica pela variação dos parâmetros. Os resultados dos ensaios de compressão não-confinada demonstraram que a variação do teor de umidade não implicou na variação de resistência ao cisalhamento de pico para amostras com mesmo fator água-cimento. Os ensaios CIU indicaram que o aumento do teor de bentonita nas amostras acarretou em um aumento da resistência ao cisalhamento de pico e da rigidez do material. A condutividade hidráulica das misturas de SB apresentaram valores inferiores em relação às misturas de SCB

## **ABSTRACT**

### **MECHANICAL AND HYDRAULIC BEHAVIOR OF SOIL-CEMENT-BENTONITE MIXES SEEKING ITS USE IN VERTICAL CUTOFF WALLS**

The objective of this work is to study the mechanical and hydraulic behavior of soil-cement-bentonite (SCB) and soil-bentonite (SB) mixes, as well as to investigate the influence of bentonite and cement contents with the purpose of providing results capable of helping the design of vertical cutoff walls. Unconfined compression tests, undrained triaxial tests (CIU) and hydraulic conductivity tests were carried out in order to study the SCB and SB mixes behavior in stress-strain-strength and permeability terms. Different water-cement ratios, water contents and confining pressures were analysed. The influence of bentonite content variation was also evaluated. Three different bentonite contents were analysed to SCB mixes, while for SB mixes only two were considered. The global analysis of the results allowed to identify changes in strength, strain and permeability due to parameter variation. The result of the unconfined compression test demonstrated that a water content alteration did not cause any change in strength of samples with the same water-cement ratio. The results of the CIU tests indicated that an increase in bentonite content caused an increase in strength and stiffness of the SCB and SB mixes. The results of hydraulic conductivity tests revealed that SCB mixes had higher permeability than SB mixes.

## CAPÍTULO 1

### INTRODUÇÃO

#### 1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

A mistura de solo-cimento-bentonita é a combinação de uma matriz de solo, Cimento Portland, bentonita sódica e uma quantidade adequada de água, de tal maneira que a mistura apresente uma baixa consistência. Essas misturas estão sendo cada vez mais utilizadas como materiais constituintes de barreiras verticais de contenção de contaminantes. As barreiras têm a finalidade de evitar a contaminação do lençol freático ou de áreas específicas através de seu confinamento, de tal forma que impeça o contato com as plumas de contaminantes encontradas no solo. Essas plumas podem ser geradas de várias maneiras: vazamento de tanques de combustível, rompimento de canos, despejo de produtos químicos inadequados, etc. Existem várias técnicas de construção dessas barreiras, mas para este trabalho dará ênfase ao método de construção tipo *slurry wall*.

Desde da década de 40, as *slurry walls* tem sido empregadas com o objetivo de confinar o lençol freático. A partir dos anos 70, essas barreiras começaram a ser aplicadas na Geotecnia Ambiental, com o propósito do confinamento do lençol freático contaminado.

É uma técnica que tem sido largamente utilizada na Europa e nos Estados Unidos, devido à sua rápida execução e baixos custos.

Apesar de ser um método construtivo bastante difundido, são bastante escassos os dados de parâmetros publicados na literatura, tanto nacional quanto internacional, a respeito das propriedades mecânicas e hidráulicas dos materiais componentes e sobre o seu desempenho após a completa execução da obra.

Propõe-se no presente trabalho, a análise do comportamento mecânico e hidráulico de um material compósito constituído de uma matriz de solo residual areno-siltoso, junto com o cimento Portland CP V (ARI) e a bentonita sódica, bem como somente solo e bentonita sódica, visando o uso como material de preenchimento de barreiras de contenção de contaminantes do tipo *slurry wall*.

A condutividade hidráulica é a principal preocupação no projeto das barreiras de contenção, entretanto, a seleção do material para a composição da barreira é essencial, uma vez que existem outros parâmetros de igual importância para o projeto de engenharia, tais como a resistência, o custo e os métodos construtivos utilizados. Por isso, a escolha correta dos materiais, bem como sua dosagem é de suma importância.

## 1.2. OBJETIVOS

O presente trabalho tem como objetivo investigar o comportamento hidráulico e mecânico de misturas de solo-bentonita e de solo-cimento-bentonita com a finalidade de propiciar resultados capazes de auxiliar um projeto construtivo de barreiras verticais de contaminantes. Serão avaliados vários tipos de misturas de solo-cimento-bentonita e solo-bentonita, com o propósito de se definir teores de cimento e teores de bentonita, capazes de atender as exigências mínimas de resistência e condutividade hidráulica de uma barreira vertical de contenção de contaminantes.

A partir do objetivo geral os seguintes objetivos específicos foram estabelecidos:

- Analisar o comportamento das misturas solo-cimento-bentonita e solo-bentonita em termos de tensão-deformação-resistência para diferentes tensões confinantes, como também diferentes fatores água-cimento;

- Estudar a influência do teor de cimento na condutividade hidráulica e na resistência para as várias dosagens das misturas de solo-cimento-bentonita;
- Investigar a influência do teor de bentonita na condutividade hidráulica, na resistência e na rigidez para diferentes amostras de solo-bentonita e solo-cimento-bentonita.
- Comparar o comportamento das misturas com cimento (solo-cimento-bentonita) e sem cimento (solo-bentonita).

### 1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE

O presente trabalho será dividido em cinco capítulos, a seguir descritos: (1) identificação do problema e objetivos da pesquisa; (2) revisão da literatura existente sobre o assunto; (3) planejamento e execução do programa experimental de laboratório; (4) análise e discussão dos resultados e (5) conclusões.

O primeiro capítulo consiste na discussão a respeito das vantagens e dos problemas relacionados ao comportamento das misturas de solo-cimento-bentonita e solo-bentonita. A partir disso formulou-se um projeto de pesquisa, cujos objetivos foram apresentados no item 1.2.

O segundo capítulo consiste na revisão bibliográfica disponível, nacional e internacional, a respeito do tema desta dissertação, priorizando trabalhos científicos que pudessem fornecer subsídios para o desenvolvimento de um programa experimental adequado à pesquisa proposta.

O terceiro capítulo apresenta a descrição do programa experimental de laboratório, com a apresentação dos métodos utilizados, a definição dos materiais utilizados na pesquisa e os detalhes acerca da preparação dos corpos de prova.

No Capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos, bem como são feitas as análises e estabelecidas discussões dos ensaios de laboratório, buscando o entendimento das características mecânicas e hidráulicas das misturas de solo-cimento-bentonita e solo-bentonita, assim como a influência do teor de cimento e de bentonita no comportamento da mistura.

A conclusão de todo o conhecimento adquirido é apresentada no Capítulo 5, onde estão dispostas as principais informações coletadas durante as etapas anteriores, apresentando-se as conclusões do trabalho e feitas sugestões para as próximas pesquisas.

## CAPÍTULO 2

### REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

#### 2.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Nesta parte do trabalho será apresentada uma revisão da literatura sobre as barreiras de contenção tipo *slurry wall*, fazendo uma abordagem completa sobre cada variação do método, propriedades gerais, bem como os efeitos provocados pela sua interação com os contaminantes.

#### 2.2 SLURRY WALLS

O método de construção das *slurry walls* consiste basicamente na escavação de um trecho (barreira subterrânea), normalmente com 0,6 a 1,50 m de largura (D'Appolonia, 1980), onde as paredes da escavação são suportadas por uma "lama", que posteriormente enrijece dentro do trecho ou é substituída por um material geotécnico (solo). Xanthakos (1979) & Piovano (1997) classificam as barreiras de acordo com os seguintes critérios:

- De acordo com o material de preenchimento (*backfill*) do trecho escavado, elas podem ser classificadas como solo-bentonita, cimento-bentonita e solo-cimento-bentonita;

- Dependendo da estratigrafia do subsolo, elas podem ser cravadas em um substrato ou suspensas;
- Dependendo das condições da morfologia e da estratigrafia do local, elas podem ter, ou não, função estrutural;
- Dependendo das condições do local, elas podem estar, ou não, em um ambiente agressivo;
- Dependendo da geometria, elas podem ser abertas ou fechadas.

O material de preenchimento dessas paredes é sempre uma mistura cuja composição deve ser definida nas condições de projeto. Nessa mistura, a bentonita sempre está incluída. Para Xanthakos (1979), a bentonita pode desempenhar diferentes papéis, quando misturada com materiais distintos: em barreiras de solo-bentonita, ela contribui para uma granulação adequada do material, enquanto que nas barreiras de cimento-bentonita, ela “suporta” as partículas de cimento, evitando a segregação da lama. Materiais de preenchimento diferentes implicam em métodos construtivos diferentes (Evans, 1993).

### **2.2.1 Barreiras de solo-bentonita**

As barreiras de solo-bentonita (SB) foram inicialmente desenvolvidas no início dos anos 40 nos Estados Unidos (Koch, 2002). Com o passar do tempo, centenas de barreiras foram construídas para funcionamento temporário ou permanente para o controle das infiltrações nas escavações (fundações, aterros) e, principalmente, para evitar a infiltrações de poluentes carregados por lençóis freáticos contaminados (Ryan & Day, 2002). Nos últimos anos, as *slurry walls* vem substituindo outros processos construtivos consagrados de barreiras de contenção (paredes diafragma, estaca prancha, etc) devido, essencialmente, a maior rapidez na construção e ao seu menor custo (Xanthakos, 1979).

### 2.2.1.1- Escavação do trecho

Em locais com a presença de resíduos perigosos, as barreiras de solo-bentonita funcionam como paredes semi-permeáveis com o objetivo de conter o lençol freático contaminado ou redirecionar o lençol freático de áreas com solos contaminados.

A *slurry wall* de solo-bentonita é construída pela escavação de um largo trecho, tipicamente entre 60 a 120 cm, de materiais escaváveis até camadas de materiais impenetráveis (rochas). Se existir a presença de um gradiente ascendente, ou se o contaminante presente no subsolo tiver uma densidade inferior que a água, não é necessário vincular a barreira dentro de uma camada impenetrável; esse tipo de barreira é conhecido como barreira suspensa (Baxter, 2000).

A profundidade de projeto irá ditar qual equipamento será utilizado para a escavação do trecho (Xanthakos, 1979). A escavação é geralmente realizada com uma retro-escavadeira com um braço modificado até profundidades de 20 m, e com escavadeiras de mandíbulas para profundidades superiores (Baxter, 2000).

Segundo Xanthakos (1979), a escavação será feita até a profundidade de projeto no ponto de início da escavação. Atingindo-se a profundidade requerida, o processo de escavação segue de maneira contínua ao longo de seu comprimento.

A escavação é realizada primeiramente pela porção de maior declividade e, posteriormente, pela porção de menor inclinação. O trecho é mantido cheio durante toda escavação com uma lama bentonítica. (Duguid et al., 1971; Xanthakos, 1979; D'Appolonia, 1980; Millet & Perez, 1981; Koch, 2002).

A lama bentonítica quando lançada para dentro do trecho penetra para dentro dos vazios do solo adjacente por diferença de pressões. Durante esse processo, grupos de partículas sólidas (colóides) se acumulam dentro dos poros das partículas do solo adjacente formando uma camada fina na interface da lama bentonítica e o solo conhecida como *filter cake*. Logo após, geralmente depois de alguns segundos, o *filter cake* é coberto por uma fina camada de bentonita, também chamada de filme protetor. O processo é ilustrado na Figura 2.1. Nesse estágio, a barreira está impermeável e oferece completa resistência a penetração de líquidos. A pressão lateral exercida pela lama bentonítica no trecho age

contra o *filter cake* estabilizando as paredes da escavação, evitando assim, o seu colapso (Xanthakos, 1979). Caso ocorra colapso das paredes da escavação, o trecho escavado deve ser limpo antes da aplicação da mistura solo-bentonita (*backfill*). As paredes da escavação devem estar na vertical, com uma deflexão (desvio) de no máximo 2%. A medição da verticalidade é feita com a utilização de prumos (GEO-CON, 2001).

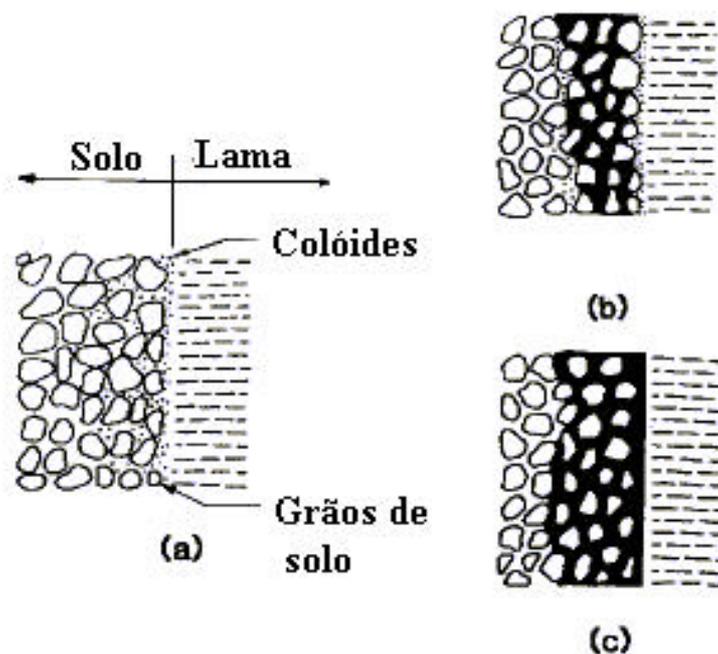


Figura 2.1 – Formação do *filter cake*: (a) deposição das partículas coloidais nos vazios do solo; (b) filtração da lama por diferença de pressões; (c) formação do filme protetor ao longo da face da escavação (Fonte: Xanthakos, 1979).

Quando atingida a profundidade requerida, o material do substrato deve ser checado para conferir se suas propriedades são as mesmas àquelas previstas em projeto.

O método de escavação utilizado não é importante para a eficiência final da barreira de solo-bentonita, mas é essencial que a camada impenetrável seja atingida em todo o comprimento de escavação (Millet & Perez, 1981).

A Figura 2.2 mostra um trecho de escavação da barreira de solo-bentonita preenchido com lama bentonítica.



Figura 2.2– Trecho da escavação preenchido com lama bentonítica (Fonte: [www.escalera.com/safelevee/slurrywallsac.htm](http://www.escalera.com/safelevee/slurrywallsac.htm))

A lama grossa (*slurry*) e alguns sedimentos são retirados do fundo do trecho com uma escavadeira de mandíbula pouco antes da colocação da mistura de solo-bentonita. Segundo D'Appolonia (1980), na maioria das vezes, este exercício é desnecessário, pois a condutividade hidráulica de qualquer lama grossa removida é menor do que a mistura solo-bentonita da barreira que irá substituí-la dentro do trecho. Entretanto, se no fundo da escavação existir materiais granulares, estes devem ser removidos.

A lama bentonítica é mantida, durante toda a escavação, pelo menos 60 cm acima do nível d'água dentro do solo e, no máximo, 90cm abaixo do nível da superfície (Filz et al., 1997). Se durante o processo de escavação o nível da lama bentonítica estiver inferior ao nível d'água interior ao solo, devido ao um aumento repentino do lençol freático ou a uma perda excessiva de lama bentonítica para um solo adjacente muito poroso, a propressão do solo adjacente irá gerar uma força sobre o *filter cake* provocando a sua desintegração. Com isso, o nível d'água ficará livre para escoar para dentro do trecho escavado gerando um colapso da parede de escavação (Xanthakos, 1979). Além da variação do nível d'água outro causador do colapso das paredes de escavação deve-se à redução da

densidade da lama bentonítica devido à sedimentação das partículas suspensas. (Morgenstern & Amir-Tahmasseb, 1965).

#### 2.2.1.2 Preparação da lama bentonítica

Os métodos de preparação da lama bentonítica para a introdução no trecho escavado irão variar com o tamanho do projeto. Os métodos mais comuns utilizados envolvem o uso de misturadores (*flash-type mixers*) e tanques de circulação (Xanthakos, 1979).

A bentonita seca é colocada junto com um jato d'água turbulento dentro de misturadores, os quais descarregam essa mistura dentro de um tanque de baixa circulação onde a bentonita é hidratada. Este sistema de preparação se adapta bem para grandes volumes de lama bentonítica. Geralmente, dois tanques são empregados, um misturando e um outro para armazenamento da lama hidratada antes da introdução no trecho (D'Appolonia, 1980).

Para D'Appolonia (1980) em pequenos projetos, vale mais a pena a utilização de misturadores (*propeller-type*) que despejem a lama diretamente dentro do trecho escavado. Nesse caso, a bentonita deve ficar dentro dos misturadores até a sua hidratação completa. O método de preparo da lama bentonítica não influenciará na efetividade da barreira de solo-bentonita.

As propriedades dos materiais de solo-bentonita são especificadas de maneira a atingir uma baixa condutividade nas barreiras de solo-bentonita. As propriedades da lama bentonítica são determinadas de maneira que mantenham o trecho de escavação estável. Na maioria dos casos, os valores das propriedades recomendados em projetos estão baseados em experiências passadas. Para a formação da mistura de solo-bentonita, na prática, é utilizado de 1 a 5 % de bentonita, enquanto que as quantidades de solo e água podem variar de acordo com as propriedades desejadas (D'Appolonia, 1980; Andromalos & Fisher, 2001). Millet et al. (1992) recomenda a utilização de 2 a 4% de bentonita. Enquanto que para a formação da lama bentonítica, geralmente é utilizado 5 % de bentonita misturada 95 % de água (Evans & Dawson, 1999).

### 2.2.1.3 Preparação e colocação do *Backfill*

À medida que a escavação segue em um dos extremos do trecho, o preenchimento da mistura de solo-bentonita começa a ser realizado no outro extremo. Inicialmente, a mistura deve ser depositada em um mesmo local do fundo do trecho escavado com uma escavadeira de mandíbula (*clamshell*) segundo uma inclinação de 6:1. Este processo continua até que a mistura de solo-bentonita atinja a superfície gerando assim uma rampa como mostra a Figura 2.3. Posteriormente, a mistura de solo-bentonita é empurrada para dentro do trecho escoando progressivamente pela rampa sem que ocorra a segregação do material. A mistura de solo-bentonita expulsa a lama bentonítica do trecho formando o material final da barreira (Xanthakos, 1979; Khoury et al., 1992; Baxter, 2000).

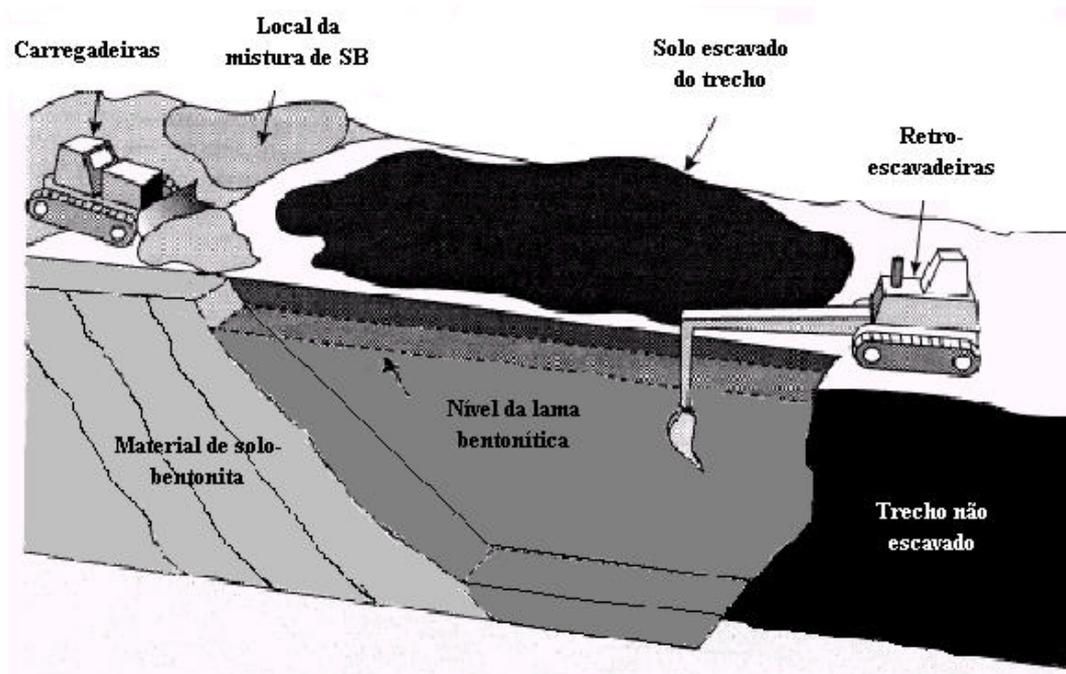


Figura 2.3 – Processo construtivo das barreiras de solo-bentonita (Fonte: Baxter, 2000)

O *backfill* é preparado ao lado do trecho utilizando um equipamento apropriado (carregadeiras de esteiras ou *bulldozers*). O material é preparado misturando-se o solo, geralmente o solo escavado, com a lama bentonítica.

Segundo D'Appolonia (1980), a lama bentonítica utilizada na mistura pode ser fresca (recém-preparada) ou pode-se usar a lama bentonítica que está dentro do trecho. Normalmente, a lama bentonítica do trecho é preferível, pois ela é mais grossa e, além disso, contém materiais finos em suspensão, os quais ajudam a diminuir a condutividade hidráulica da mistura de solo-bentonita. Adicionalmente, a remoção da lama bentonítica do trecho implica na introdução de lama fresca para dentro do trecho, dessa forma, reduzirá o carregamento dos sólidos suspensos e o peso específico.

O peso específico da lama do trecho deve ser mantido menor do que o peso específico do *backfill* de solo-bentonita. Esse procedimento garante uma expulsão da lama a medida que vai se colocando o *backfill* de solo-bentonita para dentro do trecho escavado (D'Appolonia, 1980; Ryan, 1987; Millet et al. 1992; Evans, 1993).

Vários experimentos mostraram que para o processo de substituição da lama bentonítica do trecho ser mais fácil, a lama deve ser fluida o suficiente para permitir escoamento para fora do trecho, mas ao mesmo tempo deve garantir que não exista segregação de materiais (Khoury et al., 1992).

#### 2.2.1.4 Limpeza da área

O excesso de *backfill* de solo-bentonita não utilizados e o excesso de lama devem ser adequadamente dispostos, de acordo com as especificações de projeto. Uma cobertura de solo pode ser colocada sobre o topo da barreira, mas deve-se esperar um determinado período de tempo antes de sua execução (EPA, 1998).

### 2.2.2 Barreiras de cimento-bentonita

As barreiras de cimento-bentonita (CB) estão sendo largamente empregadas em problemas geotécnicos desde os anos 70 (barragem, *cutoff walls*). Nos dias de hoje, além das aplicações geotécnicas, essas barreiras estão começando a ser empregadas na área da

Engenharia Ambiental, com o propósito de confinamento de depósitos antigos de contaminantes (Day, 1993).

Para Pearlman (1999), as barreiras de cimento-bentonita são mais vantajosas quando existe falta de materiais (solos) para a preparação do *backfill*, espaço insuficiente disponível para a mistura do *backfill*, ou quando é exigida uma grande resistência das barreiras. Entretanto, as barreiras de cimento-bentonita tendem a ter uma condutividade hidráulica maior em relação às barreiras de solo-bentonita atingindo valores de  $10^{-8} m/seg$ . Para outros autores a condutividade hidráulica dessas barreiras pode atingir em média valores de  $5 \times 10^{-9} m/seg$  (Bhatia & El-Din, 1989; EPA, 1998; Jefferis, 2001).

Existem dois tipos de lamas de cimento-bentonita: (1) as lamas de CB as quais são utilizadas como lamas durante a escavação e depois permanecem dentro do trecho até o seu enrijecimento e (2) as lamas de CB as quais são usadas para substituir a lama bentonítica da escavação quando o trecho escavado estiver completo (Jefferis, 1981).

#### 2.2.2.1 Escavação do trecho

Segundo Jefferis (1981), o processo de escavação utilizado na construção da barreira irá definir o tipo de lama de cimento-bentonita a ser utilizada. Basicamente, existem três métodos:

- Escavação por painéis alternados: consiste na escavação de uma série de painéis alternados preenchidos com uma lama de cimento-bentonita no lugar da lama bentonítica. A lama tem função de manter as paredes das escavações estáveis permanecendo dentro do trecho escavado até o seu completo enrijecimento. Uma vez que um dos pares de painéis adquire uma resistência adequada o espaço que fica entre os mesmos é escavado. O processo se repete ao longo de toda a extensão da barreira. Para assegurar uma boa ligação entre os painéis e garantir a continuidade da barreira uma pequena porção da lateral dos painéis é escavada. Este procedimento é conhecido como execução em uma fase e visa diminuir o tempo e o custo da construção;

- Para barreiras mais rasas, com profundidades inferiores a 8 m, é possível a execução da escavação em uma operação contínua. A escavação será feita até a profundidade de projeto no ponto de início da escavação. Atingindo-se a profundidade requerida, o processo de escavação segue ao longo de seu comprimento. Este procedimento requer uma lama que reaja de forma mais rápida do que em relação à lama utilizada para os painéis de escavação. Do contrário, um comprimento considerável do trecho será suportado apenas pela pressão exercida pelo fluido aumentando assim o risco de colapso da escavação. A vantagem nesse processo é uma maior flexibilidade no cronograma da obra;
- Para barreiras mais profundas, com uma profundidade superior a 30 m, talvez não seja possível manter a lama de cimento-bentonita trabalhável o tempo suficiente para completar a escavação. Nesses casos a lama de cimento-bentonita de substituição deve ser utilizada. Essa lama é geralmente introduzida no fundo do painel de escavação usando um sistema de difusores. A lama de cimento-bentonita deve ser mais densa que a lama bentonítica para a expulsão da mesma do trecho de escavação.

Segundo Millet & Perez (1981), o aumento da resistência ao cisalhamento do material de preenchimento possibilita que a largura das barreiras de cimento-bentonita seja inferior em comparação com as barreiras de solo-bentonita. A largura do trecho escavado utilizado em projetos varia entre 0,6 a 0,9 m. Essa largura é satisfatória até uma profundidade de pelo menos 30 m de pressão hidrostática. Para valores superiores, estudos mais detalhados e sofisticados devem ser executados para avaliar a capacidade de resistência das barreiras de cimento-bentonita às fraturas hidráulicas.

Para Xanthakos (1979), a lama de cimento-bentonita quando lançada para dentro do trecho já se encontra em um estado floculado devido à interação das partículas de cimento e bentonita. Como a filtração de bentonita na interface lama-solo é influenciada por essa interação, então, será formado um *filter cake* mais poroso, menos compacto e mais permeável em relação ao gerado pela lama bentonítica. A lama de cimento-bentonita quando em contato com o solo adjacente escoar pelos seus vazios, devido à diferença de pressões até o fluxo ser restringido e, finalmente, interrompido pela resistência ao

cisalhamento da mistura dentro dos poros do solo. A perda de lama para o solo ao redor será muito maior que o normal, sendo que em alguns casos chega a ser de 100% do volume do trecho. Isto significa que a quantidade de lama de cimento-bentonita que deve estar disponível para o uso é o dobro da teórica.

Apesar do fato de a perda de fluido nas lamas de cimento-bentonita ser bastante alta em comparação com a lama bentonítica, elas podem formar um *filter cake* com permeabilidades de  $1 \times 10^{-8} \text{ m/seg}$  a  $4 \times 10^{-8} \text{ m/seg}$ , o que é suficiente para a estabilidade do trecho de escavação (Jefferis, 1981).

Assim como nas barreiras de solo-bentonita, o nível da lama de cimento-bentonita deve chegar até, no máximo, 90 cm abaixo do nível da superfície e, pelo menos, 60 cm acima do nível do lençol freático para diminuir o risco do colapso das paredes da escavação (GEO-CON, 2001).

A lama tem função de manter as paredes das escavações estáveis até o seu enrijecimento (Andromalos & Fisher, 2001).

#### 2.2.2.2 Mistura da lama de cimento-bentonita

Jefferis (1981) comenta que a mistura de cimento-bentonita é preparada fora do trecho escavado. Primeiramente, a lama bentonítica é preparada através da mistura de bentonita e água. Os materiais devem ser misturados até que as partículas de bentonita estejam inteiramente hidratadas, resultando em uma lama de aparência homogênea. Essas misturas são preparadas usando equipamentos de mistura (*high shear mixer*) e são armazenadas em tanques para a sua completa hidratação.

Jefferis (1981) relata que se a bentonita não for hidratada por um período de pelo menos 4 horas antes da aplicação do cimento, a mistura de cimento-bentonita terá uma segregação de materiais bastante considerável, fenômeno esse conhecido como "*bleeding*". Além da seqüência de mistura dos materiais, a concentração de bentonita é um fator muito importante para a diminuição da segregação da lama de cimento-bentonita. Nas lamas de cimento-bentonita é a estrutura da bentonita no seu estado gel que suporta as partículas de cimento, portanto, quanto maior for a proporção de bentonita em relação ao cimento menor será a segregação dos materiais na mistura de CB.

Segundo Li et al. (1989), mesmo para uma bentonita pré-hidratada por mais de 24 horas, a lama de cimento-bentonita ainda exibe alguma segregação. Ensaio realizados mostraram que quanto menor for o fator água-cimento da lama de CB, em um tempo mais curto ocorreu esse fenômeno. Em observações de campo, para uma barreira de cimento-bentonita de 13 m de profundidade foi verificada a existência de uma lâmina d'água na superfície a qual variava entre 30-50 cm, ou seja, 3 a 5 % da profundidade da barreira.

O cimento deve ser adicionado à bentonita apenas depois da completada hidratação da lama bentonítica. Quando o cimento e a lama bentonítica entram em contato, existe um rápido enrijecimento da mistura devido à floculação mútua dos materiais. Depois de alguns minutos de mistura, o compósito volta a seu estado fluido, isso porque ocorre a quebra da estrutura da bentonita no seu estado gel causado pela agregação das partículas de argila. O cimento é misturado a lama bentonítica até as partículas de cimento estarem completamente dispersas na lama bentonítica. A lama de cimento-bentonita deve ser constantemente circulada antes da introdução da mesma no trecho. (Jefferis, 1981).

Se a lama de cimento e bentonita começar a reagir, e a escavação do trecho não estiver completa, ou se a lama perder a sua trabalhabilidade, então, lama fresca de cimento-bentonita deve ser lançada para dentro da escavação, simultaneamente com a retirada da lama enrijecida (PCA, 1984).

Jefferis (1981) sugeriu a substituição de parte da quantidade do cimento por escória ou cinza como medida para aumentar o período disponível para a escavação antes do início das reações de hidratação do cimento. A razão para esse retardamento se deve ao fato de que tanto a escória quanto a cinza necessitam da cal resultante das reações de hidratação de grande parte do cimento portland do trecho escavado para só então começarem as suas reações pozolânicas.

Segundo Li et al. (1989), quanto maior for o fator água-cimento e menor for a porcentagem de bentonita, pode resultar em um período maior antes do início das reações da mistura cimento-bentonita. Como mostra a Tabela 2.1, para porcentagens semelhantes de cimento e água, mesmo para pequenas variações da porcentagem de bentonita ocorre uma considerável diferença do tempo inicial das reações da lama.

Tabela 2.1 – Influência da pequena variação da proporção de bentonita sobre o tempo necessário para o início das reações na mistura de cimento-bentonita (Fonte: Li et al,1989)

Proporção dos materiais (% , em relação ao peso total)			Tempo Necessário para o Início das Reações (horas)
Cimento	Água	Bentonita	
14,00	84,00	2,00	169 hrs
14,06	84,38	1,56	244 hrs

Jamais deve ser acrescida água na lama de cimento-bentonita para melhorar a trabalhabilidade da mistura, pois isso acarretará um aumento na porosidade e diminuição da resistência da lama de cimento-bentonita (GEO-CON, 2001).

A seguir, na Tabela 2.2, estão apresentadas as quantidades dos materiais usualmente utilizados na dosagem de misturas de cimento e bentonita (Andromalos & Fisher, 2001).

Tabela 2.2 – Dosagem de materiais aplicados em misturas de cimento e bentonita (Fonte: Andromalos & Fisher, 2001)

Materiais	Quantidades (%)*
Bentonita	4 - 6
Cimento	12 - 20
Água	75 - 84

\* Percentual calculado em relação ao peso total da mistura

Jefferis (1981) apresenta valores um pouco diferentes em relação a Andromalos & Fisher (2001). A porcentagem de bentonita varia entre 4 a 7%, o teor de cimento varia de 8 - 25%, enquanto que a proporção de água na mistura varia entre 68 a 88%.

Xanthakos (1979) considera além das porcentagens de água, cimento e bentonita uma porcentagem de 5 - 10% de solo resultante do processo de escavação dos painéis. A proporção de bentonita varia entre 2 - 4%, a porcentagem de cimento varia de 15 - 20%, enquanto a quantidade de água na mistura é de 66- 78%.

#### 2.2.2.3 Tratamento do topo da escavação

As reações de hidratação entre o cimento e a bentonita podem provocar o aparecimento de água em suspensão causando depressões superficiais no topo da barreira. Qualquer água em suspensão deve ser retirada e o trecho deve ser preenchido com mais lama de cimento e bentonita até a cota especificada (PCA, 1984).

O topo da barreira pode ser coberto ou não, como mostra a Figura 2.4, com um material para evitar a secagem da lama. A cobertura é feita com a colocação de um material argiloso na superfície. A espessura desta camada pode ser de 30 cm com o material solto e, o mesmo, podendo ser compactado (Xanthakos, 1979).



Figura 2.4 –Barreira de cimento-bentonita sem cobertura (Fonte: [www.mdhsolutions.com/services/agrium.html](http://www.mdhsolutions.com/services/agrium.html))

#### 2.2.2.4 Limpeza da área

O material escavado do trecho é estocado ou disposto em áreas designadas em projeto. Depois do acabamento da barreira, a superfície deve ser limpa de toda lama em excesso. (GEO-CON, 2001).

### 2.2.3 Barreiras de solo-cimento-bentonita

A barreira de solo-cimento-bentonita (SCB) é o desenvolvimento mais recente das técnicas *slurry walls* de construção. Elas tentam combinar a baixa condutividade hidráulica das barreiras de solo-bentonita com um material de moderada resistência. Segundo Pearlman (1999), esta técnica pode ser mais vantajosa em lugares aonde seja possível utilizar o solo de escavação para a composição da mistura, portanto, diminuindo a quantidade de material disposta. Geralmente, as barreiras de solo-cimento-bentonita são utilizadas quando as barreiras de solo-bentonita não possuem resistência suficiente (Andromalos & Fisher, 2001).

As barreiras de SCB normalmente são mais rasas (< 15 m) e construídas da mesma forma que as barreiras convencionais de SB (Ryan & Day, 2002).

#### 2.2.3.1 Escavação do trecho

Assim como nos métodos anteriores, as ferramentas utilizadas para a escavação do trecho são as mesmas. A escavação é realizada em um ponto inicial até a profundidade especificada em projeto com a lama bentonítica agindo como um agente estabilizante, evitando o colapso das paredes da escavação (Ryan & Day, 2002).

#### 2.2.3.2 Mistura do *Backfill*

Geralmente, os materiais de preenchimentos de SCB e SB são misturados por equipamentos móveis, que acompanham o ritmo da escavação. Entre eles estão as retro-escavadeiras e as *carregadeiras de esteiras*. Esta é a principal razão para a produtividade e diminuição dos custos das barreiras de SCB tipo *slurry walls*.

A mistura da lama de SCB é bastante difícil de ser realizada, devido à adição do cimento. A lama de SCB é misturada até se atingir um material com aparência homogênea.

Completada a escavação, a lama de SCB é lançada dentro do trecho expulsando a lama bentonítica, conforme ilustra a Figura 2.5. Este processo é conhecido como sendo de execução em duas fases, onde a primeira etapa consiste da escavação do trecho, enquanto

que a outra é a do preenchimento do material selante como foi descrito por Ryan & Day (2002).



Figura 2.5 – Lançamento da mistura de solo-cimento-bentonita para dentro do trecho de escavação. (Fonte: Ryan & Day, 2002)

A seguir, na Tabela 2.3, são apresentadas as quantidades dos materiais usualmente utilizados na dosagem das misturas de solo-cimento-bentonita segundo Ryan & Day. (2002).

Tabela 2.3 – Dosagem de materiais aplicados em misturas de solo-cimento-bentonita  
(Fonte: Ryan & Day, 2002).

<b>Materiais</b>	<b>Quantidades (%)*</b>
Bentonita	2 - 3
Cimento	10- 20
Solo e Água	A determinar

\* Percentual calculado em relação ao peso total da mistura

## 2.4 PROPRIEDADES HIDRÁULICAS

### 2.4.1. Misturas de Solo-Bentonita

Para D'Appolonia (1980) a condutividade hidráulica de uma barreira de solo e bentonita é função do “*filter cake*”, camada que se forma na interface solo-barreira, e da condutividade hidráulica do material de preenchimento colocado dentro da escavação. A contribuição relativa de cada constituinte depende da condutividade hidráulica relativa de cada um dos materiais. A condutividade hidráulica da barreira de solo-bentonita é controlada pelo material de preenchimento quando a condutividade hidráulica do mesmo é baixa e também pode ser controlado pelo *filter cake* se a condutividade hidráulica do material de preenchimento for alta.

Kenney et al (1992) comentam que a barreira de solo e bentonita apresenta um limite máximo de condutividade hidráulica de  $10^{-8} m/seg$ , mesmo para um material de preenchimento mais arenoso, devido a baixíssima condutividade hidráulica do *filter cake*. Portanto, desde que o solo de preenchimento (*backfill*) seja bem graduado para evitar a

extrusão e ruptura do *filter cake* para dentro da barreira (*backfill*), uma condutividade hidráulica de pelo menos  $10^{-8} m/seg$  é assegurada.

#### a) Condutividade Hidráulica do *Filter Cake*

Para D'Appolonia (1980), quando a lama bentonítica é lançada na escavação sob um gradiente hidráulico dentro de qualquer tipo de solo penetrante, incluindo siltes de baixa condutividade hidráulica, um *filter cake* se forma na interface solo-lama bentonítica. As propriedades do *filter cake* formados em qualquer tipo de solo granular são independentes da condutividade hidráulica dos mesmos. O *filter cake* formado depende da lama bentonítica utilizada, da diferença de carga entre a lama e o fluido dos poros e do efeito de tempo da formação do *filter cake* (Filz et al., 1998).

O efeito de tempo tem uma influência muito maior sobre a condutividade hidráulica do *filter cake* do que a pressão aplicada, segundo resultados apresentados por D'Appolonia (1980). Os resultados sugerem um intervalo de 24 horas pelo menos entre a escavação do trecho e a aplicação do material de preenchimento (*backfill*) de maneira a desenvolver um *filter cake* de baixa condutividade hidráulica.

A viscosidade é a resistência ao fluxo de uma lama bentonítica em movimento. Ela está relacionada com a trabalhabilidade da lama. O ensaio para a medição da viscosidade consiste em preencher um funil de tamanho padrão, conhecido como funil de Marsh, com 1500 ml de lama bentonítica. A viscosidade é definida como sendo o tempo que a lama bentonítica leva para fluir através do funil e preencher um reservatório de 946 ml. Para a água este tempo leva aproximadamente 26 segundos. A viscosidade da lama bentonítica não influi na condutividade hidráulica do *filter cake*, desde que esse valor seja superior a 40 seg. Caso contrário, pode ocorrer o problema de instabilidade da escavação e a má formação do *filter cake* (PCA, 1984; Gleason et al, 1997).

#### b) Condutividade Hidráulica do *Backfill*

A condutividade hidráulica do material de preenchimento (*backfill*) de solo-bentonita depende fundamentalmente da granulometria do solo e da quantidade de bentonita utilizada na mistura (D'Appolonia, 1980).

A consistência ideal do material de preenchimento é uma pasta saturada tendo baixa resistência ao cisalhamento para ser capaz de escoar facilmente, mas ao mesmo tempo ter rigidez suficiente para permanecer estável numa declividade de 10:1. Esta consistência corresponde a um *slump* de 10 a 15 cm e uma quantidade de água na mistura de solo-bentonita normalmente entre 25 a 30% em relação ao peso total.

A quantidade de bentonita misturada vai depender do teor de umidade do solo que será usado na mistura. Se o solo estiver seco, a porcentagem de bentonita na mistura será maior, já que será necessário uma quantidade maior de lama bentonítica para trazer a mistura a uma consistência adequada, enquanto que se o solo escavado utilizado para a mistura estiver localizado abaixo do nível do lençol freático a quantidade de bentonita utilizado será menor. Se o solo estiver com uma umidade muito alta, bentonita seca pode ser adicionada a mistura. Para isso é necessário adicionar a bentonita seca antes ao solo e, somente depois aplicar a lama bentonítica (D'Appolonia, 1980).

A granulometria do solo é um outro fator muito importante na condutividade hidráulica do material de preenchimento. Quanto menor a condutividade hidráulica no solo, menor será a condutividade hidráulica da mistura de solo-bentonita. Solos com maior porcentagem de finos plásticos na sua granulometria irão ter menores valores de condutividade hidráulica se comparados a materiais de maior diâmetro e não-plásticos. Em muitas aplicações, um teor de pelo menos 20% de finos, de preferência plásticos, é recomendado. (Xanthakos, 1979; D'Appolonia, 1980).

Como já citado anteriormente, é vantajoso utilizar a lama bentonítica bombeada do trecho escavado em detrimento da bentonita fresca preparada para ser acrescentada no *backfill*. Isso porque a lama bentonítica do trecho terá uma concentração maior de bentonita e muito maior quantidade de finos do que a lama fresca (mantida em tanques circulatórios).

#### **2.4.2. Misturas de Cimento-Bentonita**

Apesar de ser um método consagrado na engenharia geotécnica e ambiental, são poucos os dados publicados na literatura sobre as propriedades hidráulicas dos materiais componentes da barreira de cimento-bentonita.

Segundo Millet & Perez (1981), os principais fatores que afetam a condutividade hidráulica das misturas de cimento-bentonita são o fator água-cimento, a relação bentonita-água e o procedimento mecânico de escavação utilizado para a conexão dos painéis de lama de cimento-bentonita fluida com os painéis de lama de cimento-bentonita enrijecida. Cabe lembrar que a lama de cimento-bentonita utilizada para a estabilização das paredes da escavação, permanece dentro do trecho até o seu enrijecimento formando o material final da barreira de cimento-bentonita.

Os valores típicos de condutividade hidráulica obtidos para as barreiras de cimento-bentonita são da ordem de  $10^{-8} m/seg$ .

Schweitzer (1989) apresenta resultados de condutividade hidráulica para amostras de cimento-bentonita. Os resultados mostram que quanto menor for o fator água-cimento dessas misturas, menor é a condutividade hidráulica dos materiais.

Conforme Jefferis (1981), a substituição de parte do cimento por escória ou cinza provoca uma diminuição dos valores de condutividade hidráulica podendo chegar a valores da ordem de  $1 a 5 \times 10^{-8} m/seg$  aos 7 dias, caindo para  $5 a 10 \times 10^{-9} m/seg$  aos 90 dias. Se a porcentagem de cimento substituída for superior a 30% as condutividades hidráulicas obtidas são da ordem de  $10^{-9} m/seg$  aos 7 dias e diminuindo para valores em torno de  $10^{-11} m/seg$  aos 90 dias (Todos esse dados são referentes para uma tensão confinante de 40 kPa).

A tensão confinante tem uma grande influência nos resultados de condutividade hidráulica obtidos para amostras com maiores fatores água-cimento e deformabilidade. Um acréscimo da pressão confinante sobre essas amostras de 40 para 200 kPa causa uma redução da condutividade hidráulica por um fator de 5 (Jefferis, 1981).

### **2.4.3. Misturas de Solo-Cimento-Bentonita**

A condutividade hidráulica de uma mistura de solo-cimento-bentonita é um resultado de complexas interações entre os vários componentes da mistura. Segundo Ryan & Day (2002), o cimento Portland interfere na capacidade de uma mistura de solo e bentonita de atingir baixos valores de condutividade hidráulica. Uma barreira típica de

solo-bentonita apresenta normalmente valores de  $10^{-9} m/seg$ , nível o qual é facilmente atingido na maioria dos projetos. Com a mistura de solo-cimento-bentonita, a condutividade hidráulica resultante será maior atingindo valores típicos de  $10^{-8} m/seg$  (Pearlmam, 1999).

A adição do cimento Portland à mistura de solo-bentonita provoca um efeito negativo na condutividade hidráulica (Plee et al., 1990).

O cimento Portland quando adicionado à mistura altera as propriedades químicas da bentonita. A mesma é afetada na sua capacidade de inchamento e retenção de água (Koch, 2002). Além disso, o cimento Portland requer mais água na mistura de solo-bentonita para que se consiga atingir o *slump* adequado para o material ser lançado para dentro da escavação (Ryan & Day, 2002). Com a introdução de mais água, a densidade do material será menor, mais poros no *backfill* serão formados e, conseqüentemente, maior será a condutividade hidráulica da barreira de contenção.

A aplicação de aditivos pode ser útil na redução da condutividade hidráulica, mas eles também implicarão em um processo construtivo mais complicado e principalmente, acrescentarão custos à obra (Pearlman, 1999). Os aditivos que tem sido utilizados são os retardadores de pega e os *thinners*.

Assim como nas barreiras de solo-bentonita, a aplicação de finos pode ter efeito benéfico para melhorar a eficiência da barreira de solo-cimento-bentonita. Para Andromalos & Fisher (2001) um mínimo de 10% de finos plásticos foi recomendado para uma boa proporcionalidade da mistura de SCB. Por outro lado, a aplicação de uma quantidade excessiva de finos pode exigir água adicional para atingir o *slump* necessário para se ter uma trabalhabilidade adequada e, conseqüentemente, pode diminuir a densidade do material (Ryan & Day, 2002).

A análise do comportamento hidráulico de misturas de solo-cimento-bentonita será um dos objetivos de estudo deste trabalho de dissertação. Serão realizados ensaios de condutividade hidráulica, com o objetivo de definir um teor ótimo de solo-cimento-bentonita que atenda as propriedades hidráulicas de uma barreira de contaminantes.

## 2.5 PROPRIEDADES MECÂNICAS

### 2.5.1 Parâmetros que influenciam a resistência ao cisalhamento das argilas

A resistência de uma argila é função das forças elétricas que atuam entre as partículas e das tensões de contato interpartículas. Além disso, o espaço entre as partículas, a sua orientação, as tensões externas aplicadas, as características do líquido permeante e tudo o que afetar as forças elétricas interpartículas irá afetar a resistência das argilas. Quanto maiores as forças elétricas que atuam entre as partículas e as tensões de contato interpartículas, maior será a resistência de uma massa de argila. Quanto maiores as forças de repulsão entre as plaquetas de argila, menor será a sua resistência. Quanto mais perto estão as partículas, maiores serão as tensões de contato, mais denso será o solo e maior será a sua resistência (Lambe & Whitmann, 1979).

A resistência da argila é afetada pela sua estrutura. Quando as partículas estão orientadas paralelamente, o solo possui resistência menor, ou seja, uma argila com estrutura dispersa possui resistência menor que uma argila com estrutura floculada. Variações nas tensões aplicadas causam variações no espaço entre as partículas e orientação das mesmas, afetando as forças elétricas, o que, por sua vez, afeta a resistência das argilas. As características do líquido permeante e o grau de saturação também afetam as forças elétricas e a orientação das partículas. Da mesma forma, isso também influencia a resistência das argilas. Argilas altamente expansivas que possuem um grande volume de água em seu sistema, tais como a bentonita, possuem resistência mecânica muito menor que as outras argilas (Lambe & Whitmann, 1979).

### 2.5.2 Misturas de Solo-Bentonita

Na maioria dos projetos de barreiras, principalmente em aplicações com o objetivo de contenção de materiais contaminados, a compressibilidade e a resistência não são as principais considerações para a elaboração de um projeto. Entretanto, existem algumas situações, como, por exemplo, a construção de uma barragem sobre um *cutoff* (barreiras subterrâneas), situação em que os projetistas esperam que a compressibilidade da barreira subterrânea seja condizente com a compatibilidade do solo que se encontra ao seu redor, de

maneira a diminuir ao máximo os possíveis recalques diferenciais da barreira e das estruturas ao seu redor. Se as deformações de cisalhamento forem previstas em projeto, a barreira deve ser projetada para suportar os movimentos associados com o solo localizado ao seu redor sem a ocorrência de fissuras ou desenvolvimento de planos de cisalhamento que podem levar a um aumento na condutividade hidráulica da barreira. Porém, nos procedimentos dos projetos atuais não são considerados o estado final de tensões da mistura de solo-bentonita nem a deformação do solo adjacente à barreira de SB (Baxter, 2000).

Para D'Appolonia (1980) e Nagaraj et al. (1998) a compressibilidade depende principalmente da porcentagem de partículas granulares presentes no solo. Portanto, será alcançada uma compressibilidade baixa quando existir a presença de materiais granulares suficientes na mistura para permitir o contato grão a grão entre as partículas de areia. Por outro lado, a compressibilidade será alta quando houver a presença de materiais finos de características plásticas na mistura solo bentonita.

Segundo D'Appolonia (1980), Millet et. al. (1992) e Evans (1991), para se obter uma baixa condutividade hidráulica em barreiras de solo-bentonita é essencial a aplicação de uma grande quantidade de finos com características plásticas na sua granulometria, mas ao mesmo tempo a inserção desse material irá gerar uma alta compressibilidade. Uma combinação ótima para se gerar um material de baixa condutividade hidráulica e compressibilidade consiste de uma matriz granular cujos vazios gerados serão preenchidos por solos de grãos finos e bentonita. D'Appolonia (1980), por exemplo, sugere a combinação de uma areia com 20 a 30% de materiais finos (partículas de solo que passam pela abertura da peneira de nº200) de características plásticas. Evans (1991) recomenda uma matriz bem graduada de areia com 20 a 50% de finos plásticos e um mínimo de 1% de bentonita. Millet et al. (1992) recomenda um material arenoso bem graduado, com a presença de 10 a 20% de finos e com uma proporção de 2 a 4 % de bentonita. Entretanto, quando não é necessária a obtenção de uma compressibilidade baixa, uma porcentagem maior de finos é desejável para a obtenção de valores menores de condutividade hidráulica.

Além da compressibilidade, outro fator importante em relação às misturas de solo-bentonita é a sua consistência. Para garantir uma eficiente deposição da mistura de SB para dentro do trecho de escavação, a consistência recomendada da lama de SB deve ter um

*slump* entre 12-15 cm (Evans, 1991; Millet et al., 1992) ou entre 10-15 cm (D'Appolonia, 1980). A medição do *slump* é feita com o mesmo aparato padrão utilizado para a medição do *slump* em concretos.

Dados referentes às propriedades de resistência das misturas de solo-bentonita são bastante limitados. A Figura 2.6 apresenta os resultados obtidos dos ensaios triaxiais convencionais drenados (CID) e não-drenados (CIU) realizado por D'Appolonia (1980) em três diferentes tipos de solo (A, B, C).

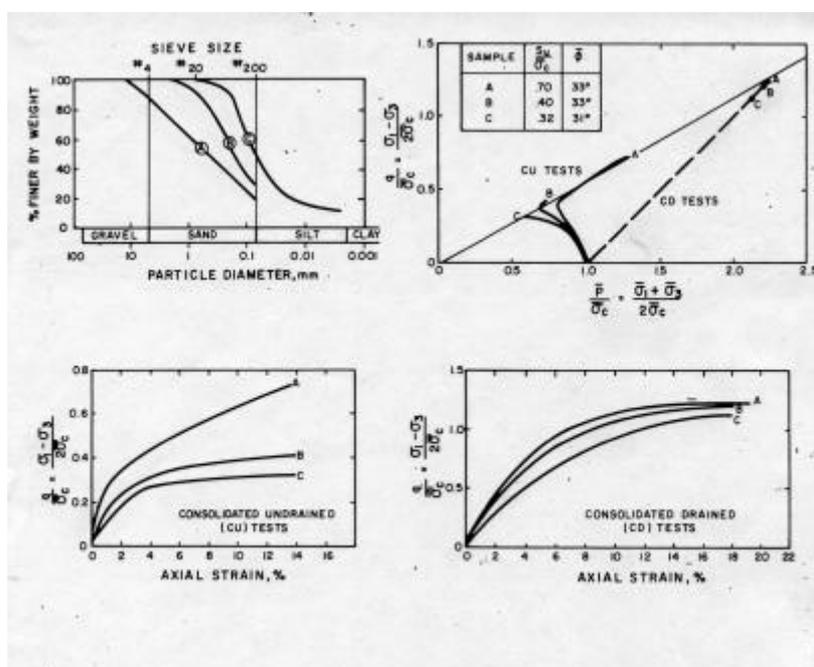


Figura 2.6– Comportamento tensão-deformação e resistência para diferentes graduações de solo-bentonita (Fonte: D'Appolonia, 1980).

Pela trajetória de tensões pode ser verificado que a amostra A apresenta uma tendência de um comportamento dilatante no ensaio CIU. Em um ensaio não-drenado (CIU), a tendência de expansão causa um decréscimo da poro-pressão. A queda da poro-pressão resulta em uma tensão desvio muito maior em relação às amostras B e C, as quais não exibem tendências de dilatação.

Todas as amostras apresentaram a mesma tendência de comportamento nos ensaios CID. As envoltórias de ruptura de resistência de pico encontradas para as três amostras

apresentaram ângulos de atrito interno efetivo variando entre 31 e 33° e coesão efetiva nula para todas as amostras. As deformações correspondentes à ruptura das amostras nos ensaios CID variaram entre valores de 10 a 20%.

### **2.5.3 Misturas de Cimento-Bentonita**

Desde que as barreiras de cimento-bentonita não tenham a finalidade principal de suportar momentos fletores ou resistência ao cisalhamento significativos, a resistência geralmente não é o principal parâmetro de consideração para projeto. A barreira é normalmente projetada para atingir uma resistência equivalente à do solo que fica ao seu redor.

O fator água-cimento tem um efeito significativo na resistência das barreiras de cimento-bentonita. Assim como o concreto, a resistência das misturas de cimento-bentonita é função do fator água-cimento e varia com o período de cura. Quanto menor for o fator água-cimento das misturas de cimento-bentonita, maior será a resistência ao cisalhamento alcançada (Jefferis, 1981; PCA, 1984; Li et al., 1989; Schweitzer, 1989).

Segundo Li et al. (1989) a resistência das misturas de cimento-bentonita pode variar de acordo com a sua profundidade. Resultados realizados mostram que amostras retiradas do fundo da barreira apresentam uma resistência não-confinada superior em relação às amostras retiradas mais próximas a superfície. Isto pode ser explicado pela descida de partículas sólidas por peso (solo, cimento, etc.).

A deformabilidade ou compressibilidade da barreira é importante quando considerarmos a sua aplicação sob largos aterros ou regiões sísmicas, onde grandes deslocamentos podem ocorrer. A barreira de cimento-bentonita deve ser capaz de acomodar os recalques sofridos sem gerar fissuras significativas. O principal fator que afeta a compressibilidade da barreira de cimento-bentonita é o fator água-cimento. Segundo Millet & Perez (1981), quanto maior for a resistência, ou quanto menor for o fator água-cimento, maior será a rigidez e, portanto, menos deformável é a mistura de cimento-bentonita. Ao passo que, quanto maior for a relação de bentonita-água, maior será a flexibilidade e, portanto, mais deformável será a mistura da barreira.

### 2.5.4 Misturas de Solo-Cimento-Bentonita

Assim como nas misturas de cimento-bentonita, a resistência das barreiras de solo-cimento-bentonita é função do fator água-cimento e da sua idade.

Segundo Ryan & Day (2002), as especificações para a resistência mínima das barreiras de solo-cimento-bentonita variam em um intervalo de 100 a 700 kPa, sendo que alguns projetos existem um mínimo de resistência de 200 kPa aos 28 dias. Entretanto, existem numerosos fatores que devem ser considerados para a determinação da resistência mínima de uma barreira de solo-cimento-bentonita, entre os quais estão:

- O custo do cimento que aumenta quase que em proporção direta em relação à resistência mínima especificada;
- O acréscimo excessivo de cimento pode gerar juntas e diminuir consideravelmente a flexibilidade da barreira sob a ação de carregamentos, com isso, aumentando as chances de aparecimento de fissuras na barreira;
- O efeito negativo que o cimento tem sobre a condutividade hidráulica da barreira, levando a valores maiores em relação às barreiras de solo-bentonita.

## 2.6 - EFEITO DOS POLUENTES NAS BARREIRAS DE CONTAMINANTES

### 2.6.1 Solo-Bentonita

Nesta seção, serão mostrados os efeitos negativos que alguns poluentes podem provocar quando entram em contato com a superfície de uma barreira de contenção de SOLO-BENTONITA.

O fluxo de poluentes através do *filter cake* ou do *backfill* (solo-bentonita) pode provocar um aumento na condutividade hidráulica na barreira. Para D'Appolonia (1980) dois mecanismos podem contribuir para o acréscimo da condutividade hidráulica:

- os minerais do solo podem ser solúveis no poluente, levando a uma perda de sólidos, e uma correspondente formação de vazios entre as partículas;
- a substituição do fluido dos vazios pode levar a uma redução da camada de água que envolve as partículas de bentonita (*double-layer*) ou outras partículas de argila hidratada, diminuindo o tamanho efetivo das partículas de argila que preenchem os vazios entre os grãos maiores. Conseqüentemente, os canais de fluxo dentro do solo ficarão maiores provocando um aumento da sua condutividade hidráulica.

Dois fatores independentes associados com a substituição do fluido dos vazios contribuem para a ocorrência do segundo mecanismo: a concentração de sal afeta o potencial elétrico das partículas de argila e da água livre, a qual controla quão aderida essa camada é mantida; os íons de sódio, associados a bentonita, trocam íons carregados pelo poluente, reações essas, que também levam a uma redução da camada de água que circunda a bentonita. O tempo requerido para as trocas de cátions está relacionado com o potencial de troca de cátions do sódio da bentonita e com a concentração de cátions livres carregados pelo poluente.

Koch (2002) observou que em barreiras com solos granulares, sem aplicação de finos, pode ocorrer o fenômeno do “*piping*”, levando a ruptura do material de preenchimento. Aparentemente, a combinação entre as trocas de cátions e a presença de sais causa a diminuição da camada de água que envolve a bentonita, portanto, reduzindo o tamanho efetivo das partículas. Como os poros da matriz do solo granular são maiores, as partículas de bentonita podem ser arrancadas (*piping*), dependendo do gradiente hidráulico do fluxo (Graham et al., 1989; Tay et al. 2001).

Para D’Appolonia (1980) materiais que tem grande quantidade de finos não apresentam acréscimos significativos na condutividade hidráulica, mesmo se o pH dos poluentes for menor que 2 ou superior a 11. Materiais granulares com bentonita apresentam um acréscimo maior de condutividade hidráulica, além de existir o risco de falhar por *piping*.

Segundo Pearlman (1999) contaminantes muito ácidos ou muito básicos têm um efeito maior na condutividade hidráulica, sendo que as soluções muito alcalinas produzem

estragos maiores em relação a soluções muito ácidas. Caso exista a presença desses tipos de contaminantes, eles podem alterar, ou até mesmo dissolver, tanto a bentonita quanto a porção de solo utilizados na mistura de solo-bentonita. O projetista deve realizar ensaios com permeação prolongada para determinar exatamente os efeitos que esses tipos de poluentes podem gerar na barreira subterrânea.

### **2.6.2 Cimento-Bentonita**

As misturas de cimento-bentonita são atacadas por qualquer contaminante químico que ataque tanto a bentonita quanto o cimento. Entretanto, como o cimento é muito mais sensível ao ataque de poluentes químicos em relação a bentonita, sendo esse um dos fatores para a limitação na construção de barreiras de contenção de CB. Os agentes químicos são avaliados de acordo com o grau de prejuízo que estes venham a causar nas barreiras de CB (Jefferis, 1981).

Os contaminantes muito ácidos causam uma rápida desintegração da mistura de CB, assim como acontece com os concretos. Os álcalis não provocam grandes prejuízos na interação com materiais de CB, assim como acontece com os cloretos de cálcio e magnésio. Já os sulfatos de cálcio e magnésio causam a desintegração de materiais não-confinados. A substituição de parte do cimento por escória não tem muito efeito na tentativa de evitar a deterioração das barreiras de CB. Ao contrário, a substituição de parte do cimento por cinza volante pode reduzir significativamente a deterioração do material da barreira de CB (Jefferis, 1981).

Quando amostras confinadas são percoladas com água contaminada com concentrações de sulfato, nenhuma ruptura ocorre mesmo para tensões confinantes tão baixas quanto 20 kPa. A capacidade que as misturas de cimento-bentonita tem de resistir a grandes deformações sem a ruptura permite distorções locais provocadas pela interação do agente químico sem que ocorra a fissuração do material, contanto que exista alguma tensão confinante. Durante a percolação com sulfatos ocorre um pequeno acréscimo na condutividade hidráulica já que os mesmos afetam a microestrutura do cimento (Jefferis, 1981).

## CAPÍTULO 3

### PROGRAMA EXPERIMENTAL

#### 3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O programa de ensaios estabelecido tem como objetivo investigar o comportamento hidráulico e mecânico de misturas de solo-bentonita e de solo-cimento-bentonita, bem como analisar a influência da variação do teor de bentonita e cimento com a finalidade de propiciar resultados capazes de auxiliar para um projeto construtivo de barreiras verticais de contaminantes. Para tal, foi desenvolvido um programa experimental que se baseia em três etapas distintas.

Na primeira etapa foram realizados ensaios preliminares de caracterização dos solos utilizados, solo residual de arenito Botucatu (SRAB) e bentonita, compreendendo ensaios de caracterização física. Na segunda etapa, através do conhecimento adquirido sobre o assunto e, de testes realizados, foram definidas as dosagens das misturas de SB e SCB a serem trabalhadas na pesquisa. O estudo do comportamento mecânico e hidráulico dos materiais foi realizado na terceira etapa do programa experimental, através da realização de ensaios triaxiais convencionais não-drenados (CIU), levados a grandes deformações (dentro de uma faixa de 15% a 20 %), ensaios de compressão não-confinada e avaliação da condutividade hidráulica. A condição não-drenada no cisalhamento dos ensaios triaxiais se deve ao fato do interesse em analisar o comportamento das barreiras logo após a aplicação de carregamentos originados de obras de relativa rapidez de execução, tais como barragens e aterros sanitários. A seguir serão detalhadamente descritas as etapas do programa experimental.

## 3.2 ENSAIOS PRELIMINARES DE CARACTERIZAÇÃO

### 3.2.1 Caracterização Física dos Materiais

Nesta primeira etapa foram realizados ensaios de caracterização física nas matrizes de solo residual e bentonita, compreendendo ensaios de granulometria, Limites de Atterberg e massa específica real dos grãos.

## 3.3 DEFINIÇÃO DA DOSAGEM DOS MATERIAIS NAS MISTURAS

A definição da dosagem dos materiais utilizados nas misturas foi feita baseada em valores publicados na literatura (Xanthakos, 1979; D'Appolonia, 1980; Evans, 1993; Pearlmam, 1999; Andromalos & Fisher, 2001) e através de testes realizados.

Para as misturas de solo-bentonita, a dosagem definida consiste em corpos de prova com um teor de umidade de 80% e teor de bentonita de 18% e 22%. O teor de bentonita é a relação entre o peso da bentonita seca e o peso total de sólidos na amostra (solo residual arenito Botucatu e bentonita).

Para as dosagens das misturas de solo-cimento-bentonita, além do teor de bentonita de 18%, foram definidos mais dois teores de bentonita (6 e 15%), cada qual com três fatores água-cimento (2, 4 e 6) a serem analisados. Para as amostras com teor de bentonita de 15% e 18%, o teor de umidade definido foi de 80%. Já para os corpos de prova com teor de bentonita de 6% os teores de umidade utilizados na pesquisa foram de 80, 100, 150 e 200%. A escolha de diferentes teores de umidade para um mesmo fator água-cimento tem como objetivo verificar que independentemente do teor de umidade utilizado, a resistência ao cisalhamento alcançada não será alterada para um dado fator água-cimento. Na tabela 3.1, estão apresentadas de forma detalhada as dosagens dos materiais utilizados para a moldagem dos corpos de prova.

Tabela 3.1 – Dosagens das misturas de SCB

a/c	Teor de Bentonita (%)	Umidade (%)	Bentonita (%)	Cimento (%)	Água (%)	SRAB (%)
2	6	80	2,73	18,18	36,37	42,72
	15	80	6,82	18,18	36,37	38,63
	18	80	8,27	18,18	36,37	37,18
	6	100	2,40	20	40	37,6
	6	150	1,85	23,08	46,15	28,92
	6	200	1,50	25,00	50,00	23,50
4	6	80	3	10	40	47
	15	80	7,5	10	40	42,5
	18	80	9,09	10	40	40,91
	6	100	2,67	11,11	44,44	41,78
	6	150	2,09	13,04	52,18	32,69
	6	200	1,71	14,29	57,14	26,86
6	6	80	3,10	6,90	41,38	48,62
	15	80	7,76	6,90	41,38	43,96
	18	80	9,40	6,90	41,38	42,32
	6	100	2,77	7,70	46,15	43,38
	6	150	2,18	9,09	54,55	34,18
	6	200	1,80	10,00	60,00	28,20

### 3.4 ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS MATERIAIS

#### 3.4.1 Ensaios de Compressão não-confinada

Foram realizados 36 ensaios de compressão não-confinada nas misturas de SCB com teor de bentonita de 6%, onde que para cada teor de umidade pré-definido foram obtidos 3 resultados, conforme ilustra a Tabela 3.2. A execução desses ensaios teve como objetivo verificar se a variação do teor de umidade para um mesmo fator água-cimento implicará ou não em uma variação de resistência ao cisalhamento.

Tabela 3.2 – Variáveis Investigadas no programa de ensaios de compressão não-confinada

<b>Fator água-cimento</b>	<b>Teor de Umidade (%)</b>	<b>Total de ensaios</b>
2,0	80, 100, 150 e 200	12
4,0	80, 100, 150 e 200	12
6,0	80, 100, 150 e 200	12

#### 3.4.2 Ensaios Triaxiais

Os ensaios triaxiais, apresentados na Tabela 3.3, representam a etapa mais extensa do programa dos ensaios.

Para as misturas de SB foram realizados 4 ensaios de compressão triaxial convencional adensados não-drenados (CIU). Já para as misturas de SCB e teor de bentonita de 6% foram realizados 21 ensaios de compressão triaxial CIU, enquanto que para as misturas de SCB e teor de bentonita de 15% e 18% foram executados 9 ensaios CIU.

Os ensaios realizados basearam-se na variação dos seguintes fatores: tensão média inicial (20, 60,100 e 200 kPa) e fator água-cimento (2, 4 e 6). Para as amostras de SCB os ensaios foram executados após um período de 7 dias de cura, enquanto que para as amostras de SB os ensaios foram realizados após um período de 48 horas, procedimento este que permite que todas as reações tixotrópicas da bentonita na mistura sejam

processadas. O procedimento de cura consiste em acondicionar os corpos de prova em sacos plásticos e mantê-los dentro de uma câmara úmida até completar o período de 7 dias ou 48 horas após o período de moldagem.

Tabela 3.3 – Variáveis Investigadas no programa de ensaios de triaxiais para misturas de solo-cimento-bentonita

<b>Fator água-cimento</b>	<b>Teor de bentonita (%)</b>	<b>Teor de Umidade (%)</b>	<b>Tensão Confinante (kPa)</b>	<b>Total de Ensaio</b>
2	6	80	20	1
	15	80	20	1
	18	80	20	-
	6	100	20	1
	6	150	20, 60, 100 e 200	4
	6	200	20	1
4	6	80	20	1
	15	80	20	1
	18	80	20	1
	6	100	20	1
	6	150	20, 60, 100	3
	6	200	20	1
6	6	80	20, 60, 100 e 200	4
	15	80	20, 60 e 100	3
	18	80	20, 60 e 100	3
	6	100	20	1
	6	150	20, 60, 100	3
	6	200	20	-
SB	18	80	20, 60 e 100	3
	22	80	20	1

### 3.5 ESTUDO DO COMPORTAMENTO HIDRÁULICO

#### 3.5.1 Condutividade Hidráulica

O coeficiente de condutividade hidráulica ( $k$ ) dos corpos de prova saturados foi determinado durante os ensaios triaxiais, segundo o ensaio a carga constante. Todos os ensaios foram executados com uma tensão confinante ( $\sigma_3$ ) de 45 kPa e gradiente hidráulico ( $i$ ) de 25, o qual foi gerado devido à diferença de altura entre o reservatório e a câmara triaxial. A Tabela 3.4 exibe com detalhe o programa de ensaios de condutividade hidráulica.

Tabela 3.4 – Variáveis Investigadas no programa de ensaios de condutividade hidráulica

<b>Fator água-cimento</b>	<b>Teor de bentonita (%)</b>	<b>Teor de Umidade (%)</b>	<b>Total de Ensaio</b>
2,0	6	80, 100, 150 e 200	4
	15	80	1
	18	80	1
4,0	6	80, 100, 150 e 200	4
	15	80	1
	18	80	1
6,0	6	80, 100, 150 e 200	4
	15	80	1
	18	80	1
SB	18	80	1
	22	80	1

### 3.6 VARIÁVEIS DE RESPOSTA

Variáveis de resposta são grandezas mensuráveis utilizadas para representar as características de comportamento do objeto de estudo. As variáveis de resposta empregadas na análise do comportamento dos materiais são as seguintes:

- Resistência à compressão não-confinada ( $q_u$ );
- Tensão desvio na ruptura ( $q_{rup}$ );
- Tensão desvio final ( $q_{final}$ );
- Poro-pressão ( $u$ );
- Intercepto coesivo efetivo de pico ( $c'$ );
- Ângulo de atrito interno efetivo de pico ( $\phi'$ );
- Módulo de deformação secante ( $E_s$ );
- Coeficiente de Condutividade Hidráulica ( $k$ )

A seguir são apresentadas algumas definições básicas a respeito das grandezas empregadas na análise.

As variáveis  $s'$  e  $t$ , empregadas usualmente para a visualização das envoltórias de resistência, são definidas em termos das tensões principais como:

$$s' = \frac{\mathbf{s}'_a + \mathbf{s}'_r}{2} = \frac{\mathbf{s}_a + \mathbf{s}_r}{2} - u \quad (3.1)$$

$$t = \frac{\mathbf{s}_a - \mathbf{s}_r}{2} \quad (3.2)$$

onde:

$\mathbf{s}'_a$ ,  $\mathbf{s}'_r$ : tensões efetiva axial e radial, respectivamente;

$\mathbf{s}_a$ ,  $\mathbf{s}_r$ : tensões totais axial e radial, respectivamente;

$u$ : poro-pressão.

Através da envoltória de resistência, são determinados o intercepto coesivo efetivo ( $c'$ ) e o ângulo de atrito interno efetivo do material ( $\phi'$ ).

O módulo de deformação secante ( $E_s$ ) é definido pelo quociente entre a variação da tensão desvio e a variação da deformação axial correspondente, num determinado segmento da curva tensão-deformação.

### 3.7 MATERIAIS UTILIZADOS NA PESQUISA

Este item apresenta os materiais utilizados na pesquisa, descrevendo a sua procedência, bem como as propriedades físicas de cada um dos materiais.

#### 3.7.1 Solo

O solo utilizado na pesquisa é uma areia fina siltosa, mal graduada, fracamente plástica. Trata-se de um solo residual (horizonte C), substrato de arenito, pertencente à denominada Formação Botucatu. A jazida de onde foram coletadas as amostras apresenta um talude, de aproximadamente 20 m de altura, situado às margens da rodovia estadual RS-240, na localidade de Vila Scharlau, município de São Leopoldo-RS, conforme ilustra a Figura 3.1.

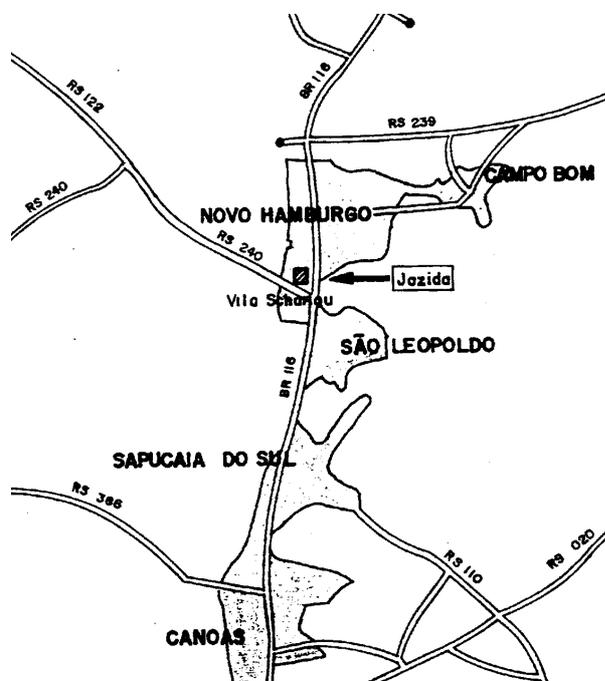


Figura 3.1 – Localização da jazida de solo residual de arenito Botucatu (Thomé, 1999).

Foram previamente relatados vários trabalhos de caracterização para este solo (Nuñez, 1991; Prietto, 1996; Ulbrich, 1997; Thomé, 1999). Nuñez (1991) constatou a homogeneidade da jazida ao realizar ensaios ao longo de sua profundidade. Thomé (1999) realizou ensaios adicionais de caracterização do solo, confirmando que as amostras utilizadas em seu experimento eram consistentes com o conjunto de resultados obtidos por Nuñez (1991).

As propriedades físicas médias do solo, determinadas por Thomé (1999) são apresentadas na Tabela 3.5. A Figura 3.2 apresenta a curva granulométrica obtida para o solo residual com o uso de defloculante. Verifica-se que o material é composto por 5% de argila (<0,002 mm), 38,9% de silte (0,002 a 0,074 mm) e 56,1% de areia, sendo que desta porcentagem, 47,3% é de areia fina (0,074 a 0,42 mm) e somente 8,8% de areia média (0,042 a 2,0 mm). O SRAB pode ser classificado geotecnicamente como uma areia siltosa, segundo a NBR 6502 (ABNT, 1995), e como SM (areia siltosa), segundo a classificação unificada (ASTM D 2487, 1993).

Nuñez (1991) determinou as principais propriedades físico-químicas do solo residual, com ênfase para a mineralogia e a composição química da fração argila e todas as análises realizadas indicaram a predominância do argilo mineral caulinita. Observa-se, também, a presença de 3,2% de hematita, que é o óxido responsável pela cor rosada característica do solo residual de arenito Botucatu.

Tabela 3.5 – Índices Físicos do SRAB (Fonte: Thomé, 1999).

<b>Índices Físicos</b>	<b>SRAB</b>
Limite de Liquidez, LL	22%
Limite de Plasticidade, LP	19%
Índice de Plasticidade, IP	3%
Massa específica real dos grãos, G	26,7 KN/m <sup>3</sup>
Diâmetro Efetivo, D <sub>10</sub>	0,004 mm
Diâmetro Médio, D <sub>50</sub>	0,09mm

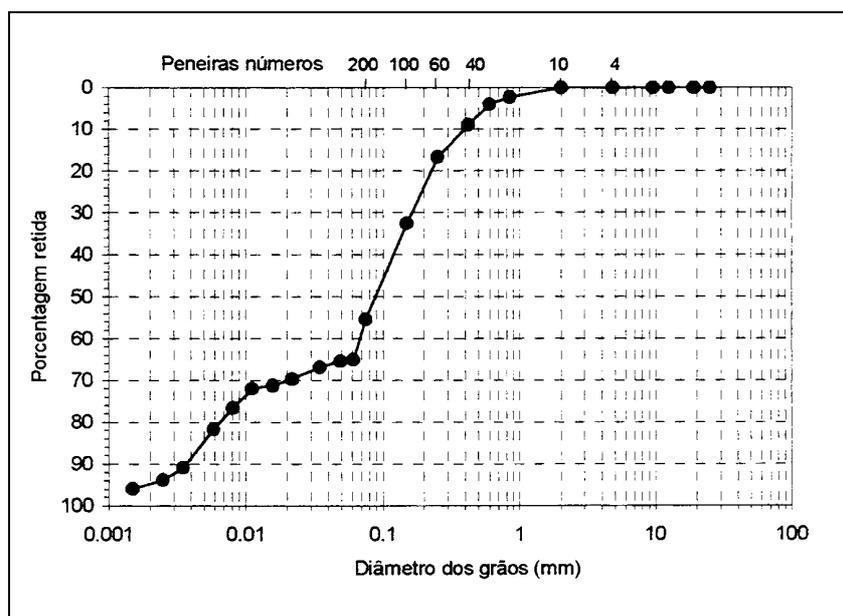


Figura 3.2 – Curva granulométrica do solo residual de arenito Botucatu (Thomé, 1999).

### 3.7.2 Bentonita

A bentonita é um material primariamente formado por argilo minerais do grupo montmorilonita. O cátion adsorvido pode ser o sódio ou o cálcio, sendo que a bentonita sódica é a mais comumente utilizada em aplicações de selagem e impermeabilização. A bentonita sódica tem um poder muito maior de expansão em relação a bentonita cálcica. Por outro lado, a bentonita cálcica é mais estável quimicamente quando exposta a certos compostos químicos. A qualidade de uma bentonita pode ser avaliada através de medidas indiretas: através da avaliação dos Limites de Atterberg e de ensaios de expansão livre. Quanto maior o Limite de Plasticidade e o Limite de Liquidez, melhor a qualidade da bentonita. O Limite de Liquidez de uma bentonita cálcica situa-se entre 100 e 150%. Uma bentonita sódica de média qualidade tem Limite de Liquidez entre 300 e 500% e uma bentonita sódica de alta qualidade entre 500 e 700%. Os testes de expansão livre mostram que quanto maior a capacidade de expansão da bentonita, melhor a sua qualidade (Heineck, 2002).

A afinidade da bentonita com a água e sua capacidade de expansão são as características que o material apresenta que o tornam resistente a passagem de água. Sob condições confinadas, assim como nas barreiras verticais, as partículas expandidas da

bentonita serão forçadas umas contra as outras, preenchendo os vazios entre as partículas de solo formando uma barreira contra a passagem do fluido.

A Figura 3.3 mostra a distribuição granulométrica da bentonita sódica com o uso de defloculante. Verifica-se que o material é composto por 74,8% de argila (<0,002 mm), 24,5% de silte (0,002 a 0,074 mm) e apenas 0,7% de areia fina (0,074 a 0,42 mm).

A bentonita utilizada na matriz de arenito e cimento foi uma bentonita sódica comercial ativada com carbonato de sódio, comercializada na forma pulverizada. Os seus Índices Físicos determinados são mostrados na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Índices Físicos da Bentonita

Índices Físicos	Bentonita
Limite de Plasticidade, LP	58%
Limite de Liquidez, LL	420%
Massa específica real dos grãos, G	30,9 KN/m <sup>3</sup>

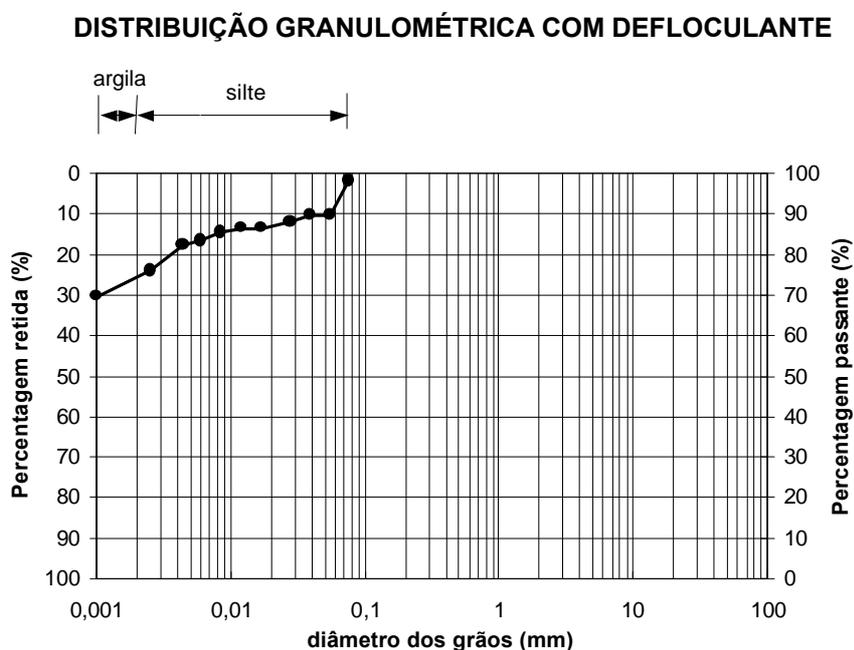


Figura 3.3 – Curva granulométrica da bentonita sódica com o uso de defloculante.

### 3.7.3 Cimento

O cimento é produzido moendo-se o clínquer produzido no forno, com o gesso. É permitida também a adição de calcário e escória de alto forno em teores determinados de acordo com o tipo de cimento a ser produzido.

O Cimento Portland de alta resistência inicial (ARI) - NBR 5733, o cimento portland branco, o cimento portland de moderada resistência aos sulfatos e moderado calor de hidratação (MRS) e o cimento portland de alta resistência a sulfatos (ARS) – NBR 5737, não recebem outros aditivos, a não ser o gesso. Portanto, são feitos de clínquer + gesso.

O gesso é destinado ao controle do tempo de pega do cimento, para propiciar o manuseio ao adicionar água. O teor de gesso varia em torno de 3% no cimento.

O cimento utilizado na pesquisa foi o Cimento Portland de Alta Resistência Inicial (CPV-ARI) da marca Cauê. Este tipo de cimento possui a vantagem de atingir altos valores de resistência em baixos períodos de cura, permitindo uma desforma mais rápida. Desta forma, o período de cura definido no programa experimental foi de apenas 7 dias.

Dados fornecidos pela Cimento Cauê indicam uma massa específica real dos grãos de  $31,4 \text{ kN/m}^3$ , para este tipo de cimento.

### 3.7.4 Água

A água utilizada na preparação de todos os corpos de prova é a destilada, bem como a utilizada durante os ensaios triaxiais.

## 3.8 MÉTODOS UTILIZADOS

A seguir será descrito o método utilizado para a preparação e moldagem dos corpos de prova e os métodos de ensaio empregados durante o programa experimental.

### **3.8.1 Coleta e preparação dos materiais**

Primeiramente as amostras de solo foram coletadas na jazida de origem, no estado deformado, trazidas para o laboratório, secas ao ar, destorroadas, peneiradas e devidamente estocadas em recipientes adequados.

### **3.8.2 Preparação dos corpos de prova**

A moldagem dos corpos de prova para os ensaios de compressão simples e para os ensaios triaxiais foi realizada em moldes bi-partidos de PVC com 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. Devido aos altos teores de umidade das misturas, os moldes de PVC foram vedados lateralmente e inferiormente através da aplicação de borracha de silicone, com o objetivo de evitar a fuga de água através do molde. Como não foi possível a compactação da amostra em camadas, a mistura dos materiais foi devidamente despejada dentro dos moldes até uma altura de 100 mm, demarcada internamente no molde de PVC.

Os componentes foram adicionados em um recipiente em duas etapas distintas: bentonita e água são adicionadas e misturadas manualmente até ser obtida a homogeneização, verificada manualmente. Terminada a primeira etapa, solo e cimento são adicionados, em seqüência, e misturados até atingir um aspecto homogêneo. Esta seqüência foi a mais apropriada, pois permitiu que os grumos de bentonita formados em contato com a água fossem facilmente desagregados, propiciando assim uma melhor homogeneização da mistura. Os corpos de prova foram preparados um a um, ou seja: cada corpo de prova teve uma mistura de solo, cimento, bentonita e água preparada separadamente. Durante este processo todas as precauções foram tomadas no sentido de se evitar as perdas de umidade por evaporação.

Concluído o processo de moldagem, a desmoldagem do corpo de prova só foi feita quando o corpo de prova apresentou resistência suficiente capaz de não provocar danos na amostra (em torno de 48 horas). Feita a desmoldagem, os corpos de prova foram pesados com precisão de 0,01 gf, medidos com precisão de 0,01 cm e logo após acondicionados em sacos plásticos até completar o período de cura de 7 dias após o período de moldagem (incluído os dois dias para a desmoldagem).

### **3.8.3 Ensaio de caracterização**

As determinações do teor de umidade realizadas em laboratório, para a caracterização dos materiais e controle de moldagem dos corpos de prova, seguiram o método descrito no anexo da NBR 6457 (ABNT, 1986a).

Os limites de liquidez (LL) e de plasticidade (LP) foram determinados segundo a NBR 6459 (ABNT, 1984a) e a NBR 7180 (ABNT, 1984b), respectivamente.

A análise granulométrica por sedimentação do solo (bentonita) foi realizada seguindo o procedimento proposto na NBR 7181 (ABNT, 1984c). Neste procedimento foi utilizada a solução de hexametáfosfato de sódio como agente defloculante.

A densidade real dos grãos foi determinada conforme o procedimento proposto na NBR 6508 (ABNT, 1984d).

### **3.8.4 Ensaio de Compressão não-confinada**

A realização dos ensaios de compressão simples seguiu os procedimentos descritos na NBR 12025. A prensa utilizada para a ruptura dos corpos de prova era da marca Wykeham Farrance, adaptada com anéis dinamométricos de 3 KN e 6 KN, previamente calibrados. Após o período de cura de 7 dias, os corpos de prova foram cisalhados.

### **3.8.5 Ensaio Triaxiais**

A fim de determinar as características de resistência e deformabilidade da mistura de solo-cimento-bentonita, foram realizados ensaios triaxiais convencionais adensados isotropicamente e com ruptura não-drenada (CIU). Os ensaios foram realizados a níveis de tensão confinantes efetivas de 20, 60, 100 e 200 kPa. Os procedimentos gerais adotados na preparação e execução dos ensaios triaxiais seguiram basicamente os princípios descritos por Bishop & Henkel (1962), Head (1982) e pelos procedimentos de ensaios já consolidados pelo Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRGS.

Na execução dos ensaios triaxiais saturados, o corpo de prova era colocado no pedestal da câmara triaxial, sobre um papel filtro apoiado na pedra porosa convencional.

Uma membrana de látex era colocada ao redor da amostra. Na sua face superior colocava-se outro papel filtro, seguido de outra pedra porosa. Acima da pedra porosa era colocado o cabeçote. A membrana era fixada ao pedestal e ao cabeçote por meio de anéis de vedação.

Para a colocação dos sensores de medição de deformação, a membrana deve estar bem aderida ao corpo de prova, para isso, aplicou-se uma pressão negativa ao corpo de prova (vácuo). As membranas foram devidamente marcadas de maneira a orientar na colagem dos suportes dos sensores, os quais foram fixados utilizando-se um adesivo de colagem rápida. Após a colagem, os sensores foram ajustados para que as leituras ficassem dentro do intervalo linear dos mesmos.

Depois da montagem do corpo de prova e do fechamento da câmara triaxial, esta era preenchida com água destilada, através da sua ligação com o reservatório de água do laboratório.

Após a colocação do corpo de prova na câmara triaxial e do ajuste dos sensores de efeito Hall, iniciou-se a fase de saturação da amostra. O processo de saturação foi procedido de duas fases: (1) nesta fase a amostra era submetida a uma tensão confinante efetiva de 20 kPa para impedir um fluxo preferencial entre o corpo de prova; (2) pela aplicação de contra-pressão, onde estágios de incrementos de 50 kPa na tensão confinante e na contra-pressão eram aplicados, sendo a tensão confinante efetiva mantida a 20 kPa. Quando a poro-pressão monitorada na base do corpo de prova equalizava-se com a contra-pressão aplicada em seu topo, um novo incremento de pressão era aplicado. O processo continuava até chegar-se a um valor médio de aproximadamente 430 kPa, para assegurar a dissolução completa das bolhas de ar e a saturação das amostras. Após a fase de saturação, aumentava-se a tensão confinante até que a tensão efetiva atingisse o valor em que o ensaio seria conduzido, tomando-se o cuidado de esperar o tempo necessário para a amostra adensar.

A garantia de saturação da amostra foi monitorada através da medição do parâmetro B (Skempton, 1954), medida após a aplicação de um incremento de tensão, realizada nos três últimos níveis de tensões possíveis, limitado pela contra-pressão utilizada na fase de cisalhamento.

No cálculo das tensões desvio, foram aplicadas correções de área e de membrana. Neste procedimento seguiu-se a abordagem proposta por La Rochele et al. (1988).

Os ensaios triaxiais CIU foram realizados segundo deformação controlada, com velocidade de deformação de 0,016mm/min.

A seguir são relatadas as principais características do equipamento empregado nos ensaios triaxiais:

- Equipamento triaxial da marca GEONOR;
- Aquisição de dados: conversor analógico/digital (*datalogger* CIL 6580) da Hewlett Packard e um micro computador PC/AT 386.
- Medidores de pressão confinante e poro-pressão: transdutor de pressão da marca SODMEX, do tipo HP200;
- Medidores de deformação: transdutor de deslocamento marca Gefran, modelo LTM 50Sm, como medidor externo e instrumentação interna composta por dois sensores de efeito Hall, ambos para medição de deformação axial;
- Força axial: célula de carga da marca KRATOS, modelo KM, situada externamente à câmara triaxial.

### **3.8.6 Condutividade Hidráulica**

Os ensaios de condutividade hidráulica foram realizados no próprio equipamento triaxial. Tavenas et al (1983) descreveram o uso do equipamento triaxial como um permeâmetro. A medição do coeficiente de condutividade hidráulica ( $k$ ) é realizada na fase de percolação do corpo de prova no ensaio triaxial.

A realização de testes nos permeâmetros deve ser feita com controle de entrada do líquido na amostra. A Lei de Darcy relaciona a velocidade com o gradiente hidráulico. Sendo a área transversal ( $A$ ) e a altura da amostra ( $L$ ) conhecidas, então, para a determinação da condutividade hidráulica é necessária a medição da vazão ( $Q$ ) e da carga hidráulica ( $\Delta H$ ) aplicada na amostra. Para o cálculo da vazão através da amostra, coleta-se a

água percolada em uma proveta na saída do corpo de prova, cronometrando o tempo em que a mesma demora para ocupar um determinado volume. ( $Q=V_{\text{água}}/t$ )

O sistema de controle de entrada de água na amostra pode ser feito de três diferentes formas: testes com carga constante, carga variável e com taxa de fluxo constante. O sistema utilizado para a medição da condutividade hidráulica foi o de carga constante.

O ensaio a carga constante consiste em manter a carga hidráulica na entrada do corpo de prova constante. Existem várias maneiras de manter a carga hidráulica constante, dentre elas a utilização de reservatórios ou com o tubo de Mariotti. Possui a vantagem da simplicidade de cálculo e pressão constante na amostra, o que evita a sua variação volumétrica.

## **CAPÍTULO 4**

### **APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS**

Nesta parte do trabalho são apresentados os resultados e análises do estudo do comportamento mecânico e hidráulico de misturas de solo-bentonita (SB) e de solo-cimento-bentonita (SCB).

O capítulo está estruturado em três partes, sendo na primeira delas apresentados os resultados dos ensaios triaxiais convencionais adensados não-drenados (CIU) e de condutividade hidráulica obtidos em amostras de SB. A segunda parte apresenta os resultados dos ensaios triaxiais CIU e de condutividade hidráulica em corpos de prova de SCB com teores de bentonita de 6%, 15% e 18%, bem como a influência do fator água-cimento ( $a/c$ ) no comportamento das misturas; e na última parte são discutidos os resultados nas três dosagens de SCB conjuntamente com as amostras de SB, procurando avaliar a influência do teor de bentonita e da presença de cimento nas características mecânicas e hidráulicas das misturas de SCB.

## 4.1 COMPORTAMENTO MECÂNICO E HIDRÁULICO DAS MISTURAS DE SOLO-BENTONITA (SB)

### 4.1.1 Comportamento mecânico das misturas de SB

Para esta etapa do programa experimental foram previstos 4 ensaios triaxiais adensados não drenados (CIU) em amostras de SB com teor de umidade de 80% e teores de bentonita de 18% e 22%. Não foram realizados ensaios CIU em corpos de prova com teores de bentonita de 6% e 15% devido à falta de consistência das amostras no momento da desmoldagem. As tensões de confinamento utilizadas nos ensaios foram de 20, 60 e 100 kPa, a fim de se obter a envoltória de ruptura e os parâmetros de resistência das misturas.

#### *a) Parâmetro B*

A verificação da saturação foi feita através da obtenção do parâmetro B de Skempton, após cada incremento de contra-pressão. Em todos os ensaios, os valores do parâmetro B encontrados após o último incremento de contra-pressão foram superiores a 0,90.

#### *b) Curvas tensão desvio e variação da poro-pressão versus deformação axial*

A Figura 4.1 apresenta as curvas tensão desvio versus deformação axial e variação de poro-pressão versus deformação axial em função da tensão de confinamento para as amostras com teor de bentonita de 18% obtidas nos ensaios de compressão triaxial não-drenados.

Os resultados mostram que esse material possui uma resistência ao cisalhamento sob condições não-drenadas muito baixa. Para a tensão de confinamento de 100 kPa, a resistência ao cisalhamento de ruptura não ultrapassou o valor de 60 kPa. A mistura se caracteriza por ser bastante compressível e apresentar baixo módulo de elasticidade inicial.

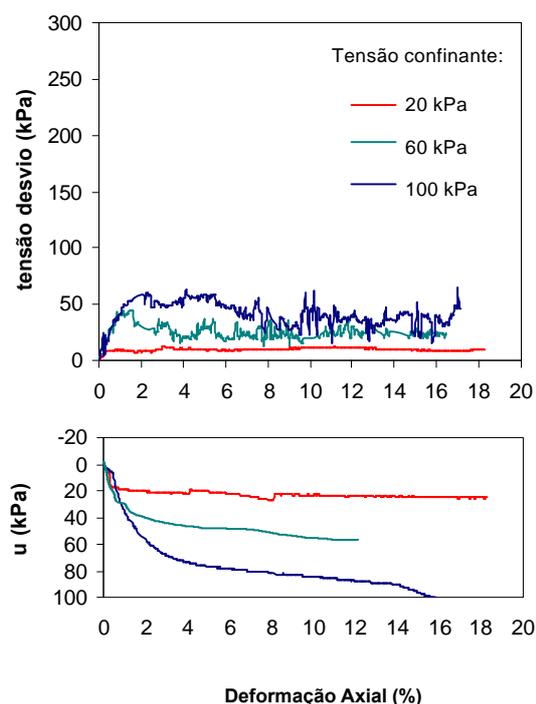


Figura 4.1 – Comportamento tensão e variação de poro-pressão versus deformação axial para misturas de solo-bentonita com teor de bentonita de 18%.

Com relação às curvas de geração de poro-pressão, verifica-se um aumento sistemático da poro-pressão, indicando que esse material apresenta uma tendência clara de contração durante o processo de cisalhamento sob condições drenadas.

A Figura 4.2 ilustra as curvas tensão desvio e variação da poro-pressão versus deformação axial em função do teor de bentonita para uma tensão confinante de 20 kPa. Pelo gráfico, verifica-se que o aumento do teor de bentonita de 18% para 22% causa um pequeno acréscimo de resistência no compósito. Apesar da bentonita ser um material bastante compressível e com uma resistência ao cisalhamento muito baixa, verifica-se que o aumento do teor de bentonita de 18 para 22% não causou uma queda de resistência no compósito. Isto deve estar associado à diminuição do índice de vazios do material, formando uma estrutura mais coesa, e por conseqüência, resultando no aumento da resistência. Quando a estrutura desse material estiver bem formada, espera-se que o aumento do teor de bentonita diminua a resistência do compósito. Com relação à geração

de poro-pressão, observa-se que o aumento do teor de bentonita diminui as poro-pressões positivas e a tendência de compressão do material sob condições drenadas.

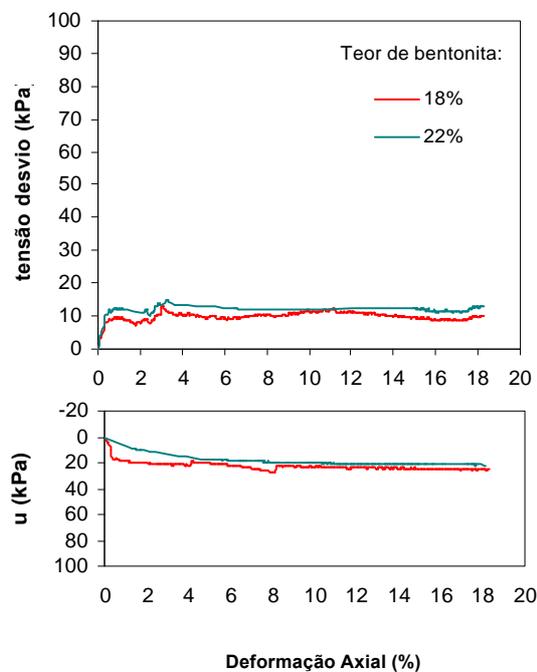


Figura 4.2 – Influência do teor de bentonita no comportamento tensão desvio e poro-pressão versus deformação axial para uma tensão confinante de 20 kPa.

### c) Deformabilidade

A Figura 4.3 apresenta o módulo secante ( $E_s$ ) calculado em relação à origem, em função das deformações axiais ( $\epsilon_{axial}$ ), para corpos de prova de SB com teor de bentonita de 18% e tensões confinantes de 20 kPa, 60 kPa e 100 kPa. Observa-se que o módulo secante decresce com o aumento das deformações axiais. Por exemplo, para a tensão confinante de 100 kPa e deformação axial de 0,1%, o valor do módulo secante é de aproximadamente 8 MPa; este valor reduz para em torno de 4 MPa para 1% de deformação.

A Figura 4.4 apresenta a variação do módulo secante em função da tensão confinante para valores de deformação axial de 0,1%. Verifica-se que o crescimento da tensão confinante de 20 kPa para 60 kPa provoca um aumento do módulo secante, ao passo

que a variação da tensão de confinamento de 60 para 100 kPa praticamente não provocou alteração no valor do módulo secante. Os resultados foram ajustados segundo uma tendência logarítmica com um coeficiente de determinação  $R^2$  próximo da unidade.

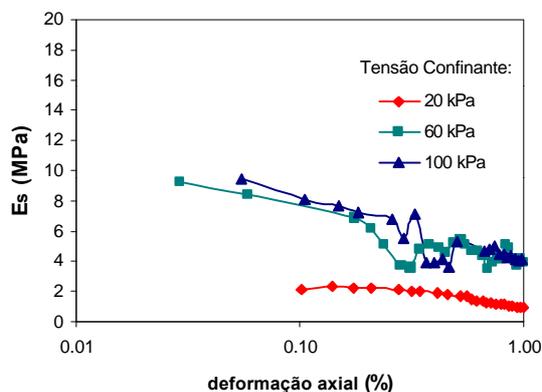


Figura 4.3 – Variação do Módulo Secante em função das deformações axiais para amostras de SB com um teor de bentonita de 18% e tensões de confinamento de 20, 60 e 100 kPa.

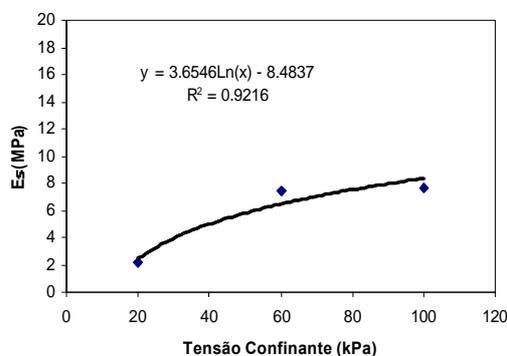


Figura 4.4 – Variação do Módulo Secante para deformação axial de 0,1% em função das tensões de confinamento.

#### d) *Envoltória de ruptura e parâmetros de resistência*

A Figura 4.5 mostra a envoltória de resistência de pico e as trajetórias de tensões efetivas dos ensaios triaxiais CIU da mistura de solo-bentonita com teor de bentonita de 18%. O gráfico está apresentado no espaço  $s'$  x  $t$  juntamente com os parâmetros de resistência de ruptura (intercepto coesivo e ângulo de atrito interno efetivo). Observa-se que

para os níveis de tensões confinantes adotados, a envoltória de ruptura é linear apresentando coeficiente de determinação  $R^2$  muito próximo da unidade.

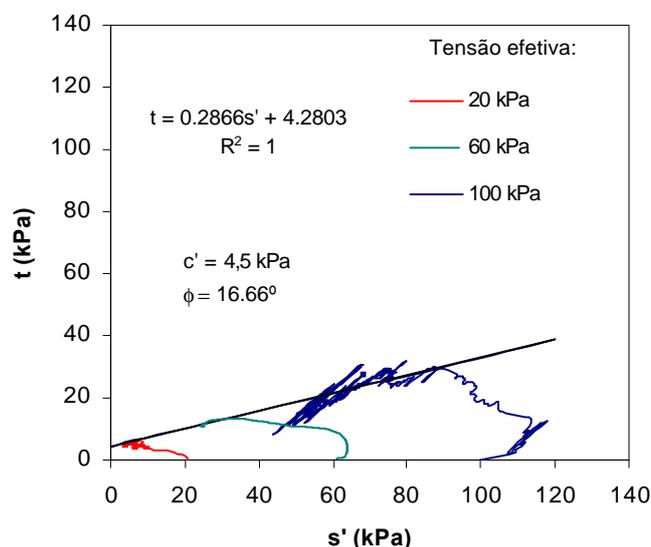


Figura 4.5 – Trajetória de tensões de misturas de SB com teor de bentonita de 18%

O intercepto coesivo obtido para esse material foi de 4,5 kPa enquanto que o ângulo de atrito interno de pico resultante foi de 16,6°.

#### e) Modo de ruptura

De forma geral, foi observada uma forma de ruptura bem definida: ruptura dúctil, característica das areias fofas e argilas moles, que não apresenta a formação de planos definidos de ruptura e nem queda significativa da resistência após a tensão desvio máxima. Na ruptura dúctil observam-se deformações distribuídas por toda a amostra, sendo esta forma de ruptura conhecida como “*bulging*” (*embarrigamento*).

#### 4.1.2 Comportamento hidráulico de misturas de SB

Os ensaios de condutividade hidráulica foram executados no próprio equipamento triaxial com uma tensão confinante de 45 kPa e um gradiente hidráulico de 25. Assim como foi procedido nos ensaios triaxiais CIU, o ensaio de condutividade hidráulica foi realizado

após um tempo de repouso da amostra de 48 horas. Para uma amostra de SB com teor de umidade de 80% e teor de bentonita de 18% a condutividade hidráulica obtida foi de  $3,53 \times 10^{-10}$  m/s, enquanto que para uma amostra de 22% de bentonita a condutividade hidráulica encontrada foi de  $2,17 \times 10^{-10}$  m/s. Um fato interessante que pode ser verificado a partir desse resultado obtido é que uma mistura contendo materiais siltsosos, como é o caso do solo residual arenito Botucatu, quando misturado com a bentonita pode apresentar valor de condutividade hidráulica baixos, na ordem de  $1,0 \times 10^{-10}$  m/s. Valor este inferior aos valores usualmente utilizados em projeto para as barreiras verticais de SB na contenção de contaminantes.

## 4.2 COMPORTAMENTO MECÂNICO E HIDRÁULICO DE MISTURAS DE SOLO-CIMENTO-BENTONITA (SCB)

As misturas de SCB com teores de bentonita de 6%, 15% e 18% foram ensaiadas com o objetivo de tentar buscar subsídios para se explicar qual a influência que tem o teor de bentonita e a presença do cimento no comportamento mecânico e hidráulico das amostras.

### 4.2.1 Comportamento mecânico das misturas de SCB

#### 4.2.1.1 Teor de bentonita de 6%

Os ensaios de compressão triaxial convencional adensados não-drenados (CIU) inicialmente previstos pelo programa experimental nesta etapa do trabalho somam um total de 21 ensaios. As tensões de confinamento utilizadas nos ensaios CIU foram de 20 kPa, 60 kPa, 100 kPa e 200 kPa para a obtenção de uma envoltória de ruptura. Os ensaios CIU foram realizados em corpos de prova curados por 7 dias e temperatura constante de 23°C.,

Para as misturas de SCB foram analisados três fatores água-cimento (2, 4 e 6), cada qual com quatro diferentes teores de umidade e teores de cimento. Os teores de umidade ( $\omega$ ) utilizados na pesquisa foram de 80, 100, 150 e 200%.

A partir dos resultados obtidos, vários pontos relacionados à influência do fator água-cimento serão discutidos nos itens subseqüentes, tais como a variação da tensão desvio de ruptura, a variação do teor de umidade, a variação da poro-pressão, a rigidez inicial, a variação dos parâmetros de resistência e o modo de ruptura.

*a) Parâmetro B*

A verificação da saturação foi feita através da obtenção do parâmetro B de Skempton, após cada incremento de contra-pressão. Em todos os corpos de prova os valores dos parâmetros B encontrados após o último incremento de contra-pressão foram superiores a 0,89. A variação do teor de umidade e do fator água-cimento não implicaram necessariamente em uma variação do parâmetro B. A variação do parâmetro B ( $\Delta B$ ) nos últimos três incrementos de pressão foi de apenas 1,1 % (89% a 91,1%) indicando que incrementos maiores de pressão praticamente não influenciariam no valor do parâmetro B alcançado nas amostras cimentadas.

*b) Curvas tensão desvio e variação da poro-pressão versus deformação axial*

As curvas tensão desvio versus deformação axial e de variação de poro-pressão versus deformação axial obtidas nos ensaios de compressão triaxial não-drenados são apresentadas nas Figuras 4.6 a 4.8. A Figura 4.6 apresenta os gráficos tensão desvio e poro-pressão versus deformação axial das misturas de SCB em função do teor de umidade, para uma mesma tensão confinante de 20 kPa. A Figura 4.7 mostra o comportamento tensão desvio e poro-pressão versus deformação axial das misturas de SCB em função dos fatores água-cimento da amostra para um teor de umidade de 80%, enquanto que a Figura 4.8 ilustra a influência da tensão confinante no comportamento mecânico das amostras de SCB para um mesmo teor de umidade (150%).

Em linhas gerais o comportamento tensão-deformação para os corpos de prova de fator água-cimento 2 pode ser descrito como sendo frágil e com uma rigidez inicial elevada, cerca de 250 MPa para uma deformação axial de 0,1%. Verifica-se que o material tem o comportamento típico de materiais cimentados, ou seja, alta rigidez inicial, aparentemente linear até atingir um ponto de plastificação, a partir do qual o material apresenta deformações plásticas crescentes. Características estas distintas dos corpos de prova de

fator água-cimento 4 e 6, que apresentam um comportamento mais dúctil e com um baixo módulo de elasticidade inicial, cerca de 65 MPa e 28 MPa respectivamente para deformações axiais de 0,1%.

Analisando as curvas tensão desvio versus deformação axial dos corpos de prova de fator água-cimento 2, 4 e 6 da Figura 4.6, com exceção do corpo de prova com  $a/c = 2$  e  $\omega = 80\%$ , verifica-se que apesar da mudança do teor de umidade não houve uma variação de resistência de ruptura considerável entre as amostras de mesma relação água-cimento. Pela Figura 4.7 observa-se a grande diferença de resistência ao cisalhamento não-drenada existente entre o corpo de prova de  $a/c = 2$  para os demais. Com relação aos corpos de prova de fator  $a/c = 4$  essa diferença chega a ser, em valores médios, de 500%, enquanto que para os corpos de prova com  $a/c = 6$  o ganho de resistência chega a ser de 2000%.

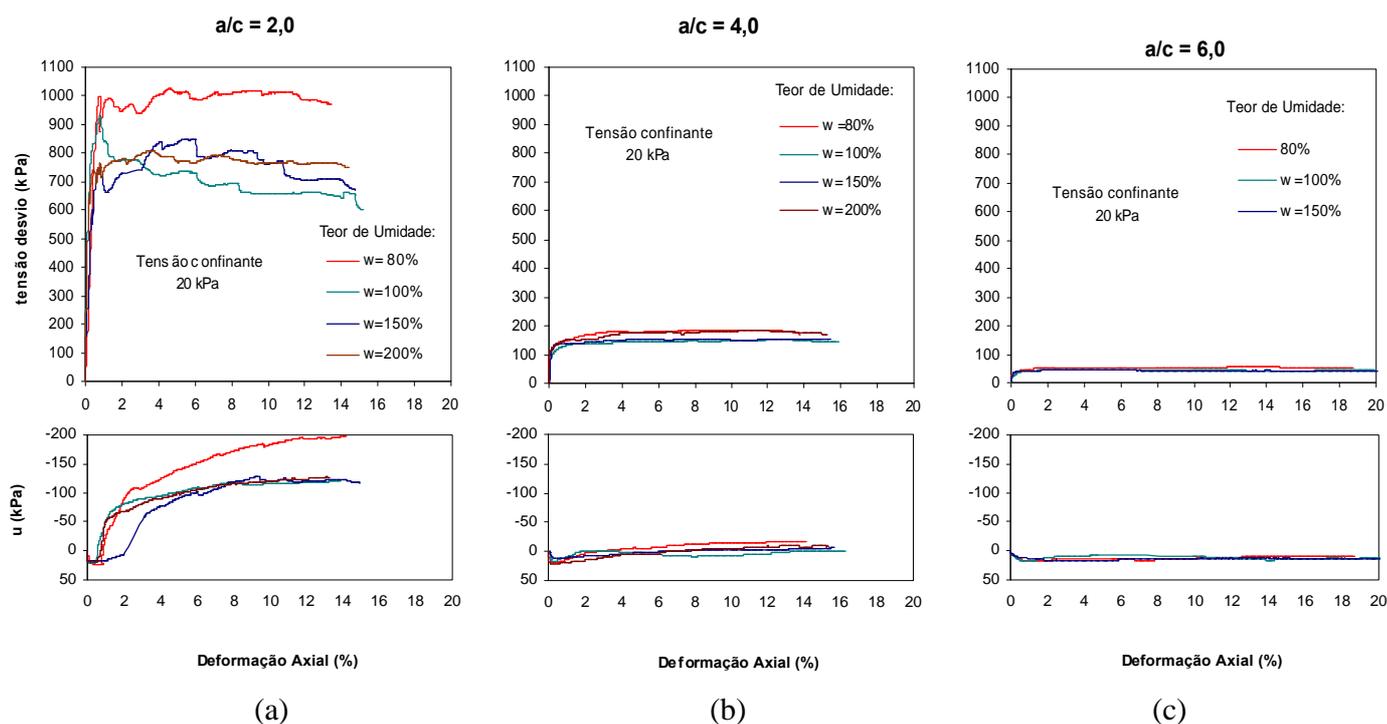


Figura 4.6 – Comportamento tensão desvio e poro-pressão versus deformação axial para as misturas de SCB com teor de bentonita de 6%: (a)  $a/c = 2$ , (b)  $a/c = 4$  e (c)  $a/c = 6$

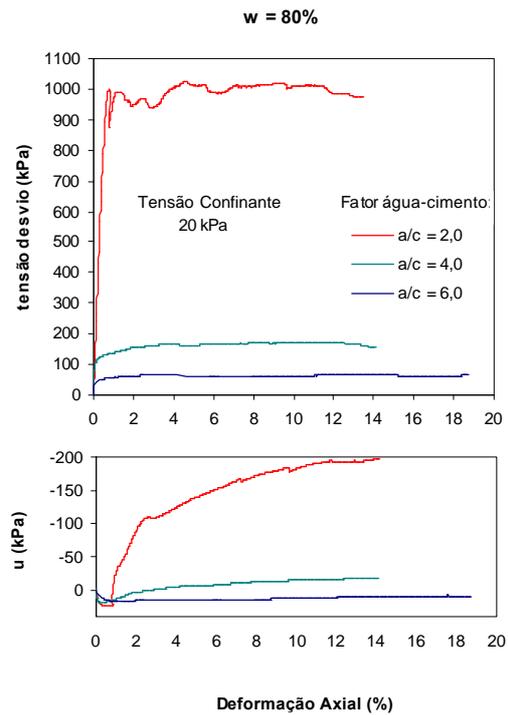


Figura 4.7 – Influência do fator água-cimento no comportamento tensão desvio e poro - pressão versus deformação axial.

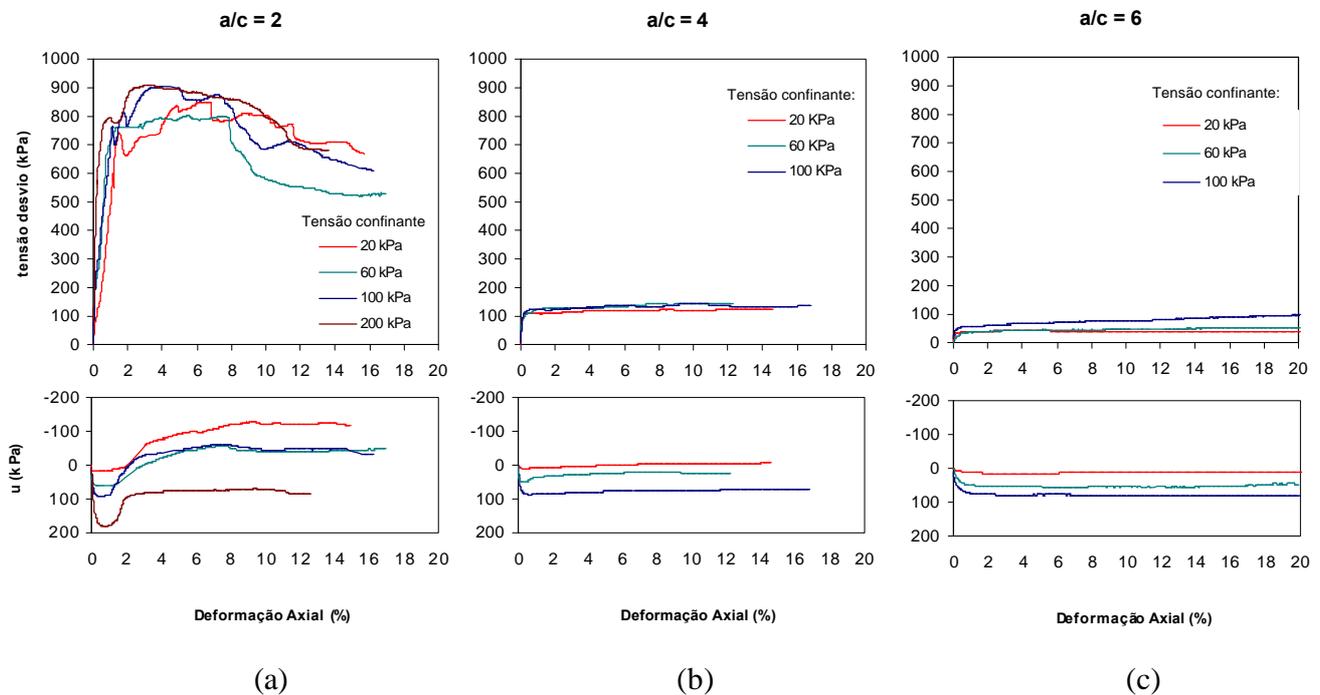


Figura 4.8 – Influência da tensão confinante no comportamento mecânico das amostras de solo-cimento-bentonita com teor de umidade de 150%: (a)  $a/c = 2$ ; (b)  $a/c = 4$  e (c)  $a/c = 6$

Apesar de ser um material bastante rígido com um plano de ruptura bem definido, os corpos de prova de fator água-cimento 2 não apresentaram uma queda brusca de resistência pós-pico. Para todas as umidades a ruptura ocorreu com menos de 1% de deformação axial. Com relação aos corpos de prova de fator água-cimento 4 e 6 não houve a formação de picos de resistência.

Analisando a Figura 4.6 (a), referente às curvas de variação de poro-pressão-deformação axial para as misturas com  $a/c=2$  e tensão confinante de 20 kPa, um padrão de comportamento típico foi verificado: após um aumento de poro-pressão positiva inicial, segue-se uma queda brusca dos valores de poro-pressão indicando que esse material apresenta uma alta rigidez e uma forte tendência dilatante. Após, a taxa de variação da poro-pressão diminui, convergindo para um estado final quase estável correspondente a altos valores de deformações axiais. Pode ser verificado também que somente a amostra de teor de umidade 80% apresenta uma diminuição da poro-pressão mais acentuada em relação aos outros corpos de prova, demonstrando ser um material com uma maior rigidez. O comportamento da evolução das poro-pressões na amostra de  $a/c = 2$  e  $\omega = 150\%$  permanece o mesmo para as tensões confinantes de 20, 60 e 100 kPa, conforme mostra a Figura 4.8 (a).

A evolução da poro-pressão versus deformação axial nas amostras de  $a/c = 4$  e tensão confinante de 20 kPa está ilustrada na Figura 4.6 (b). Nesses materiais ocorre um acréscimo de poro-pressão positiva inicial seguida de uma diminuição gradativa da poro-pressão até altas deformações axiais quando se estabilizam convergindo para um estado final quase estável. Este comportamento indica tratar-se de um material com uma leve tendência a dilatação sob condições de cisalhamento drenado. Se comparado aos corpos de prova de fator água-cimento 2, trata-se de um material bem menos rígido. Nas amostras de  $a/c=4,0$  e  $\omega = 150\%$  assim como ocorreu para os outros fatores água-cimento, a variação da tensão efetiva inicial (60, 100 e 200 kPa) não acarretou numa diferença de comportamento quanto à variação da poro-pressão desses materiais, conforme o gráfico da Figura 4.8 (b).

Com relação aos corpos de prova com fator  $a/c = 6$  e tensão confinante de 20 kPa ilustrados na Figura 4.6 (c), um outro comportamento bastante típico é observado: as poro-pressões são sistematicamente crescentes devido à tendência clara de contração do material

durante o processo de cisalhamento sob condições não drenadas, sendo que a partir de deformações axiais superiores a 1% as poro-pressões se estabilizam convergindo para um estado final estável em todos os casos. Para as amostras de  $a/c = 6$  e  $\omega = 150\%$  também não houve alterações em relação à evolução das poro-pressões para as amostras com tensões efetivas iniciais de 60, 100 kPa, de acordo com a Figura 4.8 (c).

### *c) Deformabilidade*

A Figura 4.9 apresenta o módulo secante ( $E_s$ ) calculado em relação à origem, em função das deformações axiais ( $\epsilon_{axial}$ ), para corpos de prova com  $a/c = 2$ ,  $a/c = 4$  e  $a/c = 6$  e  $\omega = 150\%$ . Observa-se que o módulo secante decresce de forma significativa com o aumento das deformações axiais. A variabilidade do módulo secante para deformações axiais entre 0,1% a 1% é tão maior quanto maior for o fator água-cimento analisado. Por exemplo, para uma amostra de  $a/c = 2$  e  $\omega = 150\%$  o valor do módulo secante é de aproximadamente 215 MPa para uma tensão confinante de 20 kPa e deformação axial de 0,1%; este valor reduz para em torno de 65 MPa para 1% de deformação, ou seja, um decréscimo de 70%. Enquanto que para corpos de prova de  $a/c = 6$  e  $\omega = 150\%$ , o valor do módulo secante é de aproximadamente 28 MPa para uma tensão confinante de 20 kPa e deformação axial de 0,1%; este valor reduz para em torno de 5 MPa para 1% de deformação, ou seja, aproximadamente 82% de decréscimo.

A Figura 4.10 apresenta a variação do módulo secante em função da tensão confinante para valores de deformação axial de 0,1% para amostras com  $\omega = 150\%$ . Verifica-se que o aumento da tensão confinante provoca alterações significativas de resultados, independentemente do fator água-cimento. Nas três situações, a variação da tensão de confinamento de 20 kPa para 100 kPa acarreta um acréscimo em torno de 30% do valor do módulo secante.

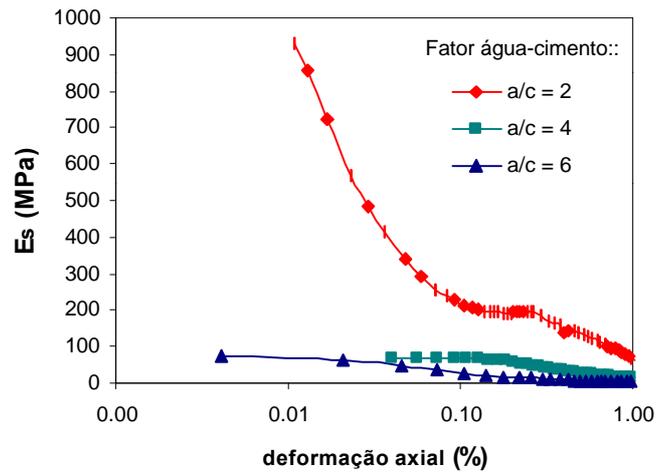


Figura 4.9 – Variação do módulo secante em função das deformações axiais para diferentes fatores água-cimento.

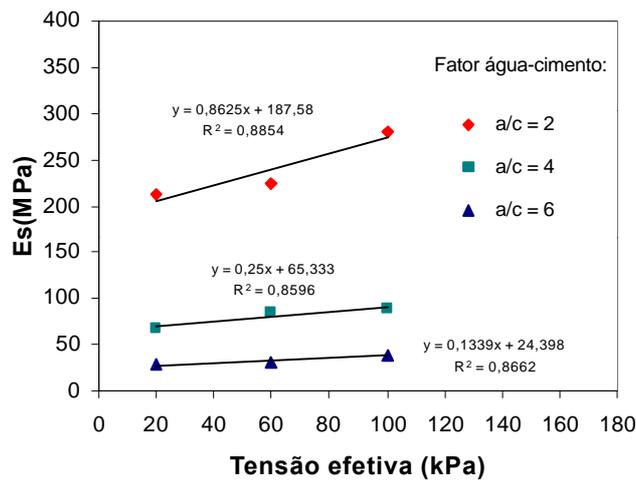


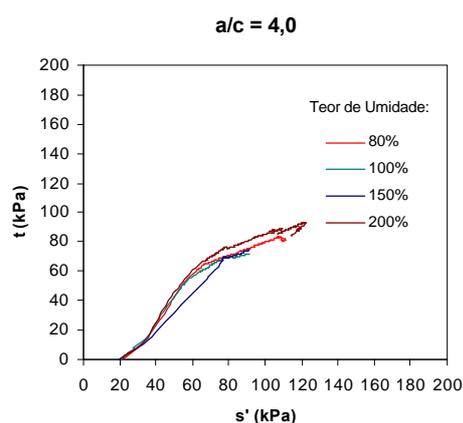
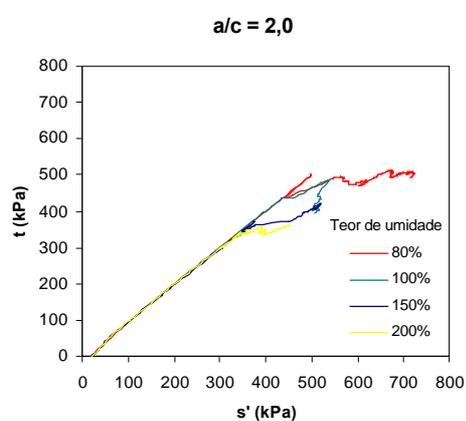
Figura 4.10 – Variação do módulo secante para uma deformação axial de 0,1% em função das tensões de confinamento para corpos de prova com teor de umidade de 150%.

#### d) Envoltórias de ruptura e parâmetros de resistência

As trajetórias de tensões efetivas e as envoltórias de ruptura dos ensaios triaxiais CIU obtidas nas misturas de SCB de fator água-cimento 2, 4 e 6 são mostradas nas Figuras 4.11 e 4.12, respectivamente. A Figura 4.11 ilustra as trajetórias em função do teor de umidade das misturas de solo-cimento-bentonita, enquanto que a Figura 4.12 mostra a

envoltória de resistência de pico das misturas de fator água-cimento 2, 4 e 6 e  $\omega = 150\%$ , juntamente com os parâmetros de resistência de pico, coesão efetiva e ângulo de atrito interno efetivo. Observa-se que para os níveis de tensões confinantes adotados, a envoltória de ruptura é linear apresentando coeficientes de determinação  $R^2$  muito próximos da unidade. Ambos os gráficos estão apresentados no espaço  $s' \times t$ .

Observa-se pela Figura 4.11 que a variação do teor de umidade não provocou alterações significativas nas trajetórias de tensões das amostras de fator água-cimento 2, 4 e 6 e tensão confinante de 20 kPa.



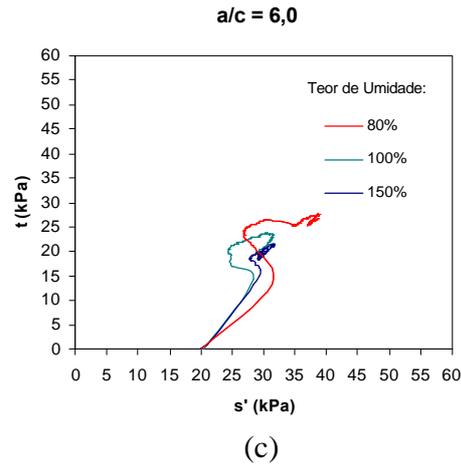


Figura 4.11 – Trajetória de tensões das misturas de SCB para diferentes teores de umidade sob uma tensão de confinamento de 20 kPa: (a)  $a/c = 2,0$ ; (b)  $a/c = 4,0$  e (c)  $a/c = 6,0$

A influência da variação do fator água-cimento na geração das trajetórias de tensões efetivas pode ser vista claramente na Figura 4.12, aonde se ilustra as trajetórias de tensões obtidas para os ensaios triaxiais adensados e não drenados sob tensões de confinamento de 20, 60 e 100 kPa com  $\omega = 150\%$ . Assim como já foi comentado anteriormente, nota-se que quanto maior for a relação água-cimento na amostra, maior será a variação de poro-pressão positiva gerada, provavelmente associada ao aumento da tendência à compressibilidade dos materiais.

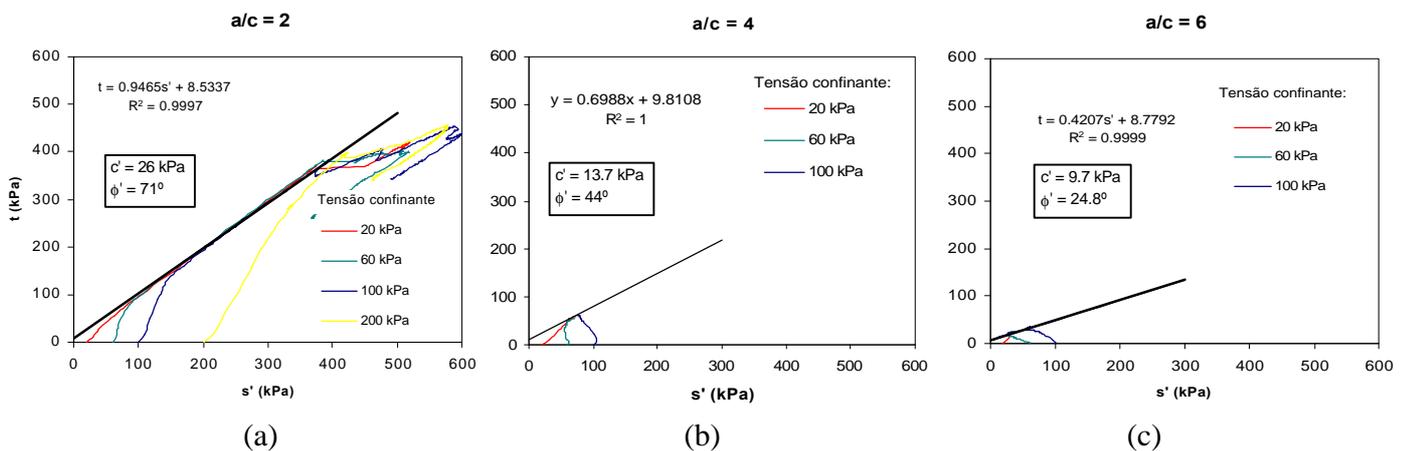


Figura 4.12 – Trajetória de tensões efetivas para corpos de prova com  $\omega = 150\%$ : (a)  $a/c = 2$ , (b)  $a/c = 4$  e (c)  $a/c = 6$ .

Comparando-se as envoltórias de ruptura da Figura 4.12, é possível observar que a diminuição do fator água-cimento causa um aumento significativo no ângulo de atrito

interno efetivo, variando de  $24,8^\circ$ , em corpos de prova com  $a/c = 6$ , para  $71^\circ$  em corpos de prova com  $a/c = 2$ , ou seja, um acréscimo de 186%. O intercepto coesivo também foi alterado pela maior cimentação do material. Para os três fatores água-cimento analisados o valor do intercepto coesivo variou entre 9,7 e 26 kPa: 9,7 kPa para amostras com  $a/c = 6$ , 13,7 kPa para amostras com  $a/c = 4$  e 26 kPa para amostras com  $a/c = 2$ . Tais resultados seguem a mesma tendência aos obtidos por Prietto (1996) para o mesmo solo residual de arenito utilizado nesta pesquisa, os quais mostraram que a coesão efetiva do material varia linearmente com o nível de cimentação, ou seja, com o aumento do teor de cimento na mistura. Segundo Mitchell (1993), a cimentação das partículas pode aumentar a resistência de um material, devido à coesão, em até centenas de kPa. Quanto ao ângulo de atrito interno, Clough et al. (1981) afirmam que o nível de cimentação não altera o valor do ângulo de atrito interno efetivo uma vez que obtiveram, em sua pesquisa, ângulos de atrito da mesma ordem de grandeza para materiais não cimentados e materiais artificialmente cimentados. Outros autores, no entanto, afirmam que o nível de cimentação altera os ângulos de atrito interno do material, aumentando-os (Prietto, 1996; Carraro, 1997).

*e) Modo de ruptura:*

De forma geral, foram observadas duas formas de ruptura bem definidas: (1) ruptura frágil, característica de materiais muito rígidos, apesar da não existência de uma resistência de pico pronunciada; (2) ruptura dúctil, característica das areias fofas e argilas moles, que não apresenta a formação de planos definidos de ruptura e nem queda significativa da resistência após a tensão desvio máxima. No primeiro caso, a amostra após a ruptura se comporta essencialmente como dois blocos rígidos deslizando-se um sobre o outro, na ruptura dúctil observam-se deformações distribuídas por toda a amostra, sendo esta forma de ruptura conhecida como “*bulging*”.

Todas as amostras de fator água-cimento 2 apresentaram ruptura frágil, enquanto que para as amostras de fator água-cimento 4 e 6 observou-se o tipo de ruptura dúctil.

*f) Resistência à compressão não-confinada*

Os resultados de resistência à compressão não-confinada versus deformação axial, para as amostras de SCB com teor de bentonita de 6% estão apresentados nas Figuras 4.13 (a), 4.13 (b) e 4.13 (c), respectivamente para fatores água-cimento de 2, 4 e 6 e na Figura 4.14. A determinação da deformação axial foi feita através da utilização de um deflectômetro conectado a prensa. Portanto, para efeito de análise, considera-se somente a resistência não-confinada obtida no ensaio. Na Figura 4.13, pode-se claramente observar que a variação do teor de umidade ( $\omega$ ) e do teor de cimento ( $c$ ) para um mesmo fator água-cimento não implica em uma variação significativa de resistência de ruptura. Aonde o teor de cimento é a razão entre o peso de cimento e o peso do solo seco (bentonita + SRAB). Pela Figura 4.14 pode-se concluir que existe um aumento da resistência ao cisalhamento da mistura com o decréscimo do fator água-cimento, sendo a variação da resistência mais significativa para menores valores de relação água-cimento. Esses resultados vão ao encontro aos que foram observados por Miura et al. (2001) e Horpibulsuk et al. (2003). O ganho de resistência das misturas com fator água-cimento 2 em relação às misturas de fator água-cimento 4 é, em média, de 650% , ao passo que a diferença de resistência entre os corpos de prova de fator água-cimento 4 e 6 é, em média, de 250% . Na Tabela 4.1 é apresentado um resumo dos resultados desses ensaios.

Na Tabela 4.2 é feita uma comparação dos resultados obtidos nos ensaios de compressão não-confinada com os ensaios triaxiais CIU, tensão confinante de 20 kPa, para corpos de prova de  $a/c = 2, 4$  e  $6$ ,  $\omega = 80\%$  com teor de bentonita de 6%. Observa-se que os resultados de resistência de pico dos ensaios de compressão não-confinada foram bastante parecidos em relação aos obtidos nos ensaios triaxiais CIU, no entanto, dentro de uma faixa de dispersão aceitável.

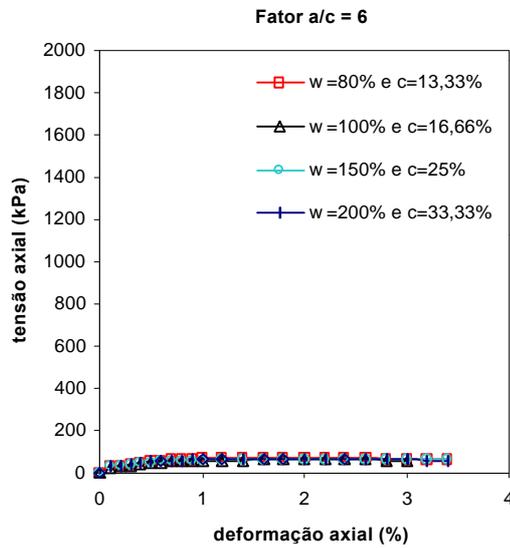
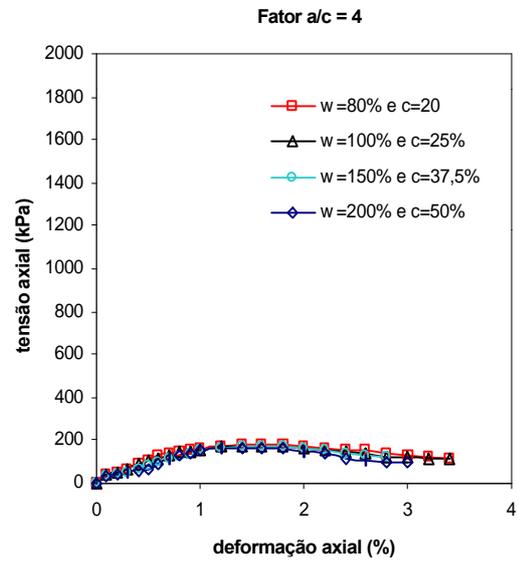
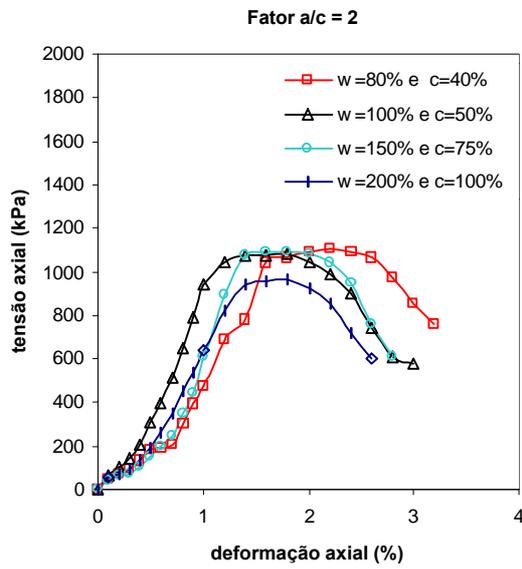


Figura 4.13 – Influência do teor de umidade na resistência à compressão não-confinada das misturas de SCB: (a)  $a/c = 2$ , (b)  $a/c = 4$  e (c)  $a/c = 6$ .

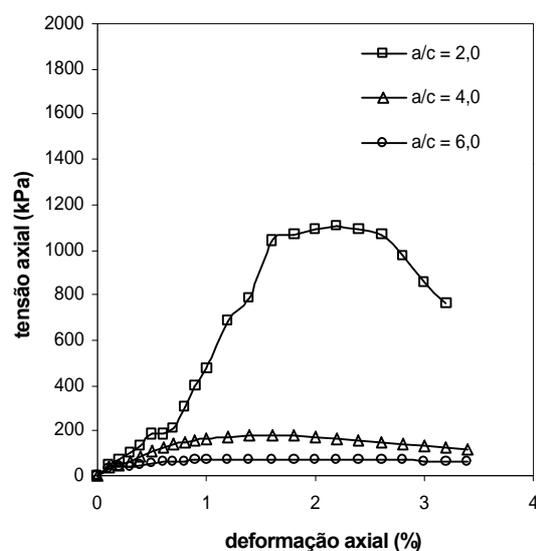


Figura 4.14 – Influência do fator água-cimento na resistência à compressão não-confinada das misturas de SCB para corpos de prova com  $\omega = 80\%$

Tabela 4.1 – Resumo dos resultados dos ensaios executados para amostras de SCB com teor de bentonita de 6%.

Teor de Umidade (%)	Resistência não-confinada (kPa)*		
	a/c = 2	a/c = 4	a/c = 6
80	1100	168	60
100	1095	157	60
150	1115	160	55
200	1050	155	58

\* Valores médios entre três corpos de prova

Tabela 4.2 – Comparação dos resultados obtidos entre os ensaios de compressão não-confinada e ensaios triaxiais CIU

Fator água-cimento	Resistência ao cisalhamento de pico (kPa)	
	Ensaio de compressão não-confinada	Ensaio triaxial CIU ( $s'_3 = 20$ kPa)
2	1100	1020
4	168	160
6	60	58

#### 4.2.1.2 Teores de bentonita de 15 e 18%

Nesta etapa do programa experimental consta um estudo semelhante ao item 4.2.1.1, porém apenas foram ensaiadas amostras com teor de umidade de 80%. Os ensaios triaxiais CIU propostos nesta fase somam um total de 9 ensaios. Os ensaios CIU foram realizados em corpos de prova curados por 7 dias e temperatura constante de 23°C.

Na Tabela 4.3 é apresentada a lista dos ensaios executados. Com esses resultados e mais os realizados no item 4.2.1.1 é possível determinar uma tendência de comportamento dessas misturas frente à variação do teor de bentonita.

Tabela 4.3 – Resumo dos ensaios executados

Teor de Umidade (%)	Teor de Bentonita (%)	Fator água-cimento		
		a/c = 2	a/c = 4	a/c = 6
80	6	1	1	3
	15	1	1	3
	18	-	1	3

##### a) Parâmetro B

A verificação da saturação foi feita através da obtenção do parâmetro B de Skempton, após cada incremento de contra-pressão. Em todos os corpos de prova os valores dos parâmetros B encontrados após o último incremento de contra-pressão foram superiores a 0,89. A variação do parâmetro B ( $\Delta B$ ) nos últimos três incrementos de pressão foi de apenas 3% (87% a 90%) indicando que incrementos maiores de pressão praticamente não influenciariam no valor do parâmetro B alcançado nas amostras cimentadas.

##### b) Curvas tensão e variação da poro-pressão versus deformação axial

As curvas tensão versus deformação axial e variação de poro-pressão versus deformação axial das misturas com teor de bentonita de 15% estão ilustradas na Figura 4.15 e na Figura 4.16. A Figura 4.15 apresenta os resultados em função do fator água-cimento para uma tensão confinante de 20 kPa, enquanto que a Figura 4.16 mostra as curvas em função das tensões confinantes para um fator água-cimento 6.

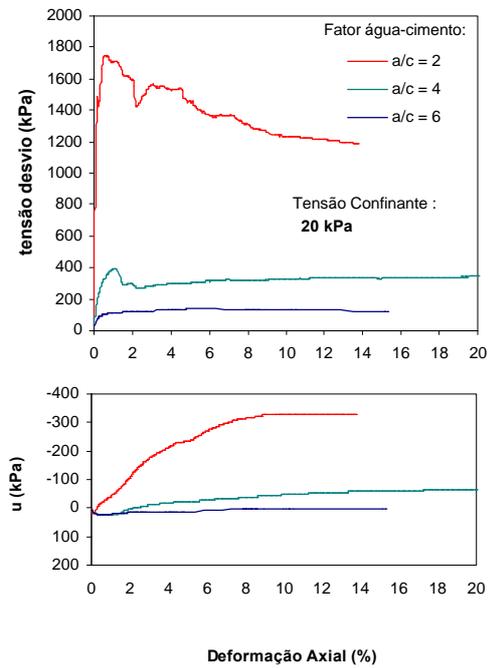


Figura 4.15 – Influência do fator água-cimento no comportamento tensão e variação de poro-pressão versus deformação axial – 15% de teor de bentonita.

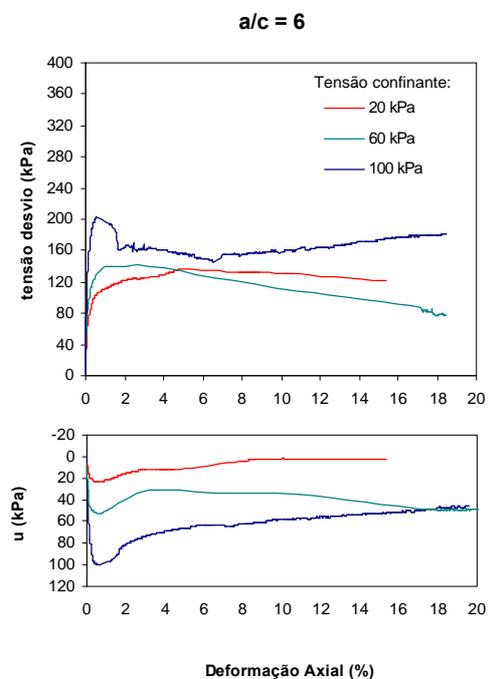


Figura 4.16 – Influência da tensão de confinamento no comportamento tensão desvio e poro-pressão versus deformação axial - 15% de teor de bentonita.

Em linhas gerais, o comportamento tensão deformação para o corpo de prova de fator água-cimento 2 pode ser descrito como sendo frágil e com uma rigidez inicial elevada. Características estas distintas dos corpos de prova de fator água-cimento 6, que apresenta um comportamento mais dúctil e com uma rigidez inicial mais baixa. O corpo de prova com fator água-cimento 4 apresenta características intermediárias em relação a esses materiais, possui uma rigidez inicial relativamente alta, porém muito menor em relação aos corpos de prova com fator água-cimento 2.

Analisando a Figura 4.15, as curvas tensão versus deformação axial das amostras de fator água-cimento 2 e 4 apresentaram o comportamento típico de materiais cimentados, ou seja, rígido no início do processo, passando por uma fase linear até atingir um ponto de escoamento, a partir do qual o material experimenta deformações plásticas ou irreversíveis. A ruptura ocorre em um valor de tensão desvio de pico bem definida. O comportamento pós-pico caracteriza-se pela perda de resistência até atingir um estado último, onde a tensão mantém-se praticamente constante com o aumento da deformação axial. Com relação ao corpo de prova de fator água-cimento 6 não houve a formação de um pico definido e a resistência permanece aproximadamente constante até o fim do ensaio.

As curvas variação da poro-pressão versus deformação axial indicam claramente a existência de dois comportamentos típicos distintos nas amostras. Na amostra de fator água-cimento 2 ocorre um acréscimo de poro-pressão positiva inicial, seguido de uma redução brusca da poro-pressão, indicando tratar-se de um material altamente rígido e com uma forte tendência a dilatação no processo de cisalhamento drenado. Após, a variação da poro-pressão diminui, convergindo para um estado final quase estável correspondente a altos valores de deformações axiais. Para as amostras de fator água-cimento 4 e 6 o comportamento é parecido ao que ocorre em relação às misturas de fator água-cimento 2, com a diferença que a queda da poro-pressão é muito menos acentuada e ocorre para valores bastante maiores de deformações axiais, indicando tratar-se de materiais muito menos rígidos e com uma tendência bem menor de dilatação.

As curvas tensão versus deformação axial e variação de poro-pressão versus deformação axial das misturas com teor de bentonita de 18% estão ilustradas na Figura 4.17 e na Figura 4.18. A Figura 4.17 mostra a influência do fator a/c no comportamento tensão

desvio e poro-pressão x deformação axial para uma tensão de confinamento de 20 kPa, enquanto que a Figura 4.18 apresenta as curvas tensão desvio e poro-pressão x deformação axial em função das tensões de confinamento para amostras de  $a/c = 6$ . Os resultados obtidos sobre o comportamento mecânico para esses materiais seguem a mesma tendência aos encontrados para as amostras de teor de bentonita de 15%.

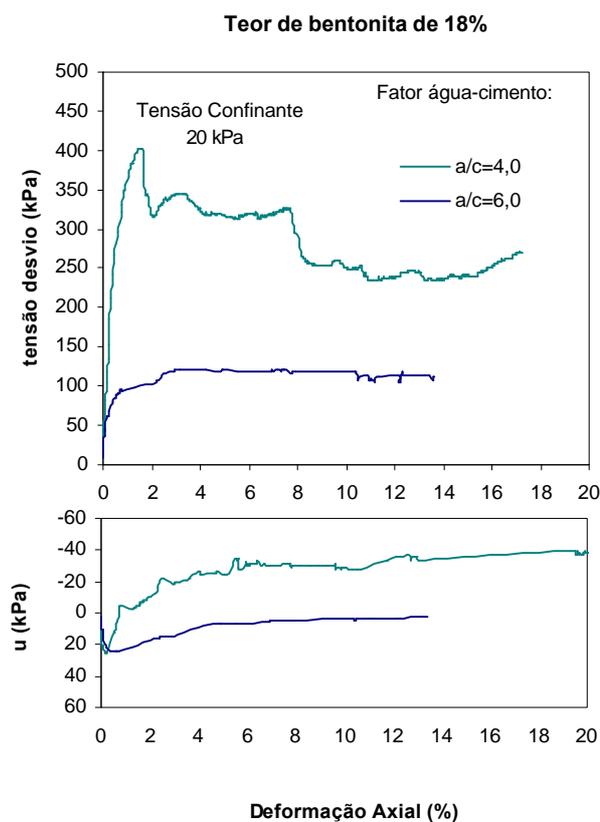


Figura 4.17 – Influência do fator água-cimento no comportamento tensão e variação de poro-pressão versus deformação axial para uma tensão confinante de 20 kPa – 18% de teor de bentonita.

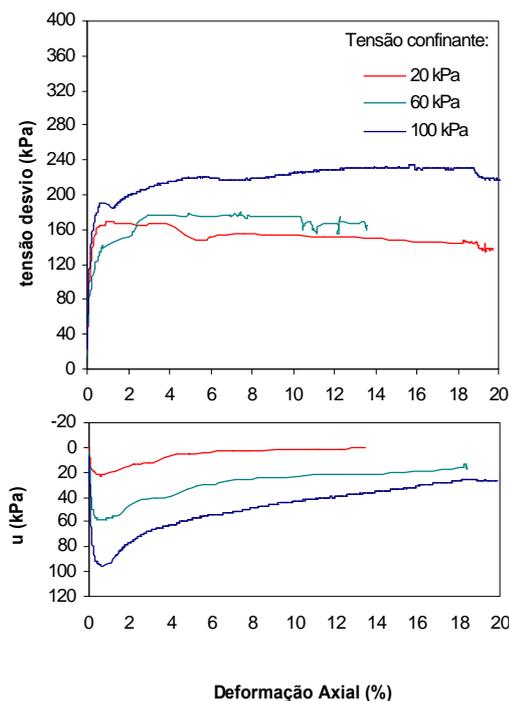


Figura 4.18 – Influência da tensão de confinamento no comportamento tensão desvio e poro-pressão versus deformação axial para corpos de prova com  $a/c = 6$  - 18% de teor de bentonita.

### c) Deformabilidade

A Figura 4.19 apresenta o módulo secante ( $E_s$ ) calculado em relação à origem, em função das deformações axiais ( $\epsilon_{axial}$ ), para corpos de prova com fator água-cimento 2, 4 e 6, tensão confinante de 20 kPa, teor de bentonita de 15% e 18% e teor de umidade de 80%.

Observa-se que para ambos teores de bentonita o módulo secante decresce de forma significativa com o aumento das deformações axiais. A variabilidade do módulo secante para deformações axiais entre 0,1% a 1% é maior quanto maior for o fator água-cimento analisado. Por exemplo, para amostra de  $a/c = 2$  e teor de bentonita 15% o valor do módulo secante é de aproximadamente 1200 MPa para uma deformação axial de 0,1%; este valor reduz para em torno de 200 MPa para 1% de deformação, ou seja, um decréscimo de 83%. Enquanto que para corpos de prova de  $a/c = 6$  e teor de bentonita 15%, o valor do módulo secante é de aproximadamente 160 MPa para uma deformação axial de 0,1%; este valor reduz para em torno de 15 MPa para 1% de deformação, ou seja, aproximadamente 90% de decréscimo.

A Figura 4.20 apresenta a variação do módulo secante de misturas de SCB com  $a/c = 6$ ,  $\omega = 80\%$  e teores de bentonita de 15% e 18% em função da tensão confinante para valores de deformação axial de 0,1%. Verifica-se que o aumento da tensão confinante provoca um acréscimo no valor do módulo secante das misturas de SCB. Por exemplo, para uma amostra de teor de bentonita de 15% o valor do módulo secante é de aproximadamente 58 MPa para uma tensão confinante de 20 kPa; este valor aumenta para 130 MPa para uma tensão confinante de 100 kPa, ou seja, um acréscimo de aproximadamente 125%. Enquanto que para uma amostra de teor de bentonita de 18%, o valor do módulo secante é de aproximadamente 70 MPa para uma tensão confinante de 20 kPa; este valor aumenta para em torno de 160 MPa para uma tensão confinante de 100 MPa, ou seja, aproximadamente 130% de acréscimo.

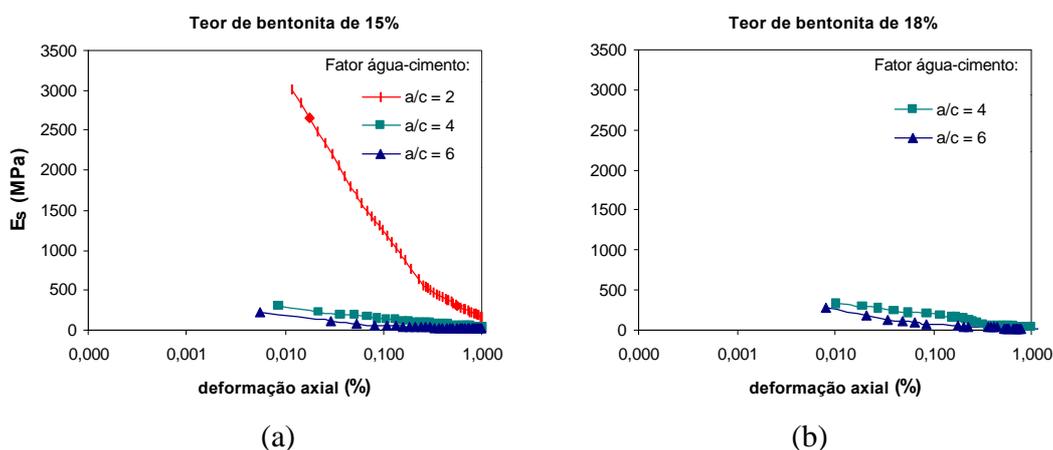


Figura 4.19 – Variação do Módulo secante em função da deformação axial para uma tensão confinante de 20kPa: (a) 15% de teor de bentonita e (b) 18% de teor de bentonita.

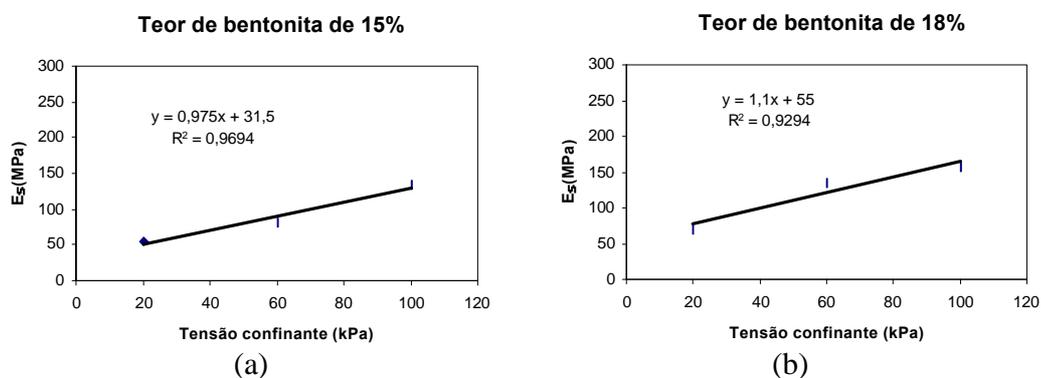


Figura 4.20 – Variação do Módulo secante em função da tensão de confinamento para uma deformação axial de 0,1%: (a) teor de bentonita de 15% e (b) teor de bentonita de 18%.

d) *Envoltória de ruptura e parâmetros de resistência*

As trajetórias de tensões efetivas e as envoltórias de ruptura dos ensaios triaxiais CIU realizados nas misturas com teor de bentonita de 15 e 18% estão mostradas nas Figura 4.21 e 4.22 respectivamente. A Figura 4.21 ilustra as trajetórias de tensões em função do fator água-cimento para uma tensão de confinamento de 20 kPa, enquanto que a Figura 4.22 mostra as curvas em função da tensão confinante (20, 60 e 100 kPa) e as envoltórias de resistência de pico das misturas de SCB com  $a/c = 6$  e teores de bentonita de 15 e 18%, juntamente com os parâmetros de resistência de pico, coesão efetiva e ângulo de atrito interno efetivo. Observa-se que para os níveis de tensões confinantes adotados, as envoltórias de ruptura são lineares apresentando coeficientes de determinação  $R^2$  muito próximos da unidade. Ambos os gráficos estão plotados no espaço  $s' \times t'$ .

Para as amostras com teor de bentonita de 15%, o intercepto coesivo e o ângulo de atrito interno efetivo obtidos foram de 24,7 kPa e  $39,6^\circ$  respectivamente. Já para as amostras de teor de bentonita de 18%, a coesão efetiva obtida foi de 30 kPa, ao passo que o ângulo de atrito interno efetivo encontrado foi de  $48,9^\circ$ .

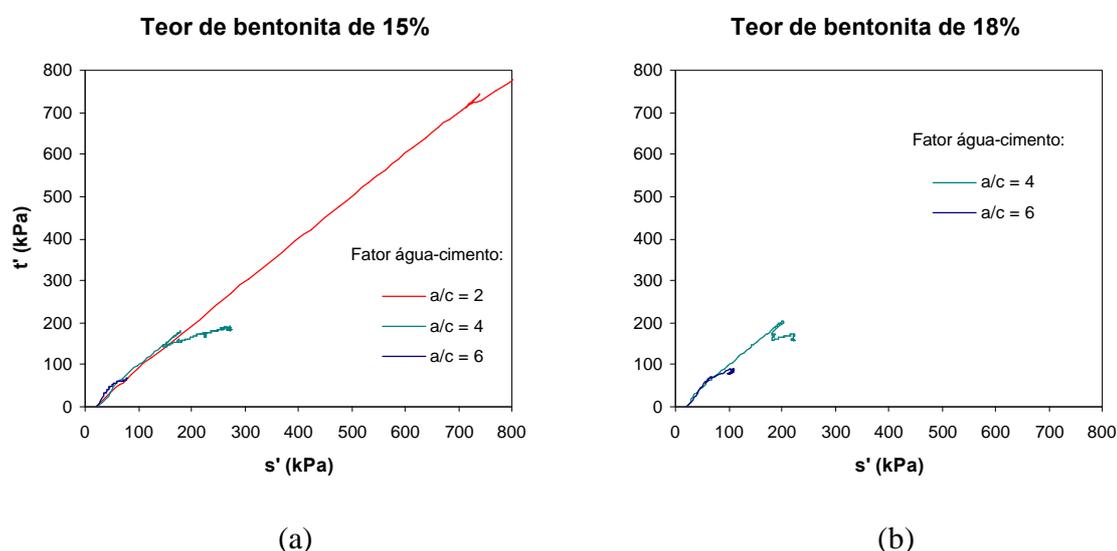


Figura 4.21 – Trajetória de tensões das misturas de SCB para diferentes fatores água-cimento sob uma tensão de confinamento de 20 kPa: (a) teor de bentonita de 15% e (b) teor de bentonita de 18%.

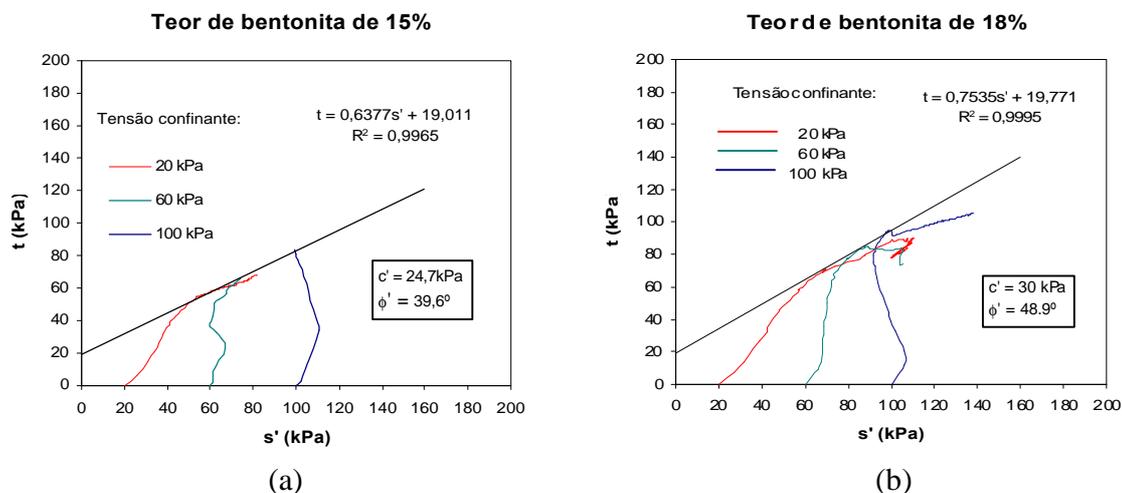


Figura 4.22 – Trajetória de tensões efetivas das misturas SCB em função das tensões confinantes para corpos de prova com  $a/c = 6$ : (a) teor de bentonita de 15% e (b) teor de bentonita de 18%

## 4.2.2 Comportamento hidráulico das misturas de SCB

### 4.2.2.1 Teor de bentonita de 6%

Os ensaios de condutividade hidráulica foram executados no próprio equipamento triaxial com uma  $\sigma_3 = 45\text{ kPa}$  e um  $i = 25$ . Assim como foi procedido nos ensaios triaxiais CIU, o ensaio de condutividade hidráulica foi realizado com um tempo de cura de 7 dias.

A Figura 4.23 mostra a variação dos valores de condutividade hidráulica em função da mudança do teor de umidade para um teor de bentonita de 6%. Cabe lembrar que os teores de umidade estudados foram de 80, 100, 150 e 200%. Verifica-se que para as misturas de solo-cimento-bentonita a variação do teor de umidade das amostras não implica numa variação significativa dos resultados de condutividade hidráulica encontrados. Por outro lado, a influência do fator água-cimento na condutividade hidráulica das amostras é considerável.

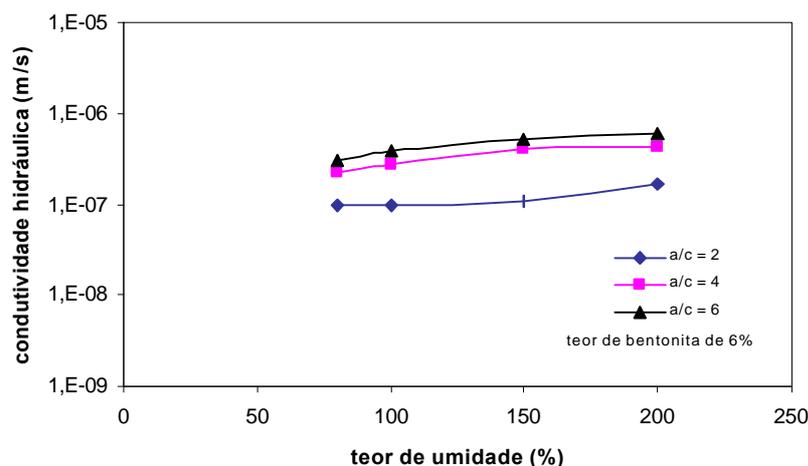


Figura 4.23 – Influência do teor de umidade na condutividade hidráulica das misturas de solo-cimento-bentonita para um teor de bentonita de 6%.

Os valores de condutividade hidráulica obtidos para os corpos de prova de SCB e teor de bentonita de 6% estão acima aos verificados por Pearlmam (1999) que indicam que esses materiais possam atingir permeabilidades em torno de  $5 \times 10^{-9}$  m/s. As amostras de  $a/c = 2$ ,  $a/c = 4$ , e  $a/c = 6$  com teor de bentonita de 6% não devem ser aplicadas como material de preenchimento de barreiras de contenção.

A Tabela 4.4 mostra os parâmetros do solo para as dosagens das misturas de SCB. Pela tabela verifica-se que os valores dos índices de vazios inicial das amostras de SCB para um teor de bentonita de 6% são bastantes altos. Para um mesmo fator água-cimento, o aumento do teor de umidade provocou um pequeno acréscimo no índice de vazios das amostras de SCB, fato comprovado através dos resultados de condutividade hidráulica dessas mesmas misturas mostradas anteriormente na Figura 4.23. Devido à baixa condutividade hidráulica da bentonita, o acréscimo do teor de bentonita de 6% para 15 e 18% provocou uma redução no índice de vazios e um aumento no peso específico seco nas amostras de SCB com teor de umidade de 80%.

Tabela 4.4 –Parâmetros das misturas de SCB

a/c	Teor de Bentonita (%)	Umidade (%)	Índice de Vazios ( $e_0$ )	Peso específico seco ( $\rho_s$ )
2	6	80	1,82	9,96
	6	100	1,97	9,54
	6	150	2,16	9,10
	6	200	2,25	8,95
	15	80	1,60	10,82
	18	80	1,57	10,84
4	6	80	2,24	8,5
	6	100	2,31	8,38
	6	150	2,79	7,4
	6	200	3,00	7,1
	15	80	1,84	9,75
	18	80	1,80	9,82
6	6	80	2,55	7,67
	6	100	2,65	7,58
	6	150	3,18	6,48
	6	200	3,47	6,26
	15	80	1,97	9,10
	18	80	1,95	9,26

#### 4.2.2.2 Teor de bentonita de 15% e 18%

Os ensaios de condutividade hidráulica também foram executados no próprio equipamento triaxial com uma tensão confinante de 45 kPa e um gradiente hidráulico de 25. Assim como foi procedido nos ensaios triaxiais CIU, o ensaio de condutividade hidráulica foi realizado com um tempo de cura de 7 dias. Foram realizados três ensaios com teor de bentonita de 15%, um para cada fator água-cimento. O mesmo foi realizado para as amostras com teor de bentonita de 18%.

Os resultados obtidos para as amostras de 15% de bentonita foram:  $3,18 \times 10^{-8}$  m/s para  $a/c = 6$ ;  $6,72 \times 10^{-9}$  m/s para  $a/c = 4$  e  $3,33 \times 10^{-9}$  m/s para  $a/c = 2$ . Ao passo que, os

valores encontrados para os corpos de prova de 18% de bentonita foram:  $1,38 \times 10^{-8}$  m/s para  $a/c = 6$ ;  $4,22 \times 10^{-9}$  m/s para  $a/c = 4$  e  $9,07 \times 10^{-10}$  m/s para  $a/c = 2$ .

Estes resultados indicam que todas dosagens aplicadas as misturas de SCB com  $a/c = 2, 4$  e  $6$  e teor de bentonita de 15 e 18% podem ser utilizados em barreiras de SCB para a contenção de contaminantes ( $k < 10^{-8}$  m/s).

### 4.3 ANÁLISE GLOBAL

Ao final desta etapa do programa experimental, embasando-se na análise dos resultados obtidos, busca-se definir um padrão de comportamento mecânico das misturas de solo-cimento-bentonita estudadas. Os resultados que são confrontados neste item consistem dos ensaios triaxiais adensados não-drenados realizados nas misturas de solo-cimento-bentonita com fator água-cimento 2, 4 e 6, teor de umidade 80% e teor de bentonita de 6, 15 e 18%. Com isso, será possível um bom entendimento da influência da variação do teor de bentonita na resistência ao cisalhamento e na deformabilidade dos materiais. Os resultados obtidos nos ensaios realizados em amostras de solo-bentonita também são comparados às misturas de solo-cimento-bentonita com o objetivo de analisar qual a influência que a presença ou não do cimento provoca no comportamento mecânico e hidráulico dos materiais.

#### 4.3.1 Comportamento mecânico das misturas de SB e SCB

##### *a) Curvas tensão e poro-pressão versus deformação axial*

As curvas tensão versus deformação axial e variação de poro-pressão versus deformação axial das misturas de fator água-cimento 2, 4 e 6 e teor de bentonita de 6, 15 e 18% estão ilustradas na Figura 4.24 e 4.25. Na Figura 4.24 os resultados estão ilustrados em função do teor de bentonita, enquanto que na Figura 4.25 os resultados estão apresentados em função da variação do teor de cimento.

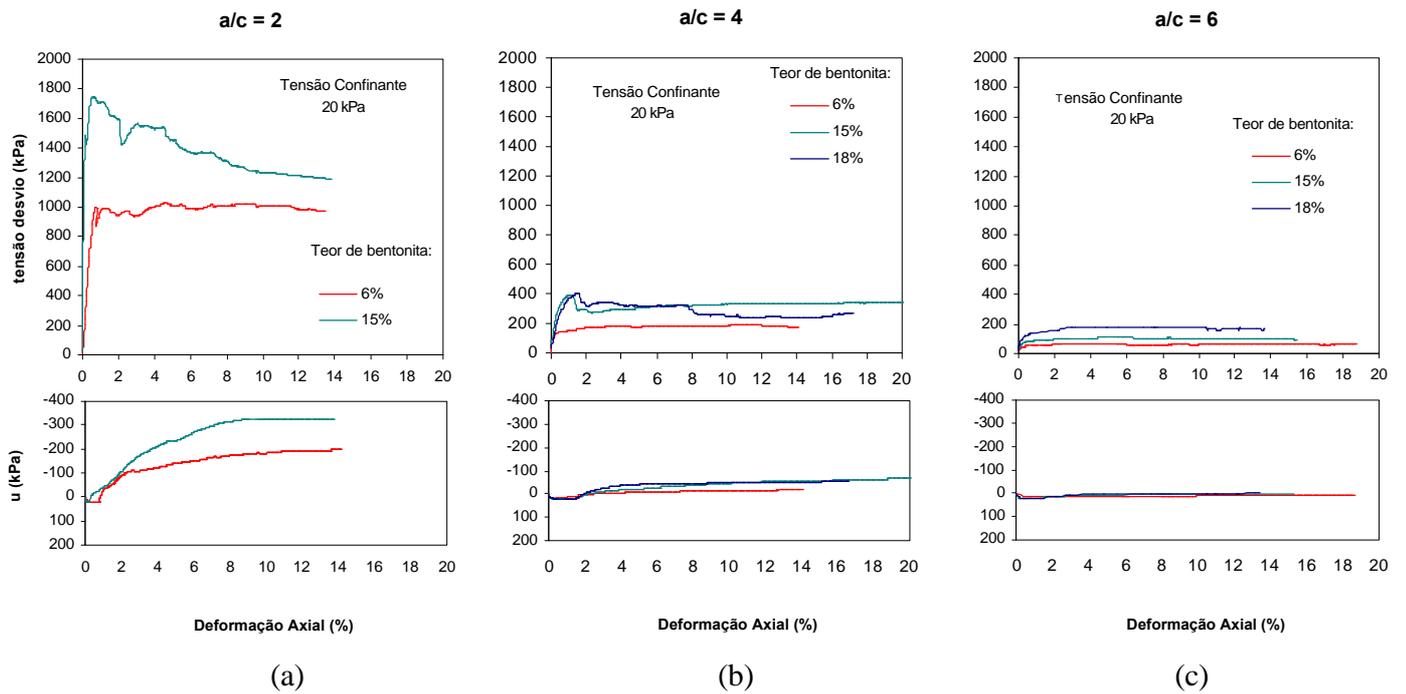


Figura 4.24 – Influência do teor de bentonita no comportamento tensão desvio e variação de poro-pressão versus deformação axial das amostras de solo-cimento-bentonita: (a)  $a/c = 2$ , (b)  $a/c = 4$  e (c)  $a/c = 6$

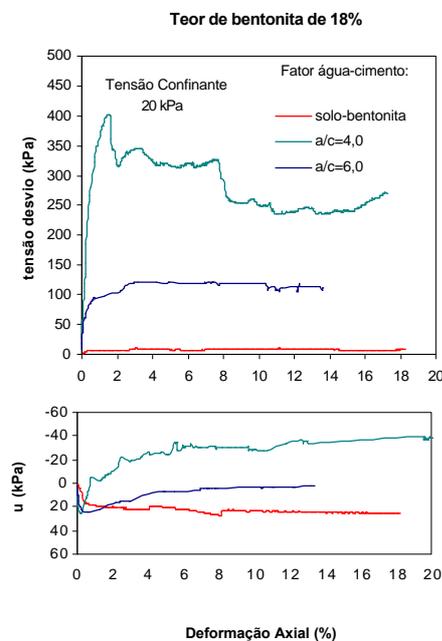


Figura 4.25 – Influência da presença de cimento no comportamento tensão desvio e variação de poro-pressão versus deformação axial das amostras de solo-cimento-bentonita

Da observação da Figura 4.24 pode-se concluir que o acréscimo do teor de bentonita acarretou em um aumento na resistência ao cisalhamento dos compósitos, independentemente do fator água-cimento analisado. Esse acréscimo de resistência justifica-se pela diminuição dos vazios dentro da estrutura do compósito devido ao aumento do teor de bentonita SCB. O ganho relativo de resistência é maior quanto maior for o fator água-cimento. Por exemplo, para uma amostra de SCB com  $a/c = 2$ ,  $\omega = 80\%$  e teor de bentonita de 6% a resistência de cisalhamento de pico alcançada é de 1000 kPa; valor este que aumenta para aproximadamente 1800 kPa para um teor de bentonita de 15%, ou seja, um acréscimo de resistência de 80%. Enquanto que para corpos de prova de  $a/c = 6$ , o ganho de resistência é de 300%, visto que a resistência ao cisalhamento aumenta de 50 kPa para 200 kPa. Porém, a resistência não varia linearmente com o aumento do teor de bentonita. A partir do momento em que exista uma estrutura coesa com baixos índices de vazios a tendência é que a resistência decresça com o aumento do teor de bentonita na amostra. Essa queda de resistência deve-se fundamentalmente a baixa resistência ao cisalhamento e à alta compressibilidade da bentonita. Portanto, a partir de um teor de bentonita superior a 22% espera-se que a resistência desses materiais tenda a decrescer com o acréscimo de bentonita no compósito. Com relação à variação de poro-pressão versus deformação axial, verifica-se que quanto maior for o teor de bentonita na amostra, maior é a tendência de expansão sob condições de cisalhamento drenado.

Verificou-se também que o acréscimo de bentonita aumentou a queda de resistência pós-pico, exceto para as misturas de fator água-cimento 6 que não apresentaram uma formação de pico de resistência até altas deformações axiais.

Analisando a Figura 4.25, verificou-se que a presença de cimento gerou um ganho muito significativo na resistência das amostras. Com relação à presença de cimento na geração de poro-pressões, as curvas mostraram que existe uma mudança de comportamento entre as amostras com fator água-cimento de 4 e 6. Para amostras com fator água-cimento superiores a 6, verifica-se uma tendência de contração das misturas, ao passo que para as misturas com fator água-cimento menor que 4 nota-se uma tendência de dilatação devido à geração de poro-pressões negativas apresentadas por esses materiais.

### b) Deformabilidade

A Figura 4.26 apresenta a variação do módulo secante em função da deformação axial para amostras de SCB com  $a/c = 2$  e tensão confinante de 20 kPa. Observa-se que o acréscimo do teor de bentonita aumenta a rigidez inicial das misturas de SCB. Por exemplo, para um teor de bentonita de 6%, o módulo secante é aproximadamente 250 MPa para uma deformação axial de 0,1%, valor este que aumenta para 1200 MPa para uma mesma amostra com 15% de bentonita.

Para as amostras de fator água-cimento 4 e 6, o aumento do teor de bentonita também provocou um aumento da rigidez inicial do material.

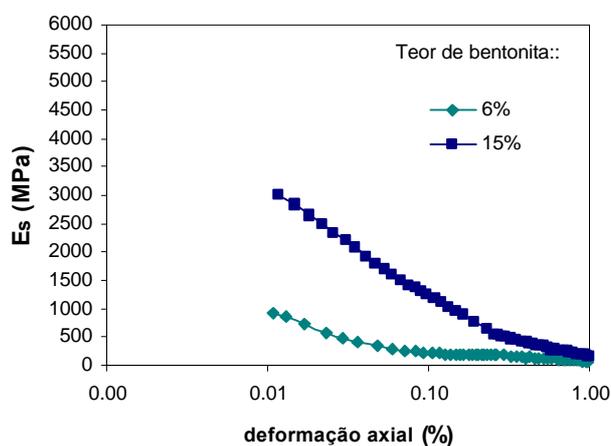


Figura 4.26 – Influência do teor de bentonita na variação da rigidez inicial para  $a/c = 2$ .

### c) Trajetória de tensões efetivas

As trajetórias de tensões efetivas dos ensaios triaxiais CIU realizados nas misturas com fator água-cimento 2, 4 e 6, teor de bentonita de 6, 15 e 18% e  $\omega = 80\%$  estão mostradas nas Figura 4.27 a 4.29. Os gráficos estão plotados no espaço  $s' \times t$ . A Figura 4.27 ilustra os resultados em função do teor de bentonita para tensões efetivas de 20 kPa. Para a Figura 4.28 compara as trajetórias efetivas de corpos de prova de SB e SCB com teor de bentonita de 18% para uma tensão confinante de 20kPa. Por último, a Figura 4.29 compara as trajetórias de tensões das misturas de solo-cimento-bentonita com  $a/c = 6$ , teores de bentonita de 6, 15 e 18% em função das tensões de confinamento ( $\sigma'_3$ ).

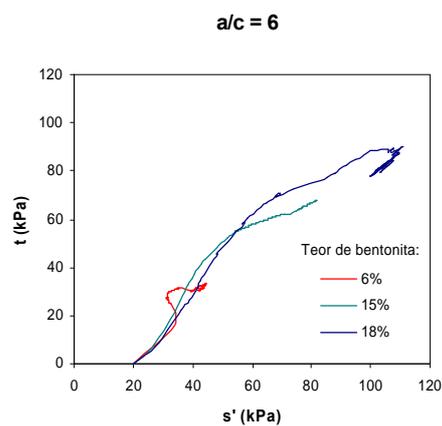
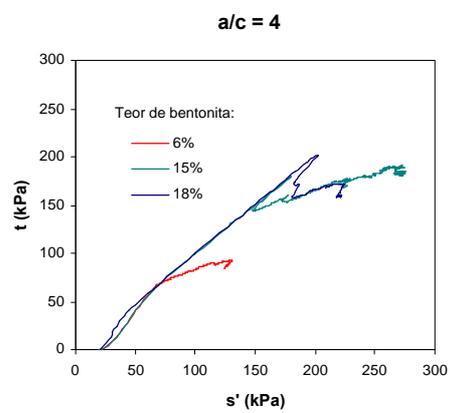
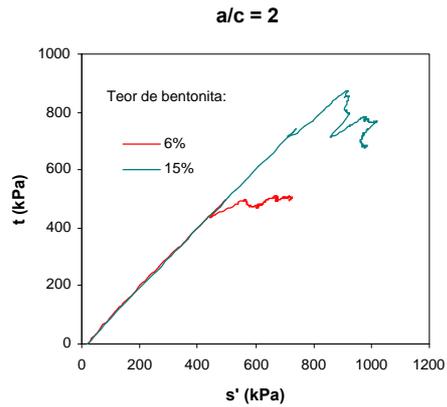


Figura 4.27 – Trajetória de tensões das misturas de SCB para diferentes teores de bentonita sob uma tensão de confinamento de 20 kPa: (a)  $a/c = 2$ , (b)  $a/c = 4$  e (c)  $a/c = 6$ .

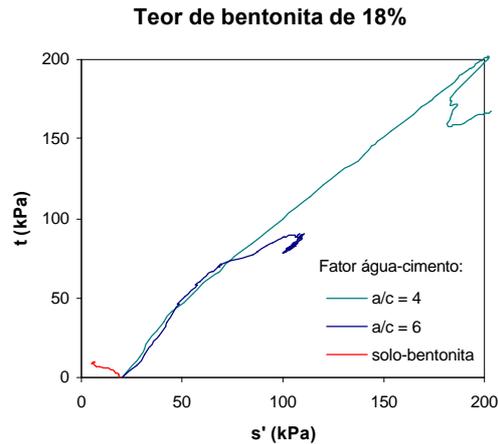


Figura 4.28 – Comparação entre trajetórias efetivas de corpos de prova de SB e SCB com teor de bentonita de 18% para uma tensão confinante de 20kPa.

Pela Figura 4.29 verifica-se que para um teor de bentonita de 6% na mistura de SCB a geração de poro-pressões positivas foi superior em relação às amostras com teores de bentonita de 15 e 18%. Correlacionando esses resultados com os ensaios CID conclui-se que os materiais com teor de bentonita de 6% têm uma tendência de compressão maior em relação às mesmas amostras, porém, com teores de bentonita de 15 e 18%.

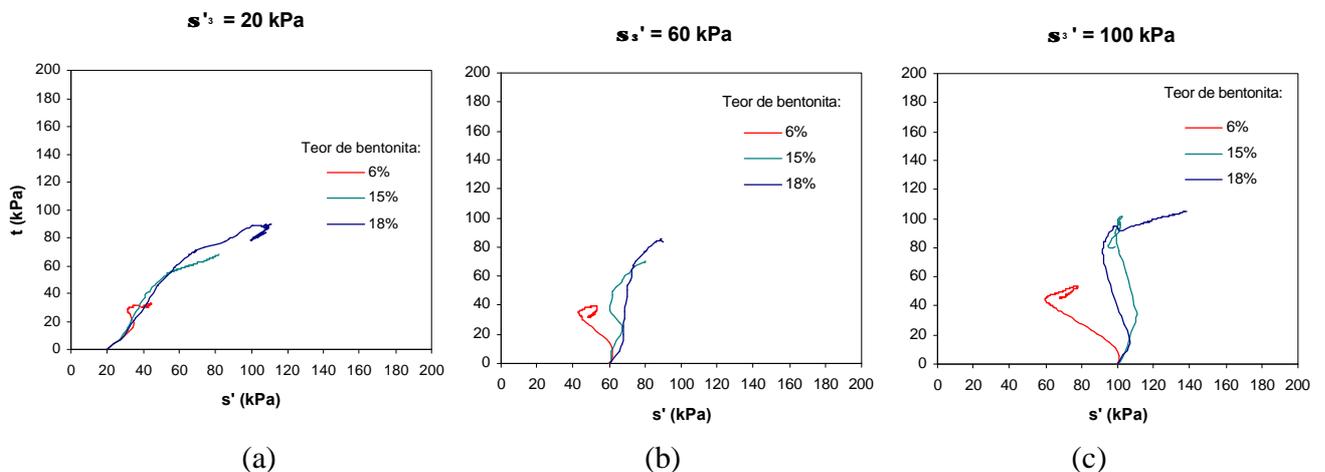


Figura 4.29 – Trajetórias de tensões das misturas de SCB com  $a/c = 6$  para diferentes tensões de confinamento: (a) 20 kPa, (b) 60 kPa e (c) 100 kPa.

#### d) Envoltória de ruptura e parâmetros de resistência

A Figura 4.30 mostra a envoltória de resistência de pico das misturas de solo-cimento-bentonita com fator água-cimento 6, teor de umidade de 80% e teores de bentonita

de 6, 15 e 18% apresentadas no espaço  $s' \times t$ , juntamente com os parâmetros de resistência de pico, coesão efetiva e ângulo de atrito interno efetivo. Já na Figura 4.31 são comparadas a envoltória de solo-bentonita com 18% de teor de bentonita a envoltória obtida para as misturas de solo-cimento-bentonita de fator água-cimento 6 com teor de bentonita de 18%.

Pela Figura 4.30 pode-se concluir que o acréscimo de bentonita acarretou um acréscimo no intercepto coesivo e no ângulo de atrito interno. O intercepto coesivo aumentou de 18 kPa (teor de bentonita de 6%) para 30 kPa (teor de bentonita de 18%), enquanto que o ângulo de atrito interno variou de  $27,25^\circ$  (teor de bentonita de 6%) para  $48,9^\circ$  (teor de bentonita de 18%).

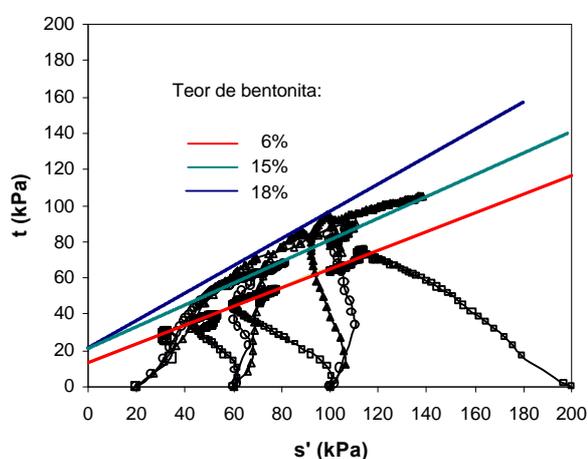


Figura 4.30 - Envoltórias de resistência de pico das misturas de solo-cimento-bentonita com fator água-cimento 6, teor de umidade de 80% e teores de bentonita de 6, 15 e 18%

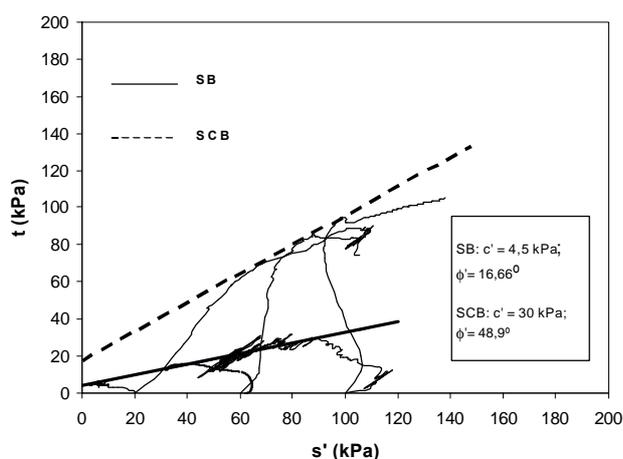


Figura 4.31 - Comparação das envoltórias de ruptura entre as misturas de solo-bentonita e solo-cimento-bentonita.

Pela Figura 4.31, pode-se concluir que a inclusão de cimento nas misturas de solo-bentonita com teor de bentonita de 18% aumentou o intercepto coesivo de 4,5 kPa para 30 kPa, enquanto que o ângulo de atrito interno efetivo aumentou de 16,66° para 48,9°.

### 4.3.2 Comportamento hidráulico das misturas de SB e SCB

Nesta etapa do trabalho são comparados os resultados obtidos nos ensaios de condutividade hidráulica em amostras de solo-cimento-bentonita e solo-bentonita visando definir qual a influência do teor de cimento e bentonita na condutividade hidráulica das misturas.

#### 4.3.2.1 Influência do teor de cimento

A Figura 4.32 mostra a variação dos valores de condutividade hidráulica em função da mudança do fator água-cimento para um teor de umidade de 80%. Nota-se que quanto menor for o fator água-cimento da amostra menor será a condutividade hidráulica das misturas de solo-cimento-bentonita, independentemente do teor de bentonita utilizado. Para um teor de umidade de 80% e um teor de bentonita de 15%, por exemplo, a condutividade hidráulica da mistura de fator água-cimento 2 chega a ser 12 vezes menor em relação à mistura de fator água cimento 6 (de  $4 \times 10^{-8}$  m/s para  $3,33 \times 10^{-9}$  m/s).

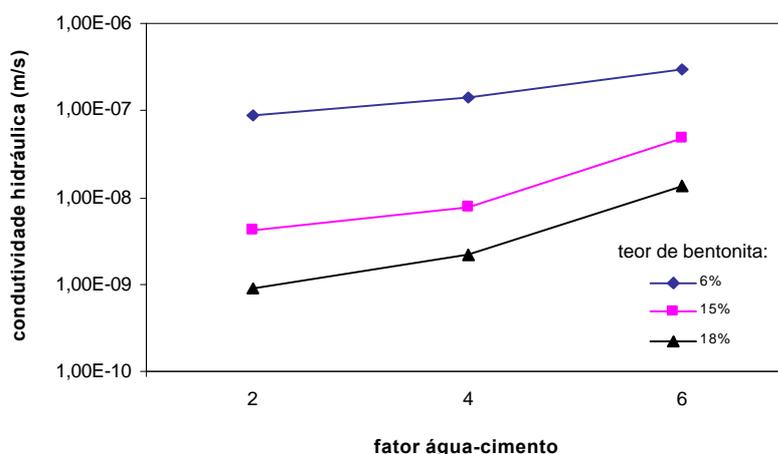


Figura 4.32 – Influência do fator água-cimento na condutividade hidráulica das misturas com de teor de umidade 80%

#### 4.3.2.2 Influência do teor de bentonita

O efeito do teor de bentonita está ilustrado na Figura 4.33. Para as misturas de fator água-cimento 6, a variação do teor de bentonita de 6 para 18% provocou a alteração do resultado da condutividade hidráulica das misturas em 42 vezes (de  $5,74 \times 10^{-7} \text{ m/s}$  para  $1,38 \times 10^{-8} \text{ m/s}$ ). Ao passo que o aumento do teor de bentonita para as amostras de fator água-cimento 2 e 4 resultaram em redução mais significativa da condutividade hidráulica, minimizando o resultado em 100 e 65 vezes, respectivamente.

As misturas de fator água-cimento 2, 4 e 6 e teor de bentonita de 6% mostraram ser bastante permeáveis para a aplicação em barreiras verticais de contaminantes. Não existe uma norma que regulamente limites mínimos de coeficiente de condutividade hidráulica utilizados como parâmetros de projeto, mas segundo Andromalos & Fisher (2001) a condutividade hidráulica nas barreiras de solo-cimento-bentonita e solo-bentonita devem atingir valores inferiores a  $1 \times 10^{-8} \text{ m/s}$  e  $10^{-9} \text{ m/s}$ , respectivamente.

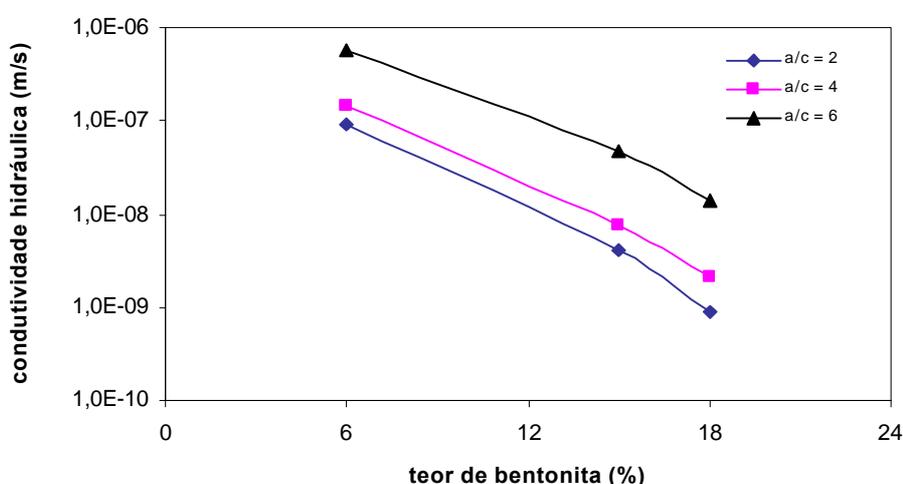


Figura 4.33 – Influência do teor de bentonita na condutividade hidráulica das misturas de solo-cimento-bentonita para um teor de umidade de 80%.

#### 4.3.2.3 Influência da presença do cimento

O efeito da presença do cimento nas amostras está ilustrado na Figura 4.34. O resultado de uma amostra de solo-bentonita com um teor de bentonita de 18% e um teor de

umidade de 80% foi comparado às amostras semelhantes, porém com a presença do Cimento Portland de Alta Resistência Inicial (CPV- ARI) na sua estrutura. Os resultados encontrados mostram que a presença do cimento nas misturas reduz significativamente os valores de condutividade hidráulica das amostras. Pelo gráfico, nota-se que a redução é mais acentuada quanto maior for o fator água-cimento das misturas. Comparando-se a amostra de  $a/c = 2$  com a amostra de SB, verifica-se que ocorre uma redução da condutividade hidráulica pela metade, ao passo que para a amostra de fator água-cimento 6 a diminuição da condutividade hidráulica foi bem mais significativa, minimizando o resultado em quase 40 vezes.

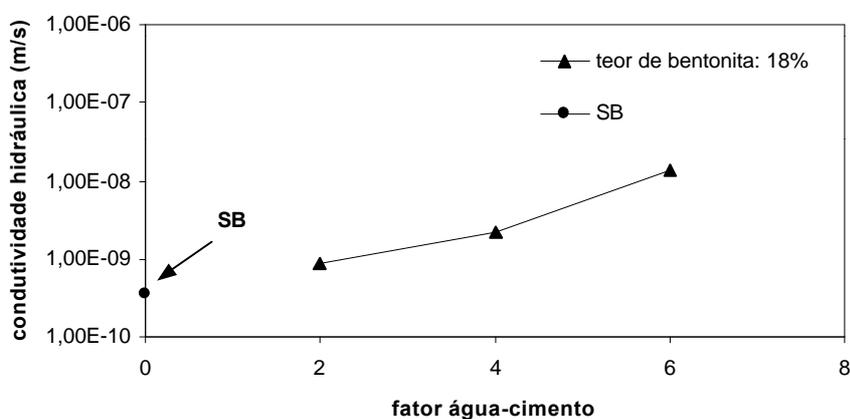


Figura 4.34 – Influência do cimento na condutividade hidráulica das misturas com teor de bentonita de 18% e teor de umidade 80%

## CAPÍTULO 5

### CONCLUSÕES

#### 5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir dos resultados e da análise apresentada no capítulo anterior, foram estabelecidas algumas conclusões:

*a) Quanto à resistência à compressão não-confinada:*

- Os resultados encontrados indicam que a resistência alcançada está ligada diretamente ao fator água-cimento do material. Quanto menor for o fator água-cimento, maior a resistência das misturas de solo-cimento-bentonita.
- Para as misturas de SCB com mesmo fator água-cimento e um teor de bentonita de 6%, a variação do teor de umidade não provocou uma mudança significativa na resistência não-confinada das amostras.

*b) Quanto à rigidez inicial:*

- A variação do fator água-cimento afeta diretamente a rigidez inicial das misturas de SCB. O aumento do fator água-cimento provoca uma queda do valor do módulo secante medido para mesmas deformações axiais.

- O aumento do teor de bentonita tanto para as amostras de solo-bentonita, quanto para as amostras de solo-cimento-bentonita provocam um acréscimo na rigidez inicial dos materiais.

- O módulo secante cresce com o aumento das tensões confinantes tanto para as misturas de solo-bentonita, quanto para as misturas de solo-cimento-bentonita.

*c) Quanto à resistência ao cisalhamento (ensaios triaxiais):*

- A diminuição do fator água-cimento provoca um aumento na resistência de pico nas misturas de SCB, independentemente do teor de bentonita e do teor de umidade considerados.

- As resistências ao cisalhamento alcançadas para as misturas de solo-bentonita foram muito baixas não ultrapassando o valor de 60 kPa.

- O acréscimo do teor de bentonita inicialmente não provocou uma redução na resistência ao cisalhamento de pico para as amostras de solo-bentonita. Isto deve estar associado à diminuição do índice de vazios do material. Quando a estrutura desse material estiver mais bem formada, espera-se que com o aumento do teor de bentonita a resistência do compósito diminua.

- O acréscimo do teor de bentonita, para um mesmo fator água-cimento, também causou um aumento na resistência ao cisalhamento de pico para as misturas de solo-cimento-bentonita. A partir do momento em que exista uma estrutura coesa com baixos índices de vazios a tendência é que a resistência decresça com o aumento do teor de bentonita na amostra de SCB (teor de bentonita > 18%).

- A diminuição do fator água-cimento, para um mesmo teor de bentonita, provocou um aumento progressivo do ângulo de atrito interno efetivo e do intercepto coesivo.

- O aumento do teor de bentonita, para um mesmo fator água-cimento, também provocou um aumento progressivo do ângulo de atrito interno efetivo e do intercepto coesivo.

- Para as amostras com teor de bentonita de 6% e mesmo fator água-cimento, a variação do teor de umidade não causou uma mudança significativa na resistência ao cisalhamento das misturas.

*d) Quanto à condutividade hidráulica*

- As amostras de solo-bentonita apresentaram valores de condutividade hidráulica inferiores às das misturas de solo-cimento-bentonita.

- Para as amostras cimentadas, quanto menor for o fator água-cimento menor foi a condutividade hidráulica nas misturas.

- A variação do teor de umidade nas misturas, para um mesmo fator água-cimento e teor de bentonita, não causou uma diferença significativa na condutividade hidráulica dos materiais.

- O aumento do teor de bentonita, para um mesmo fator água-cimento, causou uma diminuição da condutividade hidráulica dos materiais.

- As misturas de SB de teor de bentonita de 18 e 22% apresentaram coeficientes de condutividade hidráulica inferiores aos usualmente utilizados como parâmetros de projeto;

- As misturas de fator água-cimento 2,4 e 6 e teor de bentonita de 6% mostraram ser bastante permeáveis para a aplicação em barreiras verticais de contaminantes.

- Todas dosagens aplicadas as misturas de SCB com  $a/c = 2, 4$  e  $6$  e teor de bentonita de  $15$  e  $18\%$  podem ser utilizados em barreiras de SCB para a contenção de contaminantes ( $k < 10^{-8}m/s$ ).

## 5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Ao longo deste estudo se revelaram novos horizontes que até então não haviam sido vislumbrados. Uma gama de possibilidades, que acabaram sendo deixadas para trás por não terem sido contemplados no cronograma inicial, são relatadas aqui, que ficam como

sugestões para a ampliação do conhecimento e o prosseguimento dos estudos sobre o comportamento mecânico e hidráulico de misturas de solo-cimento-bentonita:

- Realização de ensaios triaxiais convencionais drenados (CID) com o objetivo de investigar o comportamento variação de volume x deformação axial.
- Percolação de líquidos contaminantes na realização dos ensaios de condutividade hidráulica com o intuito de analisar a durabilidade da mistura frente ao ataque de compostos químicos.
- Substituição de parte do cimento por cinzas ou escórias de alto forno.
- Estudo similar utilizando um outro material selante, por exemplo, bentonita cálcica.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANDROMALOS, K.B.; FISHER, M.J Design and Control of Slurry Wall Backfill Mixes for Groundwater Containment In: INTERNATIONAL CONTAINMENT AND REMEDIATION CONFERENCE.2001, Orlando. Disponível em: <<http://www.containment.fsu.edu/cd/content/pdf/041.pdf>>. Acesso em: 15 jan. 2004.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo – determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984a. 6p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo – determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984b. 4p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo – análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984c. 13p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: Grãos de solos que passam em peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984d. 8p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986a. 9p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12025**: Solo-Cimento – Ensaio de compressão simples de corpo de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1990. 2p.
- BAXTER, D.Y (2000). **Mechanical behavior of soil-bentonite cutoff walls**. 2000. 369p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Faculty of Virginia Polytechnic Institute and State University.
- BHATIA, S.K; EL-DIN, K. In situ measurement of permeability of slurry walls. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION

- ENGINEERING, 12., 1989, Stockholm. **Proceedings...**Rotterdam: A.A. Balkema, v.3, 1989, p. 1475-1478.
- BISHOP, A.W.; HENCKEL, D.J. **The measurements of soil properties in triaxial test.** 2ed., London: Edward Arnold, 277p. 1962.
- CARRARO, J. **A Utilização de resíduos industriais na estabilização de um solo residual de arenito.** 1997. 149p. Tese (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil/UFRGS, Porto Alegre.
- CLOUGH, G. W.; SITAR N.; BACHUS, R. C.; RAD, N. S. Cemented sands under static loading. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, New York, v.107, n.6, p.799-817, 1981.
- 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.
- DAY, S. R. The compatibility of slurry wall materials with contaminated groundwater. In: D.E. DANIEL; S.J. TRAUTWEIN. **Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soils, ASTM STP 1142.** Philadelphia: ASTM, 1993, p.284-300.
- DUGUID, D.R.; FORBES, D.J.; GORDON, J.L.; SIMMONS, O.K. The slurry trench cut-off for the Duncan Dam. **Canadian Geotechnical Journal**, v.8, n.1, p.94-108, 1971.
- ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY (1998). Evaluation of subsurface engineered barriers at wastes sites. EPA – 542 – R – 98 – 005, Washington D.C, Agosto de 1998, Disponível em: <<http://www.clu-in.org/download/remed/subsurf.pdf>>. Acesso em: 3 de fev. de 2004
- EVANS, J. C. Geotechnics of hazardous waste control systems. In: H. Y. FANG. **Foundation Engineering Handbook.** New York: Von Nostrand Reinhold, 1991. p. 765-777.
- EVANS, J. C. Vertical cutoff walls. In: D. E. DANIEL. **Geotechnical Practice for Waste Disposal.** London: Chapman & Hall, 1993. cap.17. p.430-454.
- EVANS, J.C.; DAWSON, A.R. Slurry walls for control of contaminant migration a comparison of UK and US practises. In: F. GABRIEL; A.R.BAUER. **Geo-Engineering**

**for Underground Facilities (Geotechnical Special Publication No.90).** New York: ASCE, 1999, p.105-120.

FILZ, G. M.; BOYER, R. D; DAVIDSON, R. R. Bentonite-water slurry rheology and cutoff wall trench stability. In: J.C. EVANS. **In situ Remediation of the Geoenvironment (Geotech. Spec. Publ. n.71).** New York: ASCE, 1997, p.139-153.

FILZ, G.M.; HENRY, L.B.; DAVIDSON, R.R. Formation and properties of bentonite filter cakes. In: L. N. REDDI; M.S. BONALA. **Filtration and Drainage in Geotechnical/Geoenvironmental Engineering (Geotech. Spec. Publ. n.78).** New York: ASCE, 1998, p.69-88.

GEO-CON Technical specifications cement-bentonite slurry trench cutoff wall. 2001 Disponível em:<<http://www.geocon.net/pdf/cbswtech.pdf>> Acesso em 1 de fev. de 2004.

GEO-CON Technical specifications soil -bentonite slurry trench cutoff wall. 2001 Disponível em:<<http://www.geocon.net/pdf/sbswtech.pdf>> Acesso em 19 de set. de 2003.

GLEASON, M.H.; DANIEL, D.E; EYKHOLT, G.R Calcium and sodium bentonite for hydraulic containment applications. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v.123, n.5, p.438-445, 1997.

GRAHAM, J; SAADAT, F; GRAY, M N; DIXON, D A; ZHANG, Q. Strength and volume change behaviour of a sand-bentonite mixture. **Canadian Geotechnical Journal**, v.26, n2, p.292-305, 1989.

HEAD, K.H. **Manual of soil laboratory testing.** London: Pentech Press, 1982, 339p. v.2-3

HEINECK, K.S. **Estudo do comportamento hidráulico e mecânico de materiais geotécnicos para barreiras de contenção de resíduos.** 2002. 251p. Tese (Doutorado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.

HORPIBULSUK, S.; MIURA, N.; NAGARAJ, T.S Assessment of strenght development in cement-admixed high water content clays with Abrams law as a basis. **Géotechnique**, London, n.4, p.439-444, 2003.

JEFFERIS, S.A. Bentonite-cement slurries for hydraulic cut-offs. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1981, Stockholm. **Proceedings...**Rotterdam: A.A. Balkema, v.1, p. 435-440

JEFFERIS, S.A. Permeability: A dynamic property of barrier materials. In: INTERNATIONAL CONTAINMENT AND REMEDIATION TECHNOLOGY CONFERENCE, 2001, Orlando. **Proceedings....** p. 427-429.

KENNEY, T C; VAN VEEN, W A; SWALLOW, M A; SUNGAILA, M A. Hydraulic conductivity of compacted bentonite-sand mixtures. **Canadian Geotechnical Journal**, v.29, n3, p.364-374, 1992.

KHOURY, M.; FAYAD, P.; LADD, R. Design, construction and performance of a soil-bentonite cutoff wall constructed in two stages. In: D. B. PAUL; R. R DAVIDSON; N. J. CAVALLI. **Slurry Walls: Design, Construction and Quality Control**, ASTM STP **1129**. Philadelphia: ASTM, 1992, p.289-308.

KOCH, D. Bentonites as a basic material for technical base liners and site encapsulation cut-off walls. **Applied Clay Science**, v.21, Issues 1-2, p.1-11, 2002.

LA ROCHELLE, P.; LEROUEIL, S.; TRAK, B.; BLAIS-LEROUX, L.; TAVENAS, F. Observational approach to membrane and area corrections in triaxial tests. In: SYMPOSIUM ON ADVANCED TRIAXIAL TESTING OF SOIL AND ROCK, 1986, Louisville. **Proceedings...** Philadelphia: American Society of Testing Materials, 1988. 1v., p.715-731.

LAMBE, T.W.; WHITMAM, R.V. **Soil mechanics, Si version**. New York: John Wiley, 1979. 553p.

Li, J.C.; Hwang, C.L.; Yao, H.L; Lee, H.J.; Lee, R.J. A study of slag cement-Bentonite slurry. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12., 1989, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, v.3, p. 1499-1502.

MILLET, R.A.; PEREZ, J. Current USA Practice: Slurry Wall Specification. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, v.107, nGT8, p.1041-1052, 1981.

MILLET, R. A.; PEREZ, J. Y.; DAVIDSON, R. R. USA practice slurry wall specifications 10 years later. In: D. B. PAUL; R. R DAVIDSON; N. J. CAVALLI. **Slurry Walls:**

- Design, Construction and Quality Control, ASTM STP 1129.** Philadelphia: ASTM, 1992, p.42-67.
- MITCHELL, J.K. **Fundamentals of soil behaviour.** 2 ed. New York: John Wiley, 1993. 437p.
- MIURA, N.; HORPIBULSUK, S.; NAGARAJ, T.S Engineering behaviour of cement stabilized clay at high water content. **Soils and Foundations**, v.41, n.5, p.33-45, 2001.
- MORGENSTERN, N.; AMIR-TAHMASSEB, I. The stability of a slurry trench in cohesionless soils. **Géotechnique**, London, v.15, n.4, p.387-395, 1965.
- NAGARAJ, T.S; PANDIA, N.S; NARASHIMA RAJU, P.S.R Compressibility of soft cemented soils. **Geotechnique**, London, v.48, n.2, p.281-287, 1998.
- NÚÑEZ, W.P. **Estabilização físico-química de um solo residual de arenito Botucatu, visando seu emprego na pavimentação.** 1991.150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil/ UFRGS, Porto Alegre.
- PEARLMAN, L. **Subsurface Containment and Monitoring Systems: Barriers and Beyond.** 1999. Disponível em: <[www.slurrywall.com/articles/4.pdf](http://www.slurrywall.com/articles/4.pdf)>. Acesso: 10 de dez. 2003.
- PLEE, D.; LEBEDENKO, F.; OBRECHT, F.; LETELLIER, M.; VAN DAMME, H. Microstructure, permeability and rheology of bentonite – cement slurries. **Cement and Concrete Research**, v. 20, p.45-61, 1990.
- PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (PCA) – Cement-bentonite slurry trench cut-off walls. **PCA Concrete Information**, USA, 1979, 11p.
- PRIETTO, P.D.M. **Estudo do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado.** 1996. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- RYAN, C. Vertical barriers in soil for pollution containment. In: R. WOODS. **Geotechnical practice for waste disposal.** New York: ASCE, 1987, p.182–204

RYAN, C.R.; DAY, S.R. Soil-Cement-Bentonite Slurry Walls. In: M. W. O'NEILL; F. C. TOWNSEND. **Deep Foundations 2002: An International Perspective on Theory, Design, Construction, and Performance (Geotechnical Special Publication No. 116)**. New York: ASCE, 2002, p.713-727.

SCHWEITZER, F. Strength and permeability of single-phase diaphragm walls. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 12. , 1989, Rio de Janeiro. **Proceedings...**Rotterdam: A.A. Balkema, v.3, p. 1515-1518.

SKEMPTON, A.W. The pore-pressure coefficients A and B. **Géotechnique**, London, v.4, p.143-147, 1954.

TAVENAS, F.; JEAN, P.; LEBLOND, P.; LEROUÉIL, S. The Permeability of Natural Soft Clays. Part II: Permeability Characteristics. **Canadian Geotechnical Journal**, v.20, p. 645-660, 1983

TAY, Y.Y; STEWART, D.I; COUSENS, T.W Shrinkage and desiccation cracking in bentonite–sand landfill liners. **Engineering Geology**, v.60, Issues 1-4, p.263-274, 2001.

THOMÉ, A. **Comportamento de fundações superficiais apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais**. 1999. 245p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil/UFRGS, Porto Alegre.

ULBRICH, L.A. **Aspectos do comportamento mecânico de um solo reforçado com fibras**. 1997, 122p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil/UFRGS, Porto Alegre.

XANTHAKOS, P. P. (1979). **Slurry Walls**. New York: McGraw Hill, 1979. 622p.

