

***Avaliação geotécnica de misturas de um solo laterítico
com cimento e bentonita para uso em cortinas verticais***

Priscila Batista

Orientador: prof. Dr. Adilson do Lago Leite

Dissertação Apresentada ao
Programa de Pós-Graduação do
Departamento de Engenharia Civil
da Escola de Minas da
Universidade Federal de Ouro
Preto, como parte dos requisitos
para obtenção do título de Mestre
em, Engenharia Civil, área de
concentração: Geotécnica.

Ouro Preto / agosto de 2006

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	i
LISTA DE TABELAS.....	iv
LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS.....	vi
RESUMO.....	ix
ABSTRACT.....	x
1 – INTRODUÇÃO.....	01
2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	04
2.1 - Cortinas Verticais.....	04
2.1.1 - Histórico de Uso.....	08
2.1.2 – Propósitos.....	09
2.1.3 - Características Construtivas.....	11
2.1.3.1 - Lama Bentonítica.....	11
2.1.3.2 - Propriedades da Película.....	13
2.1.3.3 – Reaterro.....	14
2.1.3.4 – Escavação.....	17
2.1.3.5 - Outros Aspectos Construtivos.....	19
2.2 – Bentonita.....	21
2.2.1 – Propriedades.....	21
2.2.2 - Disponibilidade e Principais Depósitos Mundiais.....	25
2.2.3 – Aplicações.....	26

2.3 - Solos Tropicais.....	27
2.3.1 - Composição Mineralógica.....	28
2.3.2 – Formação.....	28
2.3.3 - Peculiaridades Geotécnicas.....	30
2.4 - Misturas de Solos Naturais e Bentonita em Cortinas Verticais.....	31
2.4.1 - Condutividade Hidráulica.....	31
2.4.2 – Compatibilidade entre cortina/contaminante.....	36
2.4.3 – Resistência.....	38
2.5 – Estabilização do solo com cimento.....	40
3 - ENSAIOS LABORATORIAIS: MÉTODOS.....	43
3.1 - Aspectos Gerais.....	43
3.2 - Coleta, tratamento das amostras e execução das misturas.....	44
3.3 - Ensaio de Caracterização.....	46
3.3.1 - Ensaio de Caracterização Geotécnica.....	46
3.3.2 - Ensaio de Caracterização Físico-química.....	50
3.3.3 - Ensaio de Caracterização Mineralógica.....	54
3.4 - Ensaio de Condutividade hidráulica.....	55
3.5 - Ensaio de Resistência.....	59
4 - RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	66
4.1 – Caracterização Geotécnica.....	66
4.2 – Caracterização Físico-química.....	71
4.3 – Caracterização Mineralógica.....	77
4.4 – Condutividade Hidráulica.....	78
4.5 – Resistência.....	79

4.5.1 – Compressão Simples.....	79
4.5.2 – Cisalhamento Direto.....	83
5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	90
5.1 – Conclusões.....	90
5.1.1 – Ensaio de Caracterização.....	90
5.1.2 – Ensaio de Condutividade Hidráulica.....	91
5.1.3 – Ensaio de Resistência.....	92
5.2 – Sugestões para Estudos Futuros.....	93
6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	94

B333a Batista, Priscila.
Avaliação geotécnica de misturas de um solo laterítico com cimento e bentonita para uso em cortinas verticais [manuscrito]. / Priscila Batista. - 2006.
x, 100 f.: il. color.; grafs.; tabs.

Orientador: Prof. Dr. Adilson do Lago Leite.

Área de concentração: Geotecnia.
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil.

1. Engenharia hidráulica - Teses. 2. Mecânica do solo - Teses. 3. Bentonita - Teses. I. Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. II. Título.

CDU:624.13

AGRADECIMENTOS

Ao Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Escola de Minas.

A todos os funcionários do Departamento de Geotecnia.

A todos os professores do Departamento que contribuíram para o andamento da pesquisa.

Ao professor Adilson do Lago Leite, pela orientação.

Ao prof. Walter e a secretária Róvia pela atenção e colaboração.

A CAPS pela concessão da bolsa de estudo.

Aos Laboratórios de Geoquímica e Raio-X do Degeo/UFOP e Laboratório de Solos da CEMIG em Belo Horizonte, pela colaboração nos ensaios.

Aos meus colegas de mestrado: Luciana, Jeanne, Rafael, Rodrigo, Brasileu, Deilton, Germano e Helba.

Agradeço em especial aos meus pais e irmãos pelo amor e apoio incondicional.

Aos amigos que fiz em Ouro Preto em especial as amigas de república: Nayara, Poliana, Luana, Lívia, Valquíria e Janine, por todo carinho, apoio e amizade durante esse anos de convivência.

LISTA DE FIGURAS

<u>Figura 2.1:</u>	Escavação de uma trincheira (Ryan & Day, 2000).....	05
<u>Figura 2.2:</u>	Reaterro de solo-cimento-bentonita, sendo colocado na trincheira (Ryan & Day, 2000).....	06
<u>Figura 2.3:</u>	Exemplo de uma combinação de poço de extração com uma cortina vertical (Sharma & Lewis, 1994).....	09
<u>Figura 2.4:</u>	Organograma do processo de construção da cortina vertical..	11
<u>Figura 2.5:</u>	Aparelho para teste de filter press (Sharma & Lewis, 1994)....	13
<u>Figura 2.6:</u>	Seções típicas da cortina durante (a) e depois (b) da escavação (Evans, 1991, citado por Sharma & Lewis, 1994)..	14
<u>Figura 2.7:</u>	Procedimento de mistura de materiais a serem utilizados no reaterro (Ryan & Day, 2000).....	15
<u>Figura 2.7:</u>	Procedimento de mistura de materiais a serem utilizados no reaterro (Ryan & Day, 2000).....	16
<u>Figura 2.9:</u>	Permeabilidade do reaterro solo-bentonita em relação ao teor de finos(D'Appolonia & Ray, 1979).....	17
<u>Figura 2.10:</u>	Equipamento para escavação da trincheira (Zulritz, 1994).....	18
<u>Figura 2.11:</u>	Curva granulométrica da bentonita Kataz (Farnezi, 2005).....	23
<u>Figura 2.12:</u>	Difratograma da bentonita (lâmina normal) (Farnezi, 2005)....	24
<u>Figura 2.13:</u>	Influência do tipo mineralógico na condutividade hidráulica e no índice de vazios dos solos (Lambe, 1979).....	32
<u>Figura 2.14:</u>	Condutividade hidráulica da mistura bentonita-cimento versus % bentonita adicionada (Gleason <i>et al</i> , 1997).....	35
<u>Figura 2.15:</u>	Amostras cilíndricas do material de preenchimento SCB (Ryan & Day, 2002).....	38
<u>Figura 2.16:</u>	Resistência aos 28 dias X cimento adicionado (Ryan & Day, 2002).....	39
<u>Figura 3.1:</u>	Esquema dos ensaios de laboratório.....	43

<u>Figura 3.2:</u>	Mapa de localização do local de amostragem.....	44
<u>Figura 3.3:</u>	Curva granulométrica do cimento Tupi, utilizados nos ensaios.....	45
<u>Figura 3.4:</u>	Processo de filtragem da suspensão no ensaio de CE.....	51
<u>Figura 3.5:</u>	Provetas utilizadas no ensaio físico-químico do solo.....	54
<u>Figura 3.6:</u>	Esquema da montagem do ensaio de permeabilidade.....	57
<u>Figura 3.7:</u>	Equipamento utilizado no ensaio de Permeabilidade.....	58
<u>Figura 3.8:</u>	Prensa de CBR utilizado no ensaio de compressão simples...	60
<u>Figura 3.9:</u>	Esquema da caixa e plano de cisalhamento.....	64
<u>Figura 3.10:</u>	Prensa de cisalhamento utilizado no ensaio de cisalhamento direto.....	64
<u>Figura 4.1:</u>	Curvas granulométrica das amostras SN, SB e SCB.....	67
<u>Figura 4.2:</u>	Curva de compactação da amostra SN.....	70
<u>Figura 4.3:</u>	Curva de compactação da amostra SB.....	71
<u>Figura 4.4:</u>	Curva de compactação da amostra SCB.....	71
<u>Figura 4.5:</u>	Variação do pH com o aumento da porcentagem de cimento para a amostra SB.....	73
<u>Figura 4.6:</u>	Diagrama de variação de volume versos porcentagem de cimento no ensaio de dosagem físico-química de cimento.....	76
<u>Figura 4.7:</u>	Difratograma da amostra SN (lâmina normal).....	77
<u>Figura 4.8:</u>	Difratograma da amostra SN (lâmina com etilenoglicol).....	77
<u>Figura 4.9:</u>	Difratograma da amostra SN (aquecida a 550 °C).....	78
<u>Figura 4.10:</u>	Gráfico da tensão <i>versus</i> deformação da amostra SN no ensaio de compressão simples.....	80
<u>Figura 4.11:</u>	Gráfico da tensão <i>versus</i> deformação da amostra SB no ensaio de compressão simples.....	80
<u>Figura 4.12:</u>	Gráfico da tensão <i>versus</i> deformação da amostra SCB no ensaio de compressão simples.....	81
<u>Figura 4.13:</u>	Gráfico da tensão <i>versus</i> deformação das amostras SN, SB e SCB no ensaio de compressão simples.....	81
<u>Figura 4.14:</u>	Corpo de prova após a execução do ensaio.....	83

<u>Figura 4.15:</u>	Gráfico da tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento da amostra SN no ensaio de cisalhamento direto.....	84
<u>Figura 4.16:</u>	Gráfico do deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal da amostra SN no ensaio de cisalhamento direto...	85
<u>Figura 4.17:</u>	Gráfico da tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento da amostra SB no ensaio de cisalhamento direto.....	86
<u>Figura 4.18:</u>	Gráfico do deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal da amostra SB no ensaio de cisalhamento direto...	86
<u>Figura 4.19:</u>	Gráfico da tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento da amostra SB no ensaio de cisalhamento direto.....	87
<u>Figura 4.20:</u>	Gráfico do deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal da amostra SCB no ensaio de cisalhamento direto	87
<u>Figura 4.21:</u>	Envoltória Linear de resistência das amostras SN, SB e SCB	88

LISTA DE TABELAS

<u>Tabela 2.1:</u>	Parâmetros típicos para reaterro (Andromalos & Fisher).....	07
<u>Tabela 2.2:</u>	Especificações da lama bentonítica (NBR 6122).....	12
<u>Tabela 2.3:</u>	Propriedades adequadas da lama bentonítica para uso em fundações (NBR 6122).....	12
<u>Tabela 2.4:</u>	Propriedades de Reaterro SB e CB (Sharma & Lewis, 1994).	15
<u>Tabela 2.5:</u>	Equipamentos usados para construção da trincheira (USEPA, 1984 citado por Sharma & Lewis, 1994).....	18
<u>Tabela 2.6:</u>	Propriedades das bentonitas (Gleason <i>et al</i> , 1997).....	22
<u>Tabela 2.7:</u>	Caracterização geotécnica da bentonita Kataz (Farnezi, 2005).....	22
<u>Tabela 2.8:</u>	Resultados de ensaios, físico-química da bentonita (Farnezi, 2005).....	23
<u>Tabela 2.9:</u>	Caracterização mineralógica da bentonita (Farnezi, 2005).....	23
<u>Tabela 2.10:</u>	Condutividade hidráulica da bentonita, a uma tensão de compressão de 35 KPa (Gleason <i>et al</i> , 1997).....	24
<u>Tabela 2.11:</u>	Reserva e Produção Mundial (DNPM, 2004).....	25
<u>Tabela 2.12:</u>	Características geoquímicas da alteração hidrolítica (Carvalho, 1995, citado por Cardoso <i>et al</i> , 1998).....	29
<u>Tabela 2.13:</u>	Efeito da percolação de soluções químicas em misturas solo-bentonita (Sharma & Lewis, 1994).....	37
<u>Tabela 3.1:</u>	Massa específica de diferentes minerais (Nogueira, 1995).....	47
<u>Tabela 3.2:</u>	Classificação da argila em função da Atividade (Vargas, 1977).....	49
<u>Tabela 3.3:</u>	Classificação dos solos em função do pH (modificado por Guimarães <i>et al</i> , 1971, citado por Pessoa, 2004).....	51
<u>Tabela 3.4:</u>	Valores de CTC (Guimarães, 1971, citado por Pessoa, 2004).....	52
<u>Tabela 3.5:</u>	Consistência em função da resistência à compressão (Pinto,	

	2002).....	61
<u>Tabela 4.1:</u>	Frações granulométricas das amostras.....	66
<u>Tabela 4.2:</u>	Limites de Atterberg das amostras.....	68
<u>Tabela 4.3:</u>	Resultados dos Índices de Atividades.....	68
<u>Tabela 4.4:</u>	Massa específica dos sólidos das amostras.....	69
<u>Tabela 4.5:</u>	Resultados do ensaio de Compactação Proctor Normal.....	70
<u>Tabela 4.6:</u>	Resultados das determinações de pH nas amostras SN e Bentonita Kataz.....	72
<u>Tabela 4.7:</u>	Determinação do pH em água para as amostras em diferentes proporções de cimento (peso seco).....	73
<u>Tabela 4.8:</u>	Valores da Condutividade Elétrica (CE) das amostras.....	74
<u>Tabela 4.9:</u>	Valores de CTC e SE das amostras.....	75
<u>Tabela 4.10:</u>	Resultados de condutividade hidráulica das amostras.....	78
<u>Tabela 4.11:</u>	Resultados do ensaio de compressão simples.....	82
<u>Tabela 4.12:</u>	Parâmetros de coesão e ângulo de atrito obtido no ensaio de cisalhamento direto.....	89

LISTA DE SIMBOLOS E ABREVIATURAS

Al	alumino
ASTM	American Society For Testing and Materials
Backfill	reaterro
CB	cimento-bentonita
CE	condutividade elétrica do extrato aquoso
CQA	Garantia da qualidade da construção
CQC	Controle de qualidade da construção
CTC	Capacidade de Troca Catiônica
c	coesão
cm	centímetro
cm²	centímetro quadrado
cm³	centímetro cúbico
Ca	cálcio
Ca OH	hidróxido de cálcio
Ca Cl₂	cloreto de cálcio
° C	graus Celsius
DCA	dicloroetano ou dicloreto de etileno
DNPM	Departamento Nacional de Produção Mineral
EUA	Estados Unidos da América
EPA	Environmental Protection Agency
Fe	ferro
Fe₂ O₃	óxido de ferro
Filter Cake	película
g	grama
H₂O	água
IA	Índice de Atividade
IP	Índice de Plasticidade

K	potássio
K	condutividade hidráulica
KCl	cloreto de potássio
Kg	quilograma
Km	quilometro
Km²	quilometro quadrado
KN	quilo Newton
kPa	quilo Pascal
kgF	quilograma Força
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
m	metro
m²	metro quadrado
m³	metro cúbico
mm	milímetro
Mg	magnésio
MPa	mega Pascal
MCT	Miniatura Compactado Tropical
NBR	Norma Brasileira Registrada
Na	sódio
Na OH	hidróxido de sódio
O	oxigênio
pH	Potencial Hidrogeniônico
s	segundo
Si	silício
SN	solo-natural
SB	solo-bentonita
SCB	solo-cimento-bentonita
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos
SE	Superfície Específica
W	umidade

W_{ot}	umidade ótima
%	porcentagem
ρ_d	massa específica seca do solo
ρ_s	massa específica dos sólidos
σ	tensão normal
μ	viscosidade
τ	tensão cisalhante
Φ	ângulo de atrito
e	índice de vazios
y	ponto de plastificação (perda de cimentação)
δ_h	deslocamento horizontal
ϵ_v	deformação vertical
ϵ_f	deformação específica na resistência de pico
E	Módulo de Young
R_c	resistência máxima

RESUMO

Batista, P. (2006). *Avaliação geotécnica de misturas de um solo laterítico com cimento e bentonita para uso em cortinas verticais*. Ouro Preto, 2006. 100p. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal de Ouro Preto.

Esta dissertação relata estudos laboratoriais que avaliam misturas de um solo tropical, bentonita sódica e cimento com vistas à sua utilização como reaterro de cortinas verticais para contenção de plumas contaminantes em água subterrânea. A pesquisa laboratorial envolveu a caracterização geotécnica, mineralógica e físico-química, além de ensaios de condutividade hidráulica e resistência em três diferentes amostras (solo natural, solo+bentonita e solo+cimento+bentonita). O ensaio de dosagem físico-química do cimento mostrou que a amostra de solo+cimento+bentonita não se encontra totalmente equilibrada em termos físico-químicos com 3% de cimento e que a quantidade suficiente para sua estabilização seria de aproximadamente 9% (peso seco). Com relação à condutividade hidráulica, os resultados mostram principalmente que a bentonita por si somente não diminuiu significativamente este parâmetro. Adicionalmente, o acréscimo de cimento em 3% (peso seco) resultou num aumento da condutividade hidráulica da ordem de 100 vezes. O que se pode concluir dos ensaios realizados é que o acréscimo de bentonita resultou numa melhora nas condições de retenção de contaminantes do solo natural coletado às custas do aumento ou manutenção da condutividade hidráulica. Igualmente, o acréscimo de cimento à mistura solo natural+bentonita resultou em ganho de resistência, porém às custas de um aumento expressivo na condutividade hidráulica.

Palavras-chave: condutividade hidráulica, resistência do solo, compatibilidade.

ABSTRACT

Batista, P. (2006). Geotechnical assessment of mixtures of a lateritic soil, bentonite and cement for slurry wall usage. Ouro Preto, 2006. 100p. Dissertation (Master of Science). Civil Engineering Department, Federal University of Ouro Preto.

This dissertation reports laboratory tests on the evaluation of mixtures of a tropical soil sample, bentonite and cement for backfill construction in slurry walls to contain groundwater contaminant plumes. The laboratory tests involve geotechnical, mineralogical and physicochemical characterization, hydraulic conductivity and shear strength determination. The studied samples were a tropical soil and two mixtures of it with bentonite and bentonite+cement. The results of the cement physicochemical stabilization test have demonstrated that the mixture of soil+cement+bentonite is not completely stable under the 3% (dry mass) of cement used. To achieve complete physicochemical stabilization, a quantity of 9% of cement would be needed. The hydraulic conductivity results indicated that the bentonite by itself has not significantly reduced this parameter. Additionally, the use of cement (3%) has increased 10 times the hydraulic conductivity. It can be concluded from the tests that the addition of bentonite has led to an improvement in the contaminant retention capacity of the natural soil sample but not resulted in a decrease in the hydraulic conductivity, as was expected. Equally, the addition of cement to the mixture of soil+bentonite resulted in an increase in the shear strength but also in a significant increase in the hydraulic conductivity.

Key-words: hydraulic conductivity, soil shear strength, compatibility.

1.1 – Considerações Iniciais

O termo contaminante é utilizado quando substâncias são introduzidas num meio como resultado da ação do homem. A contaminação pode ocorrer nos diversos componentes ambientais, incluindo a litosfera (solo e rocha), hidrosfera (rios, lagos, oceanos e água subterrânea), atmosfera e biosfera.

De especial importância é a contaminação da água subterrânea, devido à sua importância como recurso hídrico. Ressalta-se, ainda, que os impactos da contaminação normalmente são de longa duração, de difícil remediação e de alto custo.

As ações remediadoras, conforme Carey *et al* (1997), tem o objetivo de:

- Prevenir a migração da contaminação através das águas subterrâneas;
- Prevenir a infiltração da água em uma área contaminada;
- Prevenir contatos com materiais contaminados.

Como um dos métodos de remediação, o uso de cortinas verticais (do inglês: *slurry walls*) com o propósito de contenção de plumas contaminantes subterrâneas é crescente no Brasil e no mundo.

Trata-se de escavações em forma de trincheira, que podem alcançar até dezenas de metros de profundidade. Elas são colocadas estrategicamente para conter, divergir ou encapsular o fluxo subterrâneo.

Após a escavação, a trincheira normalmente é jateada com uma calda contendo água e bentonita ou água, bentonita e cimento, constituindo assim uma fina camada, denominada aqui de película (do inglês: *filter cake*). Posteriormente a trincheira é preenchida (reaterro) com uma mistura de solo+bentonita ou solo+bentonita+cimento.

A bentonita exerce a função de selante, uma vez que se trata de material de alta expansibilidade. O cimento, por sua vez, possui a função de aumentar a rigidez e a resistência da cortina, principalmente para as muito profundas.

Apesar do crescente uso das cortinas, duas questões permanecem por ser completamente investigada, como se segue.

A primeira questão se relaciona à compatibilidade entre o cimento e a bentonita sódica quando misturados em meio aquoso. As bentonitas com maior poder de expansão possuem sódio entre as camadas cristalinas de seus argilominerais (bentonitas sódicas), enquanto as bentonitas com cálcio (bentonitas cálcicas) são menos expansivas. Uma vez que o cimento, um material com elevada quantidade de carbonato de cálcio é misturado a bentonita sódica em meio aquoso, os íons cálcio provenientes do cimento podem ser trocados com os íons sódio da bentonita. Outro aspecto é o aumento substancial de cátions na solução, induzido pela dissolução do cimento, que poderia causar floculação dos argilominerais.

As principais conseqüências destas interações seriam a diminuição da capacidade de expansão da bentonita e o aumento da condutividade hidráulica do conjunto. Isto certamente não seria desejado, devido à função selante da cortina.

Todas estas reações e interações são razoavelmente conhecidas e esperadas. No entanto, poucos foram os estudos encontrados que abrangessem estas várias reações e seus efeitos quantitativos sobre os parâmetros geotécnicos das cortinas.

A segunda questão se refere às possíveis interações químicas e físico-químicas decorrentes da mistura solo tropical + bentonita + cimento e suas conseqüências sobre as propriedades geotécnicas das cortinas. Dentre estas propriedades, destacam-se a resistência e a condutividade hidráulica do material de reaterro.

Na tentativa de se avaliar melhor as questões anteriormente referidas, a presente dissertação relata estudos laboratoriais em misturas de um solo

tropical, bentonita sódica e cimento, com vistas à utilização destes materiais como reaterro em projetos de cortinas verticais.

O objetivo desta pesquisa é avaliar a influência das reações químicas e físico-químicas dos materiais comumente empregados em cortinas verticais e suas propriedades geotécnicas, hidráulicas e de resistência.

Os referidos estudos laboratoriais foram divididos em três grupos principais: 1º) ensaios de caracterização (geotécnica, mineralógica e físico-química); 2º) ensaios de condutividade hidráulica e 3º) ensaios de resistência.

1.2 – Estrutura da Dissertação

A dissertação foi estruturada em 5 capítulos, conforme descrito nos parágrafos que se seguem.

O Capítulo 2 traz uma revisão bibliográfica com os principais tópicos relacionados ao processo de construção de cortinas verticais, solos tropicais e bentonita, com ênfase em misturas de solo-cimento e bentonita.

No Capítulo 3 são descritos o processo de coleta das amostras, a execução das misturas e os métodos utilizados nos ensaios de caracterização, condutividade hidráulica e resistência.

No Capítulo 4 são apresentados, analisados e discutidos os resultados dos respectivos ensaios.

Por fim, o Capítulo 5 reúne as principais conclusões e sugestões para pesquisas futuras.

2 –REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 – Cortinas Verticais

Vem sendo discutido principalmente nos Estados Unidos e Europa, o uso de barreiras de contenção visando o controle de contaminantes em águas subterrâneas. Segundo EPA (1998), essas barreiras são classificadas em várias categorias, sendo as mais comuns:

- Cortinas verticais (*Slurry Walls*)
- Cortinas finas (*Thin Walls*)
- Misturas de solo em profundidade (*Deep Soil Mixing*)
- Cortinas de caldas (*Grout walls*)
- Estacas-prancha (*Sheet Pile Walls*)
- Selos basais (*Liners*)

Esta pesquisa enfocará as cortinas verticais, principal objeto do presente estudo. De acordo com Sharma & Lewis (1994), a eficácia de uma cortina no controle de contaminantes é determinada principalmente pela sua configuração vertical e horizontal. A configuração vertical refere-se à profundidade relativa da cortina para um nível de água subterrânea e material de baixa permeabilidade e a configuração horizontal refere-se à porção da cortina em relação à fonte de poluição e à direção do fluxo de água no solo.

Para controle da migração de poluentes, a maioria das barreiras de contenção vem sendo construídas pela técnica da cortina vertical. Segundo Shackelford & Jefferis (2000), a cortina vertical é construída pela escavação de uma trincheira com uma retroescavadeira ou caçamba de mandíbula (Figura 2.1) e, simultaneamente, é jateada com uma lama de bentonita e água (*filter cake*) que contém, aproximadamente, 5% bentonita e 95% água, com densidade de aproximadamente 1.120 Kg/ m³. Conforme Shackelford & Jefferis (2000) a película pode ser formada a partir da mistura de bentonita e água ou

bentonita-cimento-água (ambas misturas contendo de 3 a 7 % de bentonita sódica), sendo essa película menor que 3 mm e com uma condutividade hidráulica menor que 10^{-8} cm/s. Zulritz (2004) destaca que uma lama bem preparada forma uma solução coloidal que será a principal fonte de estabilidade da cortina.



Figura 2.1: Escavação de uma trincheira (Ryan & Day, 2000).

Segundo Carey *et al* (1997), a lama usada para estabilizar a trincheira forma uma película nas paredes laterais desta, vedando o solo e formando uma barreira hidráulica.

A bentonita, dependendo do cátion permutável pode ser sódica (Na^+) ou cálcica (Ca^{2+}), mas somente a bentonita sódica é apropriada para preparação da lama bentonítica, pois a bentonita cálcica produz uma lama pouco estável e, forma uma película permeável (Saes, 1990).

Geralmente, um dia após a escavação da trincheira e a formação da película nas paredes da trincheira (*filter cake*), vem à fase de preenchimento (*backfill*) onde a trincheira é reaterrada com um material projetado (Figura 2.2).



Figura 2.2: Reaterro de solo-cimento-bentonita, sendo colocado na trincheira (Ryan & Day, 2000).

Andromalos & Fisher, argumentam que o material de preenchimento mais adequado depende de uma variedade de parâmetros que inclui permeabilidade, resistência, densidade, compatibilidade com contaminantes e custos. Muitas vezes o material de preenchimento é constituído do próprio material da escavação, acrescido de bentonita ou bentonita-cimento. Ainda conforme os autores, há dois tipos distintos de misturas para reaterro utilizadas em cortina vertical: 1) Pasta de auto-endurecimento que contém água, argila e material cimentante (cimento Portland ou escória), utilizada para atingir alta resistência, quando a estabilidade da trincheira não pode ser alcançada com

uma típica mistura de solo-bentonita e água; 2) Mistura baseada em solo, podendo ser utilizados solos de materiais escavados da própria trincheira ou material de empréstimo, onde a lama é preparada pela mistura desses materiais mecanicamente na superfície. Alguns parâmetros típicos de reaterro para cortinas verticais são mostrados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1: Parâmetros típicos para reaterro (Andromalos & Fisher).

MATERIAL REATERRO	PERMEABILIDADE cm / s	RESISTÊNCIA kPa	DENSIDADE pcf	COMENTÁRIOS
Solo-Bentonita	1×10^{-7}	0	100 - 130	<i>Requer mínimo de 15% de finos</i>
Solo-Cimento-Bentonita	1×10^{-7}	350	95 - 120	<i>Misturas tipicamente remotas</i>
Cimento-Bentonita	1×10^{-6}	175	70 - 75	<i>Pastas de auto-endurecimento</i>

Logo após a trincheira ter sido reaterrada corretamente, o topo da cortina vertical deverá ser coberto com uma espessura de 60 a 90 cm de camada de argila. A argila deve ser umedecida no teor de umidade ótima e compactada com um equipamento leve. Esta cobertura protege a cortina de erosões e fissuras (Sharma & Lewis, 1994).

O método da cortina de solo-cimento-bentonita (SCB) tem sido usado nos Estados Unidos nos últimos anos. Day *et al* (2001), relatam que anteriormente havia somente três variedades comuns de métodos de cortinas verticais:

- 1 – Cortina Vertical de solo-bentonita (SB);
- 2 – Cortina Vertical de cimento-bentonita (CB);
- 3 – Parede Diafragma de concreto para aplicações estruturais.

Atualmente há outros tipos de cortinas usadas para conter poluentes que são as cortinas verticais de solo-cimento-bentonita (SCB) e as cortinas verticais composta de solo-cimento-geomembrana (SCW). Durante sua construção é inserida uma geomenbrana que, de acordo com Shackelford & Jefferis (2000), é usada quando as condições são especialmente complexas ou para contenção de gases.

2.1.1 – Histórico de Uso

A técnica do uso de bentonita foi originada de perfurações de poços de petróleo na qual são usadas lamas bentoníticas para manter a estabilidade do furo. Segundo Zulritz (2004), o desenvolvimento da tecnologia de cortinas nos Estados Unidos ocorreu independentemente do seu desenvolvimento na Europa e foi baseado no uso da técnica solo-bentonita, que ainda não era utilizada na Europa.

D'Appolonia & Ray (1979) destacam que a cortina vertical usando reaterro solo-bentonita foi primeiramente utilizada nos Estados Unidos no ano de 1940. Desde então muitas cortinas deste tipo têm sido construídas, tanto para controle permanente, quanto temporário da percolação de vários poluentes nas águas subterrâneas. Ressalta-se que, inicialmente, a meta foi conter água subterrânea contaminada por um período limitado de tempo.

Na Europa, a técnica solo-bentonita foi aplicada para propósitos geotécnicos em 1950, onde foi usada na construção de paredes de diafragma estruturais. No fim de 1960 a tecnologia de cimento-bentonita tinha se expandido em toda a Europa, permitindo o uso também em escavação profunda, abaixo do nível de água subterrânea e em usinas geradoras de energia. O uso de cimento-bentonita permanece a técnica preferida para controle de percolação, com aplicações incluindo locais de resíduos perigosos.

No Brasil, tem-se poucos registros de estudos ou utilização da técnica da cortina vertical. Nobre & Nobre (2002) relatam o estudo realizado em uma região no nordeste do Brasil, onde um tanque de armazenamento libera, acidentalmente, poluentes, contaminando a água subterrânea com 1,2 DCA (dicloroetano ou dicloreto de etileno), sendo esse o único tipo de contaminante relatado. Atualmente, essa contaminação está contida por um sistema combinado de poços de extração e uma barreira física, que consiste de uma cortina vertical cimento-bentonita (Figura 2.3). Segundo os autores, embora já se tenha extraído e controlado a migração de plumas, é demandado a

avaliação de tecnologias alternativas como zonas de tratamentos aeróbios / anaeróbios para ajudar a acelerar o processo de remediação.

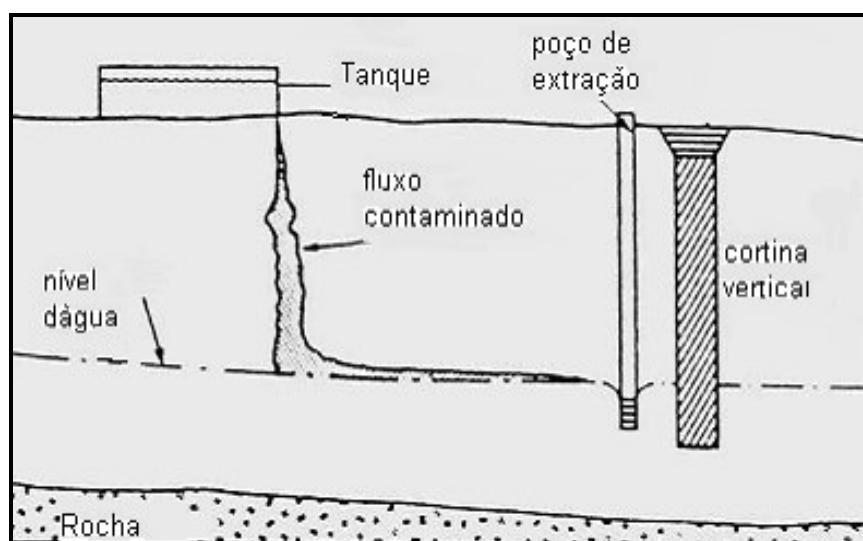


Figura 2.3: Exemplo de uma combinação de poço de extração com uma cortina vertical (Sharma & Lewis, 1994).

2.1.2 – Principais Aplicações

As cortinas verticais são estruturas de subsuperfície permanentes que têm sido aplicadas para direcionar e controlar fluxo de água subterrânea. Segundo Ryan (1987), citado por Day (1993), com o começo do movimento ambiental em 1970, mais cortinas verticais foram construídas para conter águas subterrâneas contaminadas em depósitos de resíduos perigosos e instalações industriais.

Conforme Ryan & Day (2002), cortinas verticais de solo-cimento-bentonita, têm sido usadas com grande frequência nos últimos anos, fornecendo barreiras para o fluxo lateral de águas subterrâneas em situações onde a resistência de uma cortina normal solo-bentonita é inadequada para suportar cargas de fundações, pois a adição de cimento para misturas de reaterro permite formar sistemas mais rígidos, que possam suportar grandes cargas.

Embora barreiras verticais não sejam usadas extensivamente por um longo período de contaminação, o método pode ser usado em conjunto com outras tecnologias de remediação, como bombeamento-tratamento, por exemplo. Esse uso de técnicas combinadas foi utilizado por Nobre & Nobre (2002) quando utilizou uma barreira física, no caso uma cortina vertical cimento-bentonita e um poço de extração.

Segundo D'Appolonia & Ryan (1979), a cortina vertical tem a vantagem de atuar como barreira para fluxo lateral de água para a maioria dos poluentes líquidos, sendo tecnicamente e economicamente um sucesso no controle de migração de contaminantes.

A técnica mais utilizada é a cortina solo-bentonita por ser a mais econômica e por permitir o reuso da grande maioria dos materiais escavados durante o trincheiramento. Day *et al* (2001) ressaltam que a engenharia geotécnica tem se tornado ciente das muitas vantagens das cortinas verticais como o baixo custo e o sucesso dos resultados. Estas obras vêm largamente substituindo o uso de métodos tradicionais, como estaca-prancha.

Essa tecnologia retém o contaminante dentro de uma área específica, mas ela não o trata nem o destrói, portanto, além da cortina, um outro tipo de remediação pode ser necessário.

Segundo Suthersan (1999), é conhecido que alguns contaminantes podem reagir com os materiais das barreiras e potencialmente causar significativo aumento na permeabilidade com o tempo. Por isso, tem-se a necessidade do material da cortina ser testado antes da construção e de ser monitorado após sua instalação.

Outra observação importante está relacionada aos fatores físicos como atividades sísmicas, que podem degradar e deteriorar a cortina, causando a perda da capacidade de contenção.

2.1.3 – Características Construtivas

As etapas da construção de uma cortina vertical são mostradas no organograma da Figura 2.4 e os subcapítulos subseqüentes relatam as principais características construtivas deste tipo de obra.

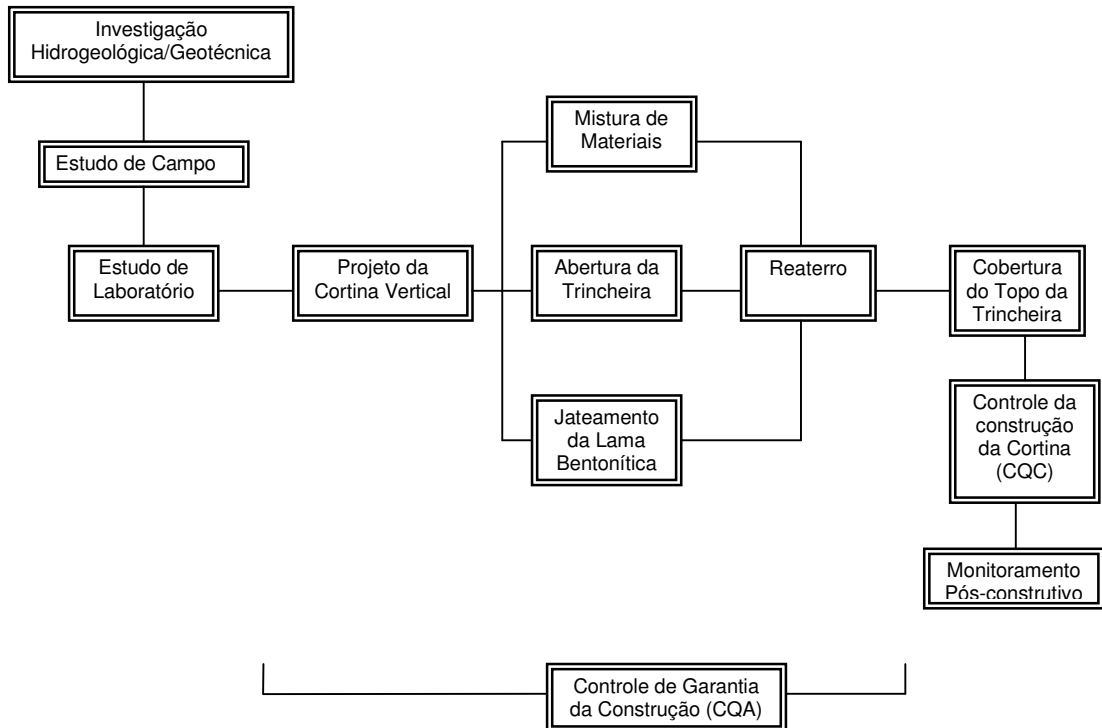


Figura 2.4: Organograma do processo de construção da cortina vertical.

2.1.3.1 – Lama Bentonítica

A lama bentonítica é utilizada em escavações para melhorar as condições de estabilidade e facilitar a remoção de detritos. Essa lama consiste da mistura de bentonita e água, tendo três características importantes conforme Saes (1990):

- Estabilidade, pela não decantação das partículas de bentonita, mesmo em um longo período de tempo;
- Formação rápida de uma película impermeável sobre uma superfície porosa;

- Apresenta tixotropia, que consiste na capacidade reversível de tornar-se líquida quando agitada ou bombeada e de se gelificar quando cessado o movimento.

Segundo a norma de projeto de fundações NBR 6122, a bentonita utilizada para o preparo dessas lamas tixotrópicas deve atender às especificações da Tabela 2.2.

Tabela 2.2: Especificações da lama bentonítica (NBR 6122).

REQUISITOS	VALOR
Resíduos em peneira no 200	$\leq 1\%$
Teor de umidade	$\leq 15\%$
Limite de liquidez	≥ 440
Viscosidade marsh 1500/1000 da suspensão a 6% em água destilada	≥ 40
Decantação da suspensão a 6% em 24 h	$\leq 2\%$
Água separada por pressofiltração de 450 cm ² da suspensão a 6% nos primeiros 30min, à pressão de 0,7 MPa	$\leq 18 \text{ cm}^3$
pH da água filtrada	7 a 9
Espessura da película no filtro prensa	$\leq 2,5 \text{ mm}$

Ainda conforme Saes (1990), o desempenho da lama bentonítica pode ser avaliado por algumas características como: espessura e permeabilidade da película, peso específico (densidade), viscosidade, teor de areia e pH. A NBR 6122 limita essas propriedades na Tabela 2.3.

Tabela 2.3: Propriedades adequadas da lama bentonítica para uso em fundações (NBR 6122).

PROPRIEDADES	VALORES
Densidade	1,025 a 1,10 g/cm ³
Viscosidade	30 a 90 sec-Marsh
pH	7 a 11
Teor de areia	< 3%
Espessura da película	1 a 2 mm

2.1.3.2 – Propriedades da Película

A migração da lama bentonítica nos vazios do solo permeável na interface solo-lama resulta na formação da chamada película (Sharma & Lewis, 1994). As propriedades da película formada em um solo granular são essencialmente independentes da permeabilidade do solo. Contudo, em um solo mais permeável, mais lama penetrará antes que a película se forme na interface. D'Appolonia & Ray (1979), colocam que estas variáveis podem ser estudadas em laboratório, onde a película é formada num papel filtro, controlado sob as mesmas condições de campo durante a escavação da trincheira.

Esse teste é chamado de *filter press* e o aparelho usado é mostrado na Figura 2.5. O teste, conforme Ryan & Day (2003), é muito utilizado em projetos de cortinas verticais, pois é destinado a medir a perda de água da lama durante a formação da película. Neste teste, a película vai se formar acima do papel filtro e então uma dada carga é aplicada na amostra em um certo período de tempo. Ao fim desse período o fluxo através da película é medido.

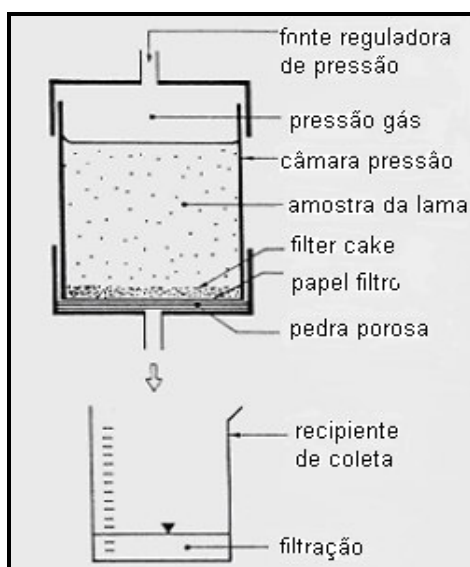


Figura 2.5: Aparelho para teste de filter press (Sharma & Lewis, 1994).

Resultados de alguns testes indicam que uma lama de bentonita contendo aproximadamente 5,7% de bentonita (peso seco) e uma viscosidade de 40 sec-Marsh requerem que o material de preenchimento seja colocado,

aproximadamente um dia após a escavação da trincheira para que a película desenvolva uma baixa permeabilidade (Ryan & Day, 2003). Uma baixa viscosidade da lama muitas vezes conduz a problemas de estabilidade da trincheira e má formação da película, portanto, uma viscosidade mínima de 40 sec-Marsh é sempre recomendada.

Testes também indicam que misturas com, aproximadamente, 5 a 7% bentonita e água pura formam uma pasta, que pode atingir a viscosidade recomendada. Conforme Ryan & Day (2003), o uso de uma lama mal hidratada resultaria em uma película muito espessa, sendo que o consumo de bentonita poderia aumentar.

2.1.3.3 – Reaterro

Como já foi visto anteriormente, os tipos de reaterro mais utilizados, segundo Sharma & Lewis (1994), são:

- **Reaterro solo-bentonita (SB):** é o mais popular nos Estados Unidos, porque é relativamente mais expansivo e fácil para construir. O reaterro final fornece uma razoável homogeneidade, baixa permeabilidade e uma cortina flexível. Seções típicas da cortina (a) durante e depois (b) da escavação são mostradas na Figura 2.6.

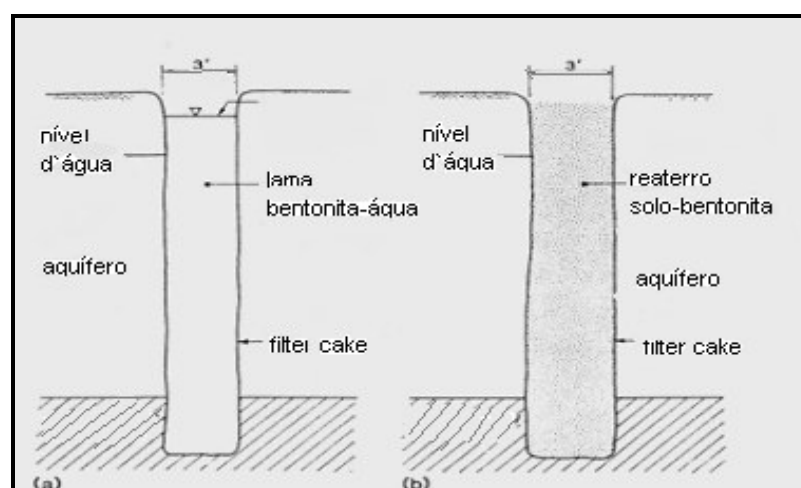


Figura 2.6: Seções típicas da cortina durante (a) e depois (b) da escavação (Evans, 1991, citado por Sharma & Lewis, 1994).

- **Reaterro solo-cimento-bentonita SCB:** é constituído de lama bentonítica, seguido pela mistura de solo-bentonita-cimento onde a bentonita fornece uma baixa permeabilidade e o cimento é requerido para conferir resistência à cortina. A Figura 2.7 mostra o procedimento de mistura dos materiais de preenchimento, mecanicamente à superfície, próximo a abertura da trincheira.



Figura 2.7: Procedimento de mistura de materiais a serem utilizados no reaterro (Ryan & Day, 2000).

- **Reaterro cimento-bentonita (CB):** Geralmente água e bentonita são primeiro misturados, seguido pela adição do cimento para obter uma mistura homogênea. A resistência pode variar de 35 para 380 kPa. A Tabela 2.4 compara propriedades de solo-bentonita e cimento-bentonita.

Tabela 2.4: Propriedades de Reaterro SB e CB (Sharma & Lewis, 1994).

PARÂMETROS	REATERRO SB	REATERRO CB
Densidade (Kg/m ³)	<i>Tipicamente (1680 a 1920)</i>	<i>Máximo de 1300</i>
Teor Umidade (%)	<i>25 a 35</i>	<i>55 a 70</i>
Teor de Bentonita (%)	<i>0.50 a 2.0</i>	<i>6</i>
Outros (%)	<i>Finos 10 e 20</i>	<i>cimento 18</i>
	<i>Finos 20 a 40</i>	<i>sólidos 30 a 45</i>
Resistência (kPa)	<i>Plástico; muito pouca resistência; Normalmente cerca 0,94 não confinada</i>	<i>Resistência última varia 35 a 380 Resistência normal 138 a 310</i>
Permeabilidade (cm/s)	<i>Mínima informada $5,0 \times 10^{-9}$ Máxima informada 1×10^{-5}</i>	<i>$(1 \text{ a } 5) \times 10^{-6}$</i>

Segundo Ryan & Day (2003), especificações exigem que o material do reaterro seja misturado até ficar homogêneo. Outra especificação de projeto é a permeabilidade do material de preenchimento, sendo a permeabilidade de um reaterro solo-bentonita dependente de dois fatores: a graduação do solo e a porcentagem de bentonita usada na mistura. A Figura 2.8 apresenta a relação entre a permeabilidade do reaterro solo-bentonita e a porcentagem de bentonita para vários materiais representativos. O efeito da graduação do solo na permeabilidade é claramente mostrado nesta figura.

Segundo D'Appolonia (1980), citado por Shackelford & Jefferis (2000), um $k \leq 10^{-7}$ cm/s é obtido por materiais que contenham mais de 15% finos plásticos (porcentagem < 0,075 mm, USCS = CH ou MH) ou mais de 60% de finos não-plásticos ou de baixa plasticidade.

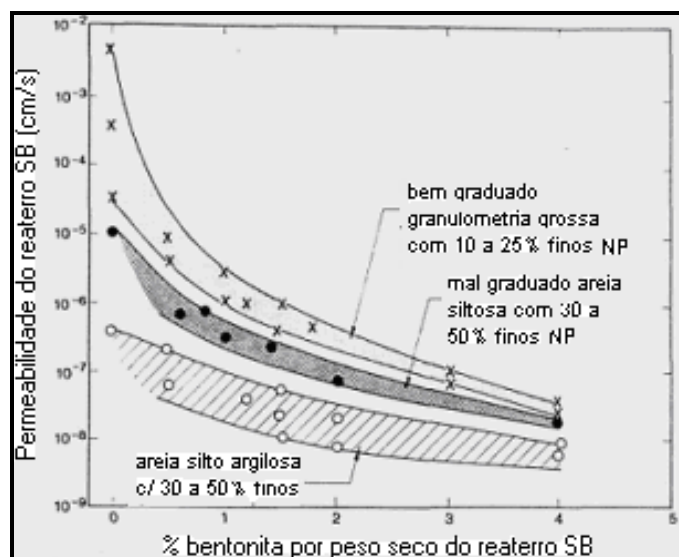


Figura 2.8: Relação entre permeabilidade e quantidade de bentonita adicionada para o reaterro SB (D'Appolonia & Ray, 1979).

A Figura 2.9 mostra que solos finos plásticos reduzem, significativamente, a permeabilidade do reaterro solo-bentonita. Segundo D'Appolonia & Ray (1979), os dados mostram duas famílias de curvas distintas, uma correspondente para finos plásticos e outra para finos não-plásticos ou de baixa plasticidade.

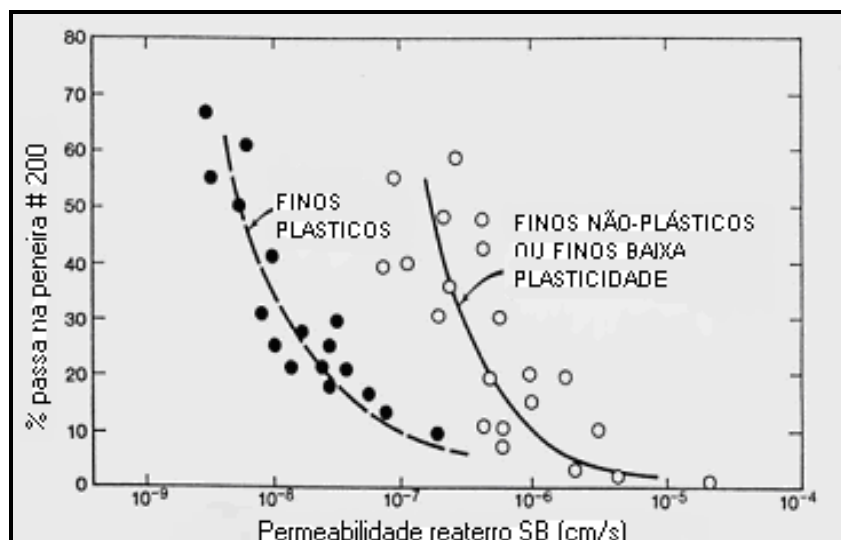


Figura 2.9: Permeabilidade do reaterro solo-bentonita em relação ao teor de finos(D'Appolonia & Ray, 1979).

Já a permeabilidade do reaterro solo-cimento-bentonita é o resultado de uma complexa interação entre vários componentes da mistura. Segundo Ryan & Day (2002), o cimento Portland interfere na habilidade normal de uma mistura solo-bentonita e, conforme especificações estudadas pelos autores, uma cortina solo-bentonita (SB) requer uma permeabilidade de 1×10^{-7} cm/s, enquanto uma cortina solo-cimento-bentonita (SCB) requer uma permeabilidade de 5×10^{-7} cm/s.

2.1.3.4 – Escavação

A seleção do tipo de escavação da trincheira depende, primariamente, da profundidade da cortina vertical, profundidade da água subterrânea, tipos de materiais a serem escavados e acesso ao longo da trincheira. Segundo D'Appolonia & Ray (1979), a trincheira deve ser escavada entre 0,6 m e 1,5 m de largura para fornecer uma adequada barreira de contenção. A Tabela 2.5 apresenta uma descrição resumida de métodos e equipamentos de escavação para a construção da cortina vertical.

Tabela 2.5: Equipamentos usados para construção da trincheira (USEPA, 1984 citado por Sharma & Lewis, 1994).

TIPOS	LARGURA (m)	PROFUNDIDADE (m)	COMENTÁRIOS
Retroescavadeira Padrão	0,3 – 1,5	15	<i>Mais rápido e menos caro método de escavação</i>
Retroescavadeira Modificada	0,6 – 1,5	24	<i>Usa um tipo de caçamba de carga modificada. É também rápido e contém baixo custo</i>
Caçamba de Mandíbula	0,3 – 1,5	> 45	<i>Anexado por uma haste ou guindaste; o guindaste pode ser mecânico ou hidráulico.</i>
Equipamento para Dragagem com caçamba	1,2 – 3,0	> 36	<i>Usada para trincheira SB ampla e profunda</i>
Perfuração Rotativa; Sondagem a Percussão	-	-	<i>Usado para aberturas acima de rochas e para ressalto em rochas duras e pode atrasar a construção e resultar em trincheira de cortina irregular</i>

A figura 2.10 mostra o processo construtivo da cortina pelo equipamento caçamba de mandíbula.



Figura 2.10: Equipamento para escavação da trincheira (Zulritz, 1994).

2.1.3.5 – Outros Aspectos Construtivos

Um projeto de cortina vertical deve considerar os seguintes fatores:

- Investigação hidrogeológica / geotécnica;
- Viabilidade do projeto;
- Controle de qualidade;
- Desenvolvimento de programa de monitoramento.

A investigação hidrogeológica/geotécnica deve definir a estratigrafia de subsuperfície, a condutividade hidráulica do aquífero e zonas impermeáveis. Segundo EPA (1998), a investigação hidrogeológica/geotécnica em áreas contaminadas inclui:

- Perfurações de solos e rochas para definir a estratigrafia;
- Amostragem de águas subterrâneas de poços de monitoramento e piezômetros para definir a qualidade da água;
- Testes no aquífero para definir a condutividade hidráulica e o possível alcance de plumas contaminadas.

A maioria dos projetos de remediação em locais de resíduos perigosos tem uma previsão de vida de 30 anos. As investigações geotécnicas pretéritas à construção têm como objetivo:

- Determinar a elevação das águas subterrâneas e a presença de condições artesianas;
- Determinar propriedades físicas dos solos onde a trincheira será escavada;
- Avaliar materiais que possam ser utilizados no reaterro.

Segundo EPA (1998), alguns testes incluídos nesta investigação são: Granulometria, Limites de Atterberg, Teor de Umidade e Permeabilidade, sendo que em locais onde há variabilidade geológica os furos são em intervalos menores que 30 m e, para locais tendo geologia uniforme, o espaçamento entre furos pode exceder 60 m.

As informações obtidas através da investigação geotécnica são extremamente importantes, pois permitem determinar se o uso de uma barreira vertical é técnica e economicamente adequado ao local.

A eficácia para um longo período de tempo, tanto para uma barreira permeável quanto para uma impermeável, depende do nível de controle de qualidade da construção que está sendo implementada.

Conforme EPA (1998), um passo que deve ser feito anteriormente à construção da cortina inclui o desenvolvimento de testes de Garantia da Qualidade da Construção (CQA), que tem a função de confirmar que a construção age de acordo com as especificações de projeto e ao final da construção realizariam os testes de Controle de Qualidade da Construção (CQC), que tem a função de verificar o produto construído.

Sharma & Lewis (1994) indicam que os testes de controle de qualidade avaliam os seguintes parâmetros: viscosidade, densidade, perda de filtração, recalque do material de reaterro, profundidade e largura da trincheira, etc.

O grau de monitoramento varia dependendo do local no qual a cortina foi instalada. Os tipos de dados coletados são:

- Carga hidráulica;
- Qualidade da água subterrânea;
- Recalque da cortina;
- Verticalidade da cortina.

Segundo EPA (1998), em algumas cortinas são instalados instrumentos geotécnicos como inclinômetros, piezômetros e marcadores topográficos para monitorar o comportamento da cortina por um longo período. Contudo, na maioria dos locais contaminados por resíduos perigosos, somente a carga hidráulica e a qualidade da água subterrânea são coletadas. Esses dados são geralmente coletados mensalmente ou até mesmo trimestralmente, após a instalação da cortina. A frequência de dados é reduzida uma vez que uma dada tendência é estabelecida.

2.2 – Bentonita

Bentonita é uma argila formada pela alteração de cinzas vulcânicas, tendo como principal constituinte o argilomineral montmorilonita. Conforme Ross & Shannon (1926), citado por Santos (1989), somente as argilas montmoriloníticas que tiverem essa origem específica podem ser cientificamente chamadas de bentonita. Porém, o nome bentonita tem sido dado a toda argila expansiva, independente de sua composição mineralógica. Esse nome “bentonita” foi dado primeiramente em 1898 pelo geólogo Knight, referindo-se a argila montmorilonítica que se localizava em uma jazida em Fort Benton, Estado de Wyoming, EUA.

A bentonita é uma argila com alto fator de expansibilidade, sendo sua condutividade hidráulica dependente das características dos líquidos percolantes. Existem dois tipos de bentonita, as bentonitas sódicas e as bentonitas cálcicas, que também são conhecidas como bentonitas que “incham” e as que “não incham” (Santos, 1989).

As bentonitas sódicas são ricas em sais sódicos entre as camadas cristalinas, além do argilo-mineral montmorilonita. Esse tipo de bentonita, quando em contato com água se expande consideravelmente, formando géis tixotrópicos e podendo se expandir em até 20 vezes o seu volume inicial. Já as bentonitas cálcicas são idênticas as bentonitas sódicas em composição mineralógica, diferindo apenas nos cátions trocáveis, onde predominam cálcio e magnésio. Estas últimas se expandem menos e também se dispersam menos em água do que as bentonitas sódicas. Sendo assim, elas são mais floculadas e possuem menor capacidade de formar gel.

2.2.1 – Propriedades

Gleason *et al* (1997) realizaram um estudo para determinar propriedades típicas das bentonitas sódicas e cálcicas, em termos de potencial para materiais de construção. As amostras foram divididas em 2 grupos, como mostrado na Tabela 2.6. As amostras do grupo A foram obtidas de uma mina,

porém, não são produzidas comercialmente. Já as amostras do grupo B foram adquiridas comercialmente, sendo denominadas classe M-1 para bentonita sódica e classe AB-03 para bentonita cálcica.

Tabela 2.6: Propriedades das bentonitas (Gleason *et al*, 1997).

PROPRIEDADES	BENTONITA SÓDICA		BENTONITA CÁLCICA	
	A	B	A	B
Limite de Liquidez (%)	603	590	124	123
Limite Plasticidade (%)	567	553	98	85
Massa específica dos sólidos (g/cm ³)	2.76	-	2.94	-
CTC (meq/100g)	100 - 110	-	91 - 107	-
Proporção de Esmeclita (%)	92	-	75 - 80	-
Material inerte (%)	8	-	20 - 25	-

A bentonita utilizada nesta pesquisa foi também utilizada por Farnezi (2006), no estudo de alternativas de melhoramento técnico de solos tropicais para uso em sistemas basais de selagem. Trata-se de uma bentonita da marca Kataz, proveniente de uma jazida no município de Boa Vista, Paraíba. A Tabela 2.7 apresenta alguns resultados da caracterização geotécnica.

Tabela 2.7: Caracterização geotécnica da bentonita Kataz (Farnezi, 2006).

PARÂMETROS	LL	LP	IP	Argila (%)	Silte (%)	Areia Fina (%)	Areia Média (%)	ρ_s (g/cm ³)
BENTONITA KATAZ	264,05	71,70	192,35	85	11	3	1	2,695

LL – Limite de Liquidez

IP – Índice de Plasticidade

LP – Limite de Plasticidade

ρ_s – Massa Específica dos Sólidos

A Bentonita Kataz foi classificada como uma argila siltosa segundo a Classificação Textural e pela Classificação Unificada como argila inorgânica de alta plasticidade (CH).

Também foram realizados por Farnezi (2006), ensaios físico-químicos da bentonita com o pH, condutividade elétrica do extrato aquoso (CE) e adsorção de azul de metileno com a determinação da Capacidade de troca Catiônica (CTC) e Superfície Específica (SE) (Tabela 2.8).

Tabela 2.8: Resultados de ensaios, físico-química da bentonita (Farnezi, 2006).

PARÂMETROS	pH (KCl)	pH (H ₂ O)	Δ pH	CE (m S/cm)	CTC (meq/100g)	SE (m ² /g)
BENTONITA KATAZ	9,40	10,43	-1,03	2,37	53,13	414,88

O ensaio de pH mostra que a bentonita é bastante alcalina em suspensão de água e KCl, sendo o valor de Δ pH negativo, como era esperado, pois possui predominantemente cargas permanentes e negativas. Já os resultados de condutividade elétrica mostram valores altos, com grande quantidade de sais sendo liberados em solução.

Outra determinação realizada por Farnezi (2006), foi análise química, com o objetivo de se conhecer os principais constituintes da bentonita Kataz (Tabela 2.9).

Tabela 2.9: Caracterização mineralógica da bentonita (Farnezi, 2006).

CONSTITUINTE	BENTONITA (%)
<i>Al₂O₃</i>	15,7
<i>CaO₂</i>	0,5
<i>K₂O</i>	0,63
<i>Na₂O</i>	2,2
<i>SiO₂</i>	56,0
TOTAL	75,03 *

** A soma das porcentagens não totaliza 100% devido ao fato de nem todos os elementos presentes na amostra terem sido analisados.*

Farnezi (2006) também caracterizou mineralogicamente a bentonita. Foram realizados ensaios de Difractometria de Raio-X, que são mostrados na Figura 2.11. Eles mostram a presença de caulinita, quartzo e micas.

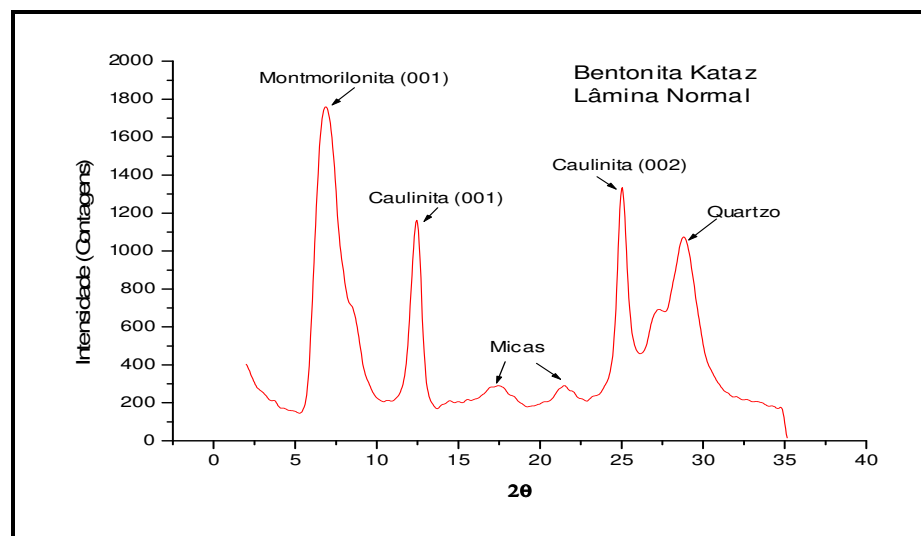


Figura 2.11: Difratograma da bentonita (lâmina normal) (Farnezi, 2006).

Gleason *et al* (1997) realizaram um estudo, onde determinou-se a condutividade hidráulica na água e através de percolação direta com 0,25M CaCl_2 . Os resultados desse estudo estão apresentados na Tabela 2.10, onde pode ser verificado que a amostra de bentonita sódica percolada com água apresentou-se menos permeável que a bentonita cálcica e todas as amostras, quando penetradas com 0,25M CaCl_2 , apresentaram significativo aumento na condutividade hidráulica. Este fato era esperado, visto que o CaCl_2 reduz a espessura da dupla camada, causando floculação, com conseqüente aumento do tamanho dos poros e de K.

Tabela 2.10: Condutividade hidráulica da bentonita a uma tensão de compressão de 35 kPa (Gleason *et al*, 1997).

MATERIAL	CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA		
	Água (cm/s)	Percolação direta c/ 1,5 M CaCl_2 (cm/s)	Percolação com água, logo depois c/ 1,5 M CaCl_2 (cm/s)
Bentonita Cálcica	6×10^{-9}	3×10^{-8}	7×10^{-9}
Bentonita Sódica (granular)	6×10^{-10}	6×10^{-7}	Não testada
Bentonita Sódica (em pó)	6×10^{-10}	9×10^{-9}	Não testada

Gopinath *et al* (2003) realizaram um estudo para descrever os tipos de morfologia encontradas nas bentonitas de três jazidas localizadas na região de Boa Vista. Nessas jazidas ocorrem bentonitas de diversas cores, que foram identificadas como: verde, chocolate, bofe, vermelho, amarelo e branco, sendo que essas cores servem como guia para se definir a qualidade e as especificações industriais para lama de perfuração de poços de petróleo e outros usos.

Conforme verificado por Gopinath *et al* (2003), as argilas de melhor qualidade, visando o uso como agente tixotrópico de lamas para perfuração de poços de petróleo e em outros tipos de escavação, são as bentonitas de cor verde e chocolate, porque respondem melhor ao tratamento com carbonato de sódio para transformá-las em argilas sódicas, mais indicadas para este uso. O trabalho também mostrou que existe uma relação entre as cores da bentonita e sua composição mineralógica.

2.2.2 - Disponibilidade e Principais Depósitos Mundiais

A produção mundial de bentonita em 2003, segundo DNPM (2004), foi de aproximadamente 10,1 milhões de toneladas, sendo que as maiores produções se encontram nos Estados Unidos, com 3,97 milhões de toneladas, Turquia, com 600 mil toneladas, sendo que o Brasil representa 2% da produção mundial, com 199 mil toneladas por ano. A Tabela 2.11 mostra reservas e produções mundiais.

Tabela 2.11: Reserva e Produção Mundial (DNPM, 2004).

DISCRIMINAÇÃO	RESERVAS	PRODUÇÃO (t)			
		2002 ^(r)	(%)	2003 ^(p)	(%)
Países	2003 ^(p)				
Brasil	82.642.000 ⁽¹⁾	184.909	1,8	199.212	2,0
Estados Unidos	-	3.970.000	39,7	3.970.000	39,3
Grécia	-	1.150.000	11,5	1.200.200	11,9
Alemanha	-	500.000	5,0	500.000	5,0
República Tcheca	-	174.000	1,7	200.000	2,0
Turquia	-	559.000	5,6	600.000	5,9
México	-	400.000	4,0	400.000	4,0
Outros	-	3.062.091	30,6	3.030.788	30,0
Total	-	10.000.000	100,0	10.100.000	100,0

(¹) Inclui reservas medidas e indicadas

(^p) Preliminar

(^r) Revisado

(-) Não disponível

Especificamente no Brasil as reservas de bentonita totalizaram, aproximadamente 83 milhões toneladas, sendo que 51,4% destas são reservas medidas, estão assim distribuídas: 39,0% no Estado do Paraná, município de Quatro Barras, 23,4% no Estado de São Paulo, nos municípios de Taubaté e Tremembé, 22,0% no Estado da Paraíba, no município de Boa Vista e, 15,6% no estado do Piauí, no município de Guadalupe. Conforme DNPM (2004), a produção de bentonita bruta no Brasil em 2003 teve um aumento de 38,1%, em relação ao ano de 2002, enquanto a produção de bentonita beneficiada apenas 7,7%.

2.2.3 - Aplicações

As bentonitas, tanto as sódicas, quanto as cálcicas, têm um amplo uso industrial em: metalurgia, cerâmica, química, farmacêutica, cosméticos, tintas e vernizes, siderurgia e indústria de petróleo. Na construção civil as bentonitas exercem duas funções principais, como selantes e fluidos estabilizantes em barragens, aterros sanitários, lamas de perfuração de poços artesianos e de petróleo.

Somente as bentonitas sódicas são apropriadas para a preparação da lama bentonítica usada em escavações de trincheiras, por terem capacidade superior de expansão, baixa permeabilidade e também pelo fato de que as bentonitas cálcicas produzem lamas pouco estáveis, não formando uma película impermeável. Segundo Shackelford & Jefferis (2000), o uso da bentonita cálcica é apropriado somente se um alto teor de argila for misturada à mesma.

Gleason *et al* (1997) relatam que as bentonitas sódicas são muito usadas em cortinas verticais com reaterro solo-bentonita e cimento-bentonita e como sistema de cobertura, principalmente como liner em aterros de lixo, pois

além de tornar o solo menos permeável, pode agir também aumentando a retenção de contaminantes.

2.3 – Solos Tropicais

Os solos tropicais atingem uma área de 25 milhões de km² no Globo Terrestre. Segundo Melf (1994), o Brasil situa-se quase que inteiramente nesse domínio tropical úmido, o que gera predominância de uma cobertura pedológica que tem o clima como fator preponderante na sua formação. Não é somente a temperatura, mas especialmente a água que percola no perfil do solo o fator principal na sua formação. Sabe-se, ainda, que há outros fatores que influenciam na formação dos solos tropicais como: material de origem, relevo, tempo e o próprio homem, cuja influencia se resume em “fatores antrópicos”. A formação dos solos tropicais envolve as seguintes fases:

- Intemperização muito enérgica do material de origem;
- Intensa migração de bases, resultantes de uma desaturação do complexo sorcivo e a conseqüente acidificação do conjunto;
- Lixiviação da sílica resultante da hidrólise dos silicatos, que por sua vez ficam reduzidos a óxidos de ferro e alumínio.

O processo de formação de solos tropicais em condições de clima tropical, com temperaturas e precipitações elevadas, provoca um intemperismo muito rápido sobre a rocha matriz, originando materiais de textura fina. Este processo constitui a laterização, que conforme Silva (1995), resulta na formação dos latossolos, que são caracterizados por:

- Grande profundidade pedológica (mais que 2 m);
- Acidez elevada ($\text{pH} \leq 5$), carência em bases trocáveis, baixa saturação das bases ($< 50\%$) e capacidade de troca da fração argila menor que 10 meq/100g;
- Baixas reservas de minerais primários, tais como micas, feldspatos, anfibólios, piroxênios, etc;
- Presença argila do tipo 1:1 (caulinita);

- Consistência friável, estrutura maciça porosa e boa drenagem; baixo conteúdo de silte e ausência de pedras e calhaus na massa de solo, exceto quando lateritas estão presentes;
- Baixa diferenciação morfológica dos horizontes (cores difusas) e gradiente textural baixo.

Outro fator importante é a composição mineralógica e química dos solos tropicais que somadas com o arranjo das partículas do solo, têm grande influência em seu comportamento geotécnico.

2.3.1 – Composição Mineralógica

A constituição mineralógica da rocha matriz, o grau de intemperismo e a evolução pedogenética são responsáveis pela maioria das propriedades físicas e químicas do solo que será formado, comandando sua mineralogia.

Os solos tropicais apresentam em sua constituição mineralógica elevadas concentrações de óxidos de ferro e alumínio, os quais contribuem para o processo de formação laterítica. A presença do quartzo também é freqüente.

2.3.2 - Formação

Em climas úmidos o intemperismo químico é intenso e afeta todos os minerais alteráveis que rapidamente desaparecem dos horizontes. Nessas condições o processo de neoformação é dominante e existe a formação de minerais secundários, com a presença de minerais primários não alteráveis. Segundo Cardoso *et al* (1998), os perfis alcançam consideráveis espessuras e geralmente o perfil de intemperismo é definido por dois grandes níveis: um nível superior que é o solo laterítico e, um outro nível mais profundo que é formado pelo saprolito.

Os tipos de reações químicas envolvidas no processo de laterização são: hidratação – desidratação, oxidação – redução, dissolução – precipitação,

carbonatação – decarbonatação, hidrólise – queluviação, sendo que as principais reações identificadas em solos brasileiros são a hidrólise e a queluviação.

A hidrólise conforme Carvalho (1995), citado por Cardoso *et al* (1998), é uma das reações mais comuns para os minerais silicatados, que se dá pela quebra da ligação entre os íons dos minerais, pela ação dos íons H^+ e OH^- da água. De acordo com Toledo (2000), a hidrólise pode ser mais ou menos completa, de acordo com as condições termodinâmicas e com isso o grau de eliminação dos elementos químicos caracteriza os diferentes tipos de hidrólise: total e parcial, como mostrados na Tabela 2.12.

Tabela 2.12: Características geoquímicas da alteração hidrolítica (Carvalho, 1995, citado por Cardoso *et al*, 1998).

GRAU DE HIDRÓLISE	HIDRÓLISE TOTAL	HIDRÓLISE PARCIAL	
Geoquímica da dessilicatação	Dessilicatação total	Dessilicatação parcial	
Mineralogia	gibbsita	Tipo 1:1 (caulinita)	Tipo 2:1 (esmectita)
Processo de Alteração	Alitização	Monossilitização	Bissilitização
Geoquímica da desalcalinação	Desalcalinação total		Desalcalinação parcial

Já a queluviação é um processo em que os elementos metálicos, em especial o alumínio e o ferro-férrico, se tornam móveis em relação à sílica que, neste tipo de intemperismo, tende a se concentrar no perfil de alteração. A saída desses elementos metálicos do perfil de alteração se dá pela forma de quelatos (complexos químicos). Existem dois mecanismos de queluviação conhecidos como queluviação total e queluviação parcial.

Conforme Carvalho (1995), citado por Cardoso *et al* (1998), a queluviação total ocorre com a saída total de bases e do alumínio, sendo o alumínio complexado. A alteração requer condições de acidez alta, na qual a

atividade do H^+ na solução reagente e percolante tende a ser maior que a concentração molar do Al^{3+} a ser liberado.

Na queluviação parcial ocorre um processo chamado de aluminossilização, onde, além da permanência da sílica, existe uma retenção parcial do Al e mesmo de algumas bases como o K e Mg. A solução percolante nestas condições não é tão ácida, de forma que a concentração molar do Al^{3+} liberado pode ser igual à atividade do H^+ dessa solução. Como há uma retenção parcial de Al, formam-se argilominerais 2:1, do grupo das esmectitas.

2.3.3 – Peculiaridades Geotécnicas

Para que um solo possa ser geotecnicamente considerado como tropical, não basta que tenha sido formado na faixa tropical ou em região de clima tropical úmido, é indispensável que possua peculiaridades geotécnicas (Nogami & Villibor, 1995).

Muito do comportamento peculiar dos solos tropicais podem ser explicados pela sua constituição mineralógica, onde provavelmente, as variações constatadas são bem maiores que nos solos de outras regiões. Daí a importância de se considerar essa característica no estudo geotécnico dos solos tropicais.

As classificações geotécnicas buscam associar as propriedades físicas ao comportamento dos solos, sendo que a SUCS e HRB, são as classificações mais utilizadas na construção civil em todo o mundo. Ambas as classificações tem como índice classificatório os Limites de Atterberg (LL e LP) e a granulometria.

Segundo Gidigas (1989), citado por Pandiam (1993), os princípios da mecânica dos solos clássica têm falhado na resolução de alguns dos problemas geotécnicos em certos solos formados em ambiente tropical e subtropical. Mas, por outro lado, o autor relata que, conforme Mitchell & Sitar (1982), é possível usar os resultados de testes de classificações simples como

os Limites de Atterberg em avaliação de algumas características destes solos como compressibilidade e permeabilidade.

Devido às dificuldades encontradas nas classificações convencionais, como os citados anteriormente, quando empregados em ambientes tropicais e com a justificativa de que a aplicabilidade dos procedimentos tradicionais leva a resultados insatisfatórios quanto ao desempenho estrutural dos solos finos, Nogami & Villibor (1981), citado por Nogami & Villibor (1995), desenvolveram uma metodologia chamada MCT, visando determinar as propriedades mecânicas e hidráulicas dos solos tropicais compactados para o uso em obras viárias. Essa classificação divide os solos em duas grandes classes de comportamento, as quais sejam, de Comportamento Laterítico e de Comportamento não Laterítico. Os ensaios básicos desta metodologia são: ensaios de Mini-MCV e Perda de Massa por Imersão.

Um outro tipo de classificação não convencional também muito utilizada para os solos tropicais envolve o ensaio de Adsorção de Azul de Metileno, que possibilita caracterizar o comportamento físico-químico da fração argilosa nos materiais inconsolidados com finalidades geotécnicas. Esse método visa à obtenção da Capacidade de Troca Catiônica (CTC) e Superfície Específica (SE) da fração argilosa, sendo estas informações importantes na estimativa da composição mineralógica e de suas propriedades geotécnicas, podendo, também, assim como a metodologia MCT, definir o comportamento laterítico e não laterítico dos solos tropicais. Para Gomes & Rodrigues (1998) o ensaio destaca-se pela facilidade de execução e rapidez na obtenção dos resultados.

2.4– Misturas de Solos Naturais e Bentonita em Cortinas Verticais

2.4.1 – Condutividade Hidráulica

Segundo Baxter (2000), a baixa permeabilidade é uma função primária da cortina. A influência da composição do solo na permeabilidade é geralmente de pouca importância com siltes, areias e cascalhos, exceto quando micas e

matéria orgânica estão presentes. Já a presença das argilas e sua tipologia influenciam bastante a condutividade hidráulica. Segundo Lambe (1979), a grande influencia que o tipo de argila pode ter na permeabilidade dos solos é ilustrada na Figura 2.12, que mostra a seguinte ordem de K existente: (K) caulinita > (K) atapulgita > (K) montmorilonita. Por outro lado, o índice de vazios (e) obedece à outra relação: (e) caulinita < (e) atapulgita < (e) montmorilonita.

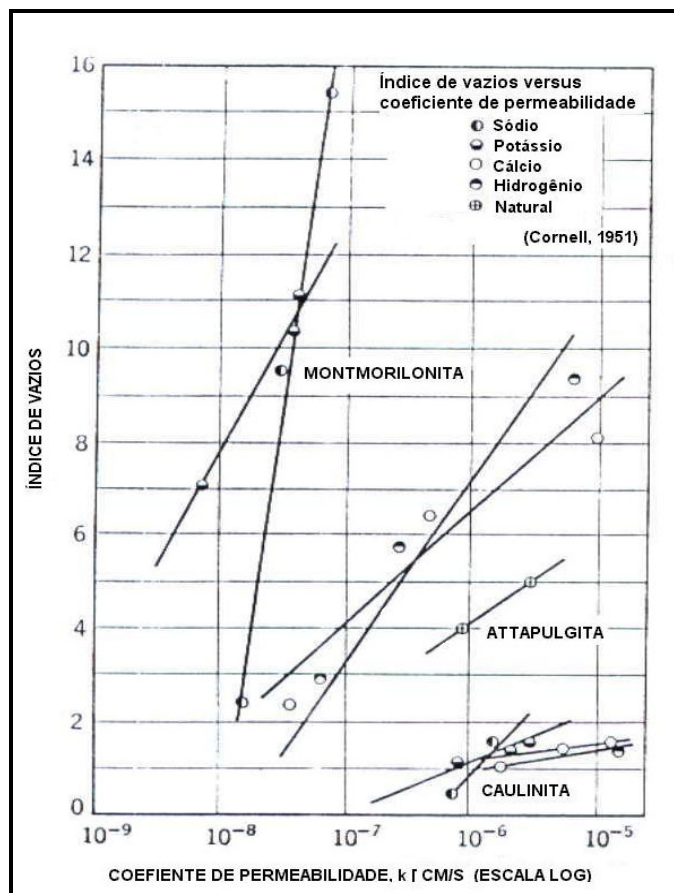


Figura 2.12: Influência do tipo mineralógico na condutividade hidráulica e no índice de vazios dos solos (Lambe, 1979).

Para Mitchell (1993), um fator que influencia muito as características de condutividade hidráulica dos solos finos é a estrutura, pois os arranjos dos grãos proporcionam aberturas pelas quais os fluidos percolam.

Anderson & Hee (1995) relatam que a condutividade hidráulica de dois solos lateríticos compactados misturados a bentonita foram avaliados para uso

em selos basais e coberturas. Foram feitos testes em permeâmetro de parede flexível na amostra natural e amostras com 2,5 e 5% de bentonita, misturadas e compactadas em diferentes graus de compactação e teores de umidade. A condutividade hidráulica saturada por contrapressão foi determinada à tensão de confinamento de 10, 50 e 100 kPa. O resultado indica que é necessário ter tensão de confinamento maior que 50 kPa para atingir um K_{sat} menor que 1×10^{-9} m/s para uma mistura de solo-bentonita. Pois foi observado pelos autores que o aumento da tensão confinante de 10 kPa para 50 kPa reduziu o valor de k de uma mesma amostra em pelo menos 10 vezes.

Anderson & Hee (1995), verificam também que a influência da adição de bentonita não é linear, pois a adição de 2,5% de bentonita causou uma redução muito maior que a adição de 5% de bentonita.

Conforme Mesri & Olson (1970), a condutividade hidráulica das argilas é controlada por variáveis mecânicas e físico-químicas. As variáveis mecânicas são tamanho, forma e o arranjo das partículas de argila. As variáveis físico-químicas exercem controle da tendência da argila em se dispersar ou formar agregados.

Considerações importantes de projeto em termos de K da cortina são: teor de sólidos na mistura (cimento e/ou bentonita) e o tipo de cimento. Segundo Shackelford & Jefferis (2000), a permeabilidade da cortina decresce com o aumento no teor de sólidos (especialmente teor de bentonita). O uso de escória de alto forno em substituição ao cimento pode reduzir a permeabilidade da mistura, contudo, para atingir a redução na permeabilidade, o teor de escória deve ser de no mínimo 60 a 80% do total de material cimentante.

A seqüência da mistura de bentonita, água e cimento também influenciam as propriedades da cortina. Segundo Ryan & Day (2002), há fatores que necessitam ser considerados em uma mistura de solo – cimento – bentonita:

- A adição de cimento Portland para a cortina tem efeito negativo na permeabilidade, que geralmente aumenta com o aumento da quantidade de cimento.
- O cimento Portland afeta quimicamente a habilidade da bentonita em se expandir e reter água.
- Aditivos também podem ser usados para reduzir a permeabilidade, porém, pode aumentar os custos e complicar o processo de construção.

Broderick & Daniel (1990), discutem que a adição de cimento melhora à resistência química do solo em ataques por líquidos orgânicos. O estudo foi realizado utilizando o heptano. Na maioria dos casos, a permeabilidade intrínseca K dos solos estabilizados com cimento e percolados por líquidos orgânicos foi menor que K dos solos não estabilizados com cimento percolados com água.

Teoricamente, o cimento aumenta o K dos solos devido à troca iônica do Ca^{2+} , nele presente, pelos íons monovalentes do solo, como Na^+ e K^+ . Na montmorilonita sódica essa troca é especialmente importante, transformando-a em cálcica. De forma geral, esta troca gera floculação. No entanto, as interações argila-cimento-bentonita podem diminuir este efeito, na medida em que os poros podem ser reduzidos.

Em um estudo realizado por Gleason *et al* (1997), foi testada a condutividade hidráulica da mistura bentonita-cimento-água. A pasta continha 18% cimento e 6% bentonita. Após a mistura, a viscosidade foi medida e a pasta foi colocada em moldes de compactação de 100 mm de diâmetro, na qual foi selada, saturada e esperou-se por um período de quatro semanas, até que amostra fosse curada. Depois a amostra foi extrudada e determinada no permeâmetro de parede flexível (ASTM D 5084). A Figura 2.13 mostra a condutividade hidráulica em função da porcentagem de bentonita adicionada, onde podem ser observados os baixos valores de K , principalmente para bentonitas sódicas.

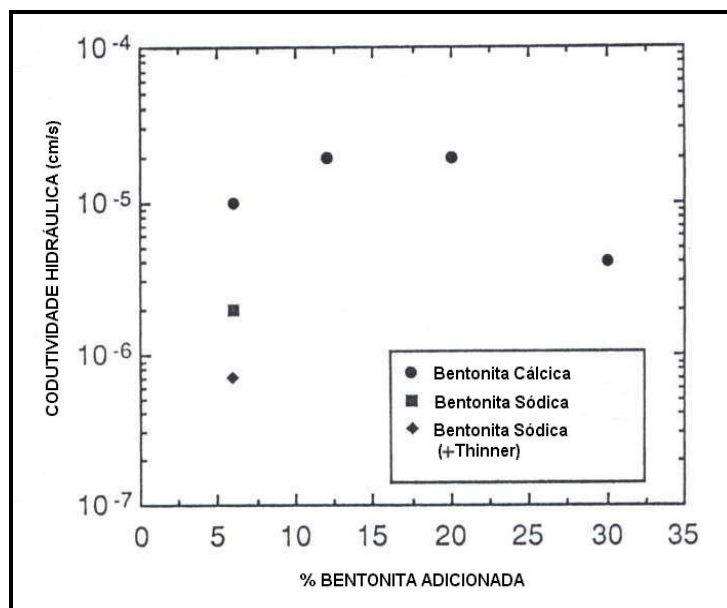


Figura 2.13: Condutividade hidráulica da mistura bentonita-cimento versus % bentonita adicionada (Gleason *et al*, 1997).

Segundo Gleason *et al* (1997), quando as amostras de bentonita foram hidratadas com água destilada, nos ensaios de limites de Atterberg a bentonita sódica teve muito maior LL e IP do que a cálcica. Estes ensaios também foram realizados utilizando soluções CaCl_2 , nos quais resultados mostram que, tanto a bentonita sódica quanto a cálcica teve aproximadamente o mesmo LL e LP.

A adição de bentonita em solos para sistemas selantes além de poder tornar o solo menos permeável, pode agir também aumentando a retenção de contaminantes, por sua alta superfície específica (SE) e alta capacidade de troca catiônica (CTC).

Chapuis *et al* (1992), avaliaram o uso de misturas de areia e bentonita para construção de quatro lagoas de tratamento de esgoto no Canadá. Ensaio de laboratório e, avaliações de campo foram executadas, sendo que as barreiras construídas possuíam em média 7,7% de bentonita. Avaliações feitas durante a operação das lagoas revelaram valores de K maiores que o esperado, sendo propostas injeções de lama bentonítica para o reparo, que por sua vez, mostrou-se eficaz.

Daniel (1987), apresenta avaliações em misturas de areia e bentonita e conclui que há uma diminuição da condutividade hidráulica de 10^{-4} para 10^{-8} cm/s, quando 8% de bentonita (por peso seco), são adicionadas a areia. No entanto este autor verificou que a partir de 12% de bentonita na mistura, os decréscimos na condutividade hidráulica são insignificantes.

2.4.2- Compatibilidade entre Cortina/Contaminante

Segundo Ryan e Day (1993), a compatibilidade é definida quando a água subterrânea contaminada e mistura de solo-bentonita podem ser misturados ou coexistir sem reagir quimicamente. Caso isso não ocorra, há incompatibilidade entre os materiais, que, por sua vez, interfere no desempenho do material da cortina. Normalmente há um aumento na permeabilidade ou reação química que produz uma degradação física na cortina. Deve-se, portanto, testar compatibilidade em cortinas verticais por um longo período de tempo.

Segundo Day (1993), as mais importantes razões para os testes de compatibilidade são:

- Estimar materiais a serem utilizados como material de preenchimento;
- Assegurar a performance dos materiais;
- Estimar a performance por longo período;
- Acelerar estudos de viabilidade do projeto;
- Assegurar sucesso da construção.

Em geral, a incompatibilidade resulta de reações químicas e em alguns casos os tipos e as concentrações químicas variam muito. Estudos de Sharma & Lewis (1994) também indicam que líquidos orgânicos puros causam contração e fissura em argilas, resultando em um grande aumento da permeabilidade. A Tabela 2.13 resume o efeito de vários poluentes na permeabilidade da mistura solo-bentonita.

Tabela 2.13: Efeito da percolação de soluções químicas em misturas solo-bentonita (Sharma & Lewis, 1994).

SOLUÇÃO	PELÍCULA	REATERRO SB (30 a 40% finos)
Ca ²⁺ ou Mg ²⁺ a 1000 ppm	N	N
Ca ²⁺ ou Mg ²⁺ a 10.000 ppm	M	M
NH ₄ NO ₃ a 10.000 ppm	M	M
HCl (1%)	N	N
H ₂ SO ₄ (1%)	M	N
HCl (5%)	M/H ^b	M/H ^b
NaOH (1%)	M	M
CaOH (1%)	M	M
NaOH (5%)	M	M/H ^b
Água do mar	N/M	N/M
Salmoura	M	M
FeSO ₄ : pH 3	N	N
Álcool	H	M/H

N – nenhum efeito significativo
 M – efeito moderado
 H – permeabilidade aumenta
^b - dissolução significativa

Day (1993) cita que vários testes indicadores têm sido propostos, para investigar, o efeito do contaminante nos materiais da cortina vertical, mas conforme dados dos autores, há conhecimento limitado de sua aplicabilidade. A base para estes testes foi anteriormente desenvolvida para poços de petróleo e obras geotécnicas. Conforme este autor, o material da cortina deve ser testado quanto à compatibilidade em ensaios que simulam o contato direto com o resíduo líquido. Versões modificadas de testes padrão ASTM também são usados:

- Teste de imersão (ASTM C 267, 1991);
- Teste de parede fixa (ASTM D 2434, 1991);
- Plasticidade (ASTM D 4318, 1991).

Estes testes usualmente requerem de uma semana a um mês, sendo este tempo muito menor do que os tempos necessários para os testes de parede flexível. A permeabilidade nestes testes é muitas vezes de importância secundária. Fazem-se observações do potencial do material em expandir, encolher ou reagir quimicamente com o líquido existente.

2.4.3- Resistência

Segundo Ryan & Day (2002), a resistência é requerimento de projeto e testes de resistência simulando condições “*in situ*” deveriam ser realizados nos materiais de reaterro. Amostras devem ser tomadas imediatamente após a mistura e antes da colocação na trincheira. A preparação de amostras no campo é mostrada na Figura 2.14.



Figura 2.14: Amostras cilíndricas do material de preenchimento SCB (Ryan & Day, 2002).

Segundo Sharma & Lewis (1994), uma alta resistência da cortina pode geralmente ser obtida se o reaterro tem uma matriz granular na qual poros são cheios com aproximadamente 30% de finos plásticos e 1% de bentonita por peso seco.

Ryan & Day (2002) relatam que quase todas as cortinas solo-cimento-bentonita (SCB), têm uma especificação de resistência. Há alguns fatores que deveriam ser considerados pelo projetista. Estes incluem:

- Sob carga a adição de excesso de cimento pode criar juntas no reaterro ou decréscimo na flexibilidade da cortina;
- O cimento produz um efeito negativo na permeabilidade.

Segundo Ryan & Day (2002), a resistência mínima especificada para cortina solo-cimento-bentonita oscila na maioria das vezes entre 100 a 700 kPa, sendo que em um grande número de projetos recentes, tem-se usado uma resistência mínima de 200kPa.

Dados de projetos atuais são apresentados por Ryan & Day (2002) para ilustrar as propriedades do reaterro solo-cimento-bentonita. O primeiro projeto ilustrativo é de um estudo preliminar típico de mistura de laboratório para um projeto que envolve impermeabilização de fundação de um dique de terra. O objetivo foi buscar uma característica da mistura e metodologia de mistura básica para reunir um projeto de resistência (200 a 2100 kPa) aos 28 dias (Figura 2.15).

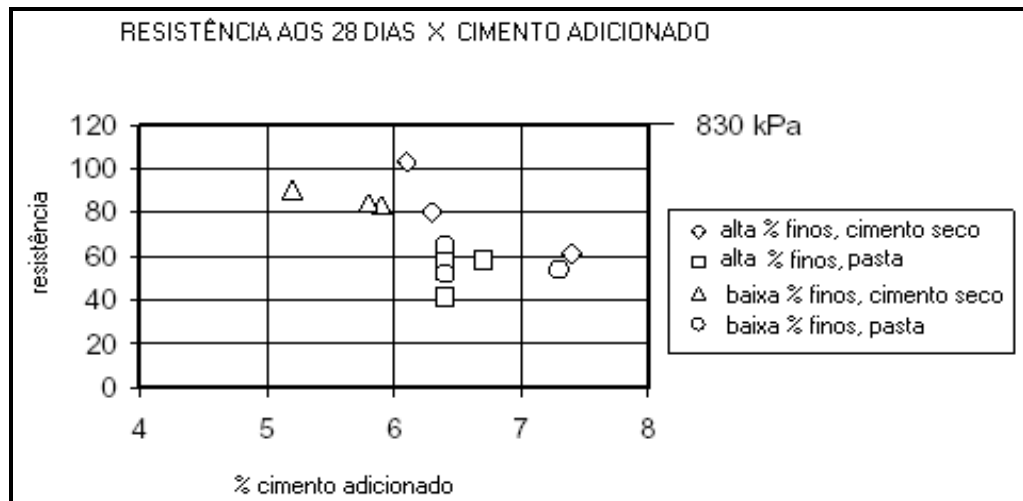


Figura 2.15: Resistência aos 28 dias X cimento adicionado (Ryan & Day, 2002).

Todas as misturas reúnem a especificação resistência, embora, o interesse nesta figura foi mostrar que o cimento, quando misturado em pasta, geralmente tem muito mais baixa resistência do que quando ele é adicionado seco.

No segundo projeto, somente um teste foi realizado antes da construção para avaliar a mistura. Neste caso houve uma resistência mínima requerida de 103 KPa. O teor de cimento foi de 3%. Neste caso, o solo-cimento-bentonita foi utilizado para selar uma rocha fraturada e para trabalhos em mina colapsada.

Resultados de campo de cinco amostras mostram variação de 103 a 138 kPa, na qual o único teste dava um resultado de 186 kPa.

2.5 – Estabilização do solo com cimento

A estabilização é o tratamento a que se submete um solo com o objetivo de se melhorar suas características de resistência mecânica, bem como garantir a constância destas melhorias no tempo de vida útil das obras de engenharia.

A estabilização do solo pode ser feita com o cimento (solo-cimento), que é um pó fino acinzentado, composto em sua maior parte por silicatos e aluminatos de cálcio. Com suas propriedades aglomerantes e ligantes, o cimento faz endurecer o solo sob a presença de água, sendo que uma vez endurecido, se submetido à ação de água novamente, o mesmo não experimentará modificações significativas em suas propriedades (Nunes, 2000).

Muitos tipos de cimentos podem ser utilizados para estabilização dos solos, mas normalmente o cimento Portland é o mais usado. Segundo Petrucci (1980), o cimento Portland é um material pulverolento, constituído de silicatos e aluminossilicatos de cálcio, praticamente sem cal livre ao ser misturado com água.

Segundo Nunes (2000), existem a aplicabilidade de outros cimentos, onde verifica-se que os cimentos de alta resistência inicial, além de conferir ao solo-cimento resistências mais elevadas nos primeiros dias, desenvolvem durante sua hidratação maior quantidade de íons de cálcio, com o que se consegue neutralizar o efeito da matéria orgânica porventura existente no solo.

A mistura solo-cimento normalmente é executada adicionando-se cimento à massa de solo pulverizado e umedecido na umidade ótima de compactação. Qualquer solo inorgânico pode ser estabilizado com cimento, porém, para que a operação seja também economicamente bem sucedida, esses solos não devem conter mais que 2% de matéria orgânica, nem mais

que 0,2% de sulfatos, expressos em SO_3 e não devem conter grãos de dimensões maiores que 75 mm (Nunes, 2000).

A estabilização do solo com cimento se dá pelo desenvolvimento de reações químicas quando o cimento é hidratado, no qual são desenvolvidos vínculos químicos e mineralógicos entre as superfícies dos grãos de cimento e as partículas de solo que estão em contato direto.

O mecanismo de hidratação do cimento pode ser dividido em quatro etapas. A primeira etapa ocorre de 5 a 10 minutos após a adição de água e apenas 1% do total de cimento se hidrata, sendo que as reações que ocorrem são bastante exotérmicas (40 cal/g/h).

A segunda etapa dura aproximadamente 1 hora e tem energia de reação bem menor que a energia da primeira etapa (1 cal/g/h). Nela, as superfícies dos grãos se apresentam cobertas por uma camada de gel, enquanto que os produtos formados se difundem em sentido contrário. À medida que o grão se transforma pela ação da água, é gerada uma pressão osmótica que rompe a membrana de gel, preenchendo os vazios ao redor do grão. Com esta ruptura, outros pontos da superfície dos grãos ficam livres para reagirem com solução aquosa, formando membranas que, por sua vez serão novamente rompidas.

A terceira etapa é mais importante chamada de período de pega, dura em média 6 horas e nela o calor de reação aumenta para 5 cal/g/h. Com as várias rupturas das membranas, espalha-se o gel, que endurece, promovendo a ligação entre os grãos parcialmente hidratados.

A última etapa dura semana a anos e nela se dá o endurecimento da mistura, sendo que o calor de reação volta a ser de 1 cal/g/h.

Nos solos granulares desenvolvem-se vínculos de coesão nos pontos de contato entre os grãos (semelhantes ao concreto), porém, o ligante não preenche todos os espaços. Nos solos argilosos a ação da cal liberada sobre a sílica e alumina do solo resulta no aparecimento de fortes pontos entre as partículas. Segundo Nunes (2000), observa-se na prática que os solos

granulares respondem melhor à estabilização com cimento, ou seja, melhora suas características de resistência mecânica.

3 – ENSAIOS LABORATORIAIS: MÉTODOS

3.1 – Aspectos Gerais

Este capítulo contém a descrição dos ensaios de laboratório realizados (Figura 3.1), juntamente com os respectivos procedimentos e equipamentos utilizados para a execução dos mesmos. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia e Laboratório de Geoquímica da Universidade Federal de Ouro Preto – UFOP. Na pesquisa deu-se ênfase aos ensaios que devem permitir uma avaliação das condições construtivas das cortinas verticais em um solo tipicamente tropical.

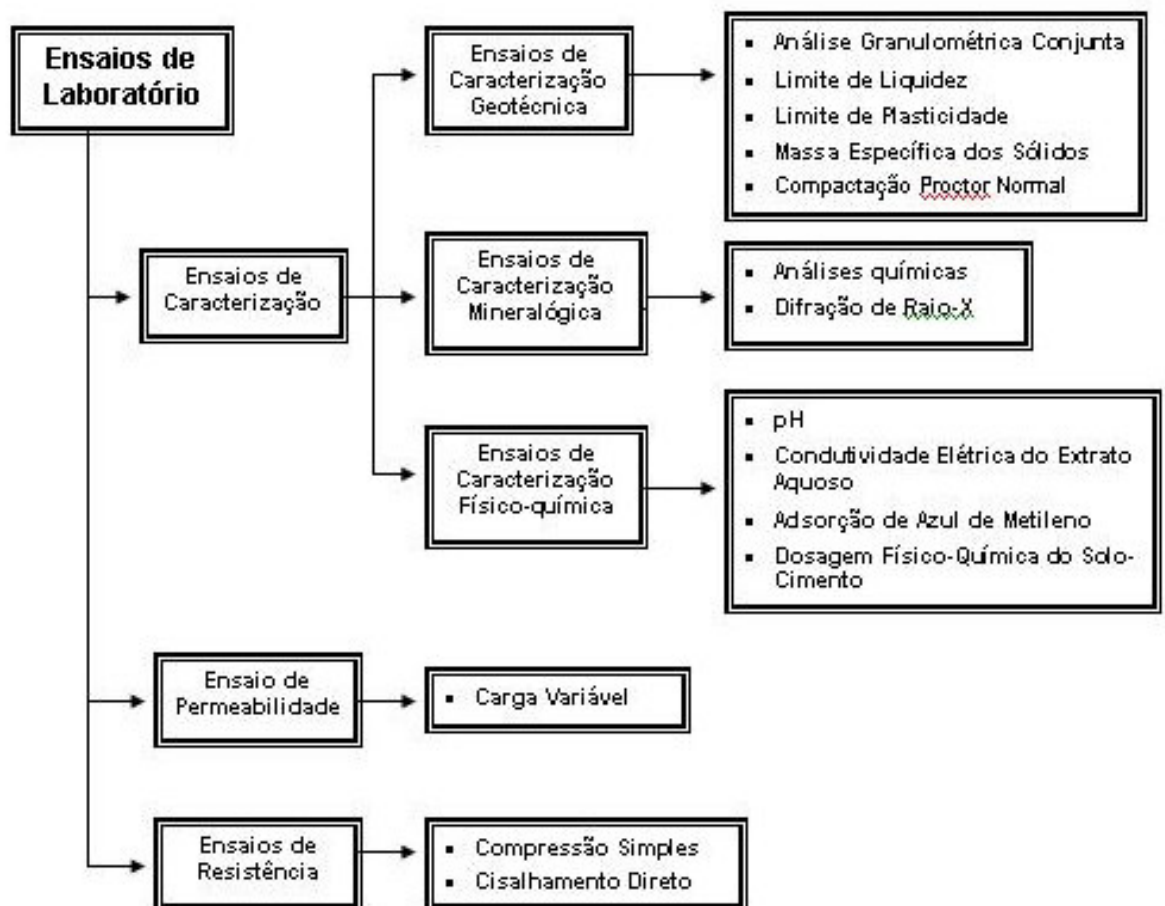


Figura 3.1: Esquema dos ensaios de laboratório.

3.2 – Coleta, tratamento das amostras e execução das misturas

O solo estudado provém de um local próximo ao Distrito de Cachoeira do Brumado, na estrada que liga Mariana a Ponte Nova (Figura 3.2). O local foi escolhido por tratar-se de um perfil de solo tipicamente laterítico, o qual parece ser representativo da maioria dos solos residuais Brasileiros. Tal solo é proveniente da alteração de rochas gnáissicas.

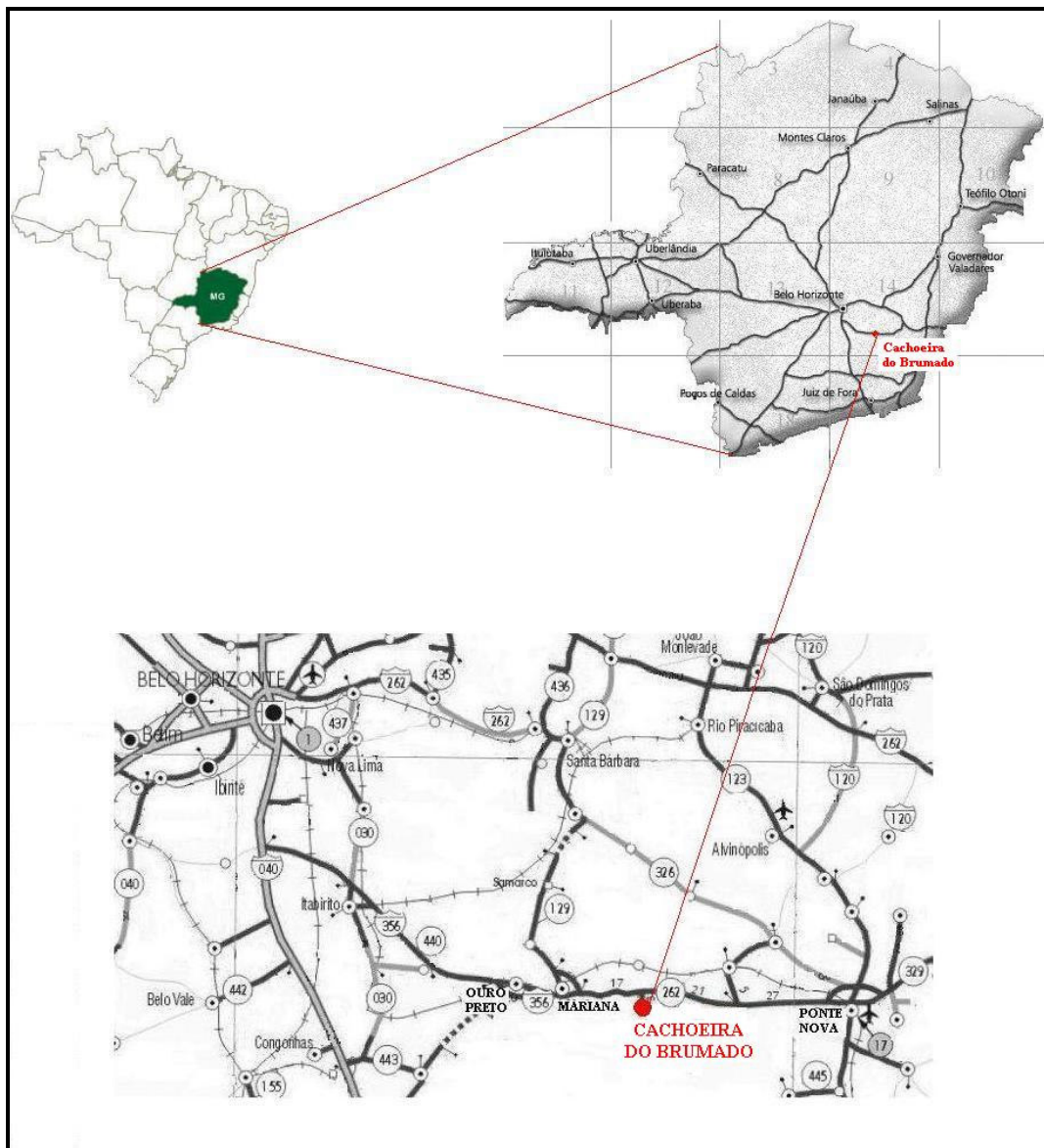


Figura 3.2: Mapa com o local de amostragem.

No local foram obtidas amostras deformadas que foram dispostas em sacos plásticos, lacradas e etiquetadas, sendo encaminhadas ao laboratório.

Essas amostras foram usadas para identificação táctil e visual, nos ensaios de caracterização, compactação e na preparação dos corpos de prova para os ensaios de permeabilidade, resistência ao cisalhamento e compressão simples.

As amostras foram tratadas conforme procedimentos indicados por Nogueira (1995), que consistem no desterroamento, homogeneização e quarteamento. Também foram realizados ensaios com misturas de solo, bentonita e cimento. A bentonita utilizada é da marca Kataz, adquirida comercialmente, cujas propriedades foram estudadas por Farnezi (2006). As características da bentonita estão descritas no subcapítulo 2.2.1.

Já o cimento utilizado na pesquisa foi o Portland de alto forno CP III 40 RS, da marca Tupi cuja composição fornecida pelo fabricante é de silicato de cálcio, alumínio e ferro, sulfato de cálcio e filer carbonático. A massa específica dos sólidos é $3,032 \text{ g/cm}^3$ e a curva granulométrica desse cimento é mostrada na Figura 3.3. O cimento Portland CP III, conforme Associação Brasileira Cimento Portland - ABCP, citado no site clicengenharia (2006), tem propriedades específicas como durabilidade e resistência mecânica, bem como proteção contra chuva ácida, fuligem de automóveis e fábricas, águas contaminadas de rios e córregos. Segundo ABCP, o cimento CP III pode ser usado em qualquer obra de construção civil.

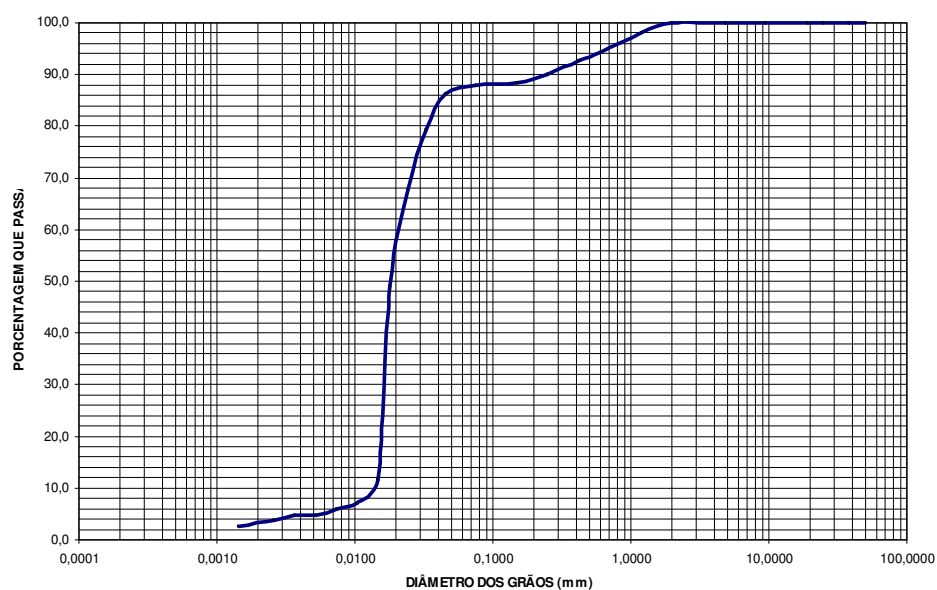


Figura 3.3: Frações granulométricas do cimento Tupi utilizado nos ensaios.

As proporções de solo e bentonita foram definidas com base em valores citados na literatura, como os trabalhos de D'Appolonia & Ryan (1979), Sharma & Lewis (1994), Shackelford & Jefferis (2000) e Ryan & Day (2002). Já com relação à proporção de cimento, praticamente não se tem registro na literatura, portanto, foi utilizada a proporção de 3%. As amostras obtidas estão definidas nas seguintes proporções (peso seco):

- *Amostra SN: 100% solo natural;*
- *Amostra SB: 97% solo natural e 3% de bentonita;*
- *Amostra SCB: 94% solo natural, 3% de bentonita e 3% de cimento.*

3.3 – Ensaios de Caracterização

Conforme visto na Figura 3.1, os ensaios de caracterização podem ser reunidos em três grupos principais: ensaios de caracterização geotécnico, físico-química e mineralógica.

3.3.1 - Ensaios de Caracterização Geotécnica

As características físicas de maior interesse do ponto de vista geotécnico no estudo de um solo são: *textura, plasticidade e estrutura*. Segundo Vargas (1977), a partir dessas características físicas é possível realizar-se uma identificação satisfatória dos materiais estudados.

A caracterização física dos solos constituiu basicamente de ensaios de granulometria, massa específica dos sólidos, limites de Atterberg e compactação. Foram realizados ensaios em todas as amostras, seguindo normas técnicas da ABNT.

- **Análise Granulométrica Conjunta**

A análise granulométrica objetiva determinar os tamanhos dos diâmetros equivalentes das partículas sólidas em conjunto com a proporção de cada fração constituinte do solo. O ensaio consiste de duas fases: peneiramento e sedimentação.

A preparação das amostras e a execução do ensaio obedeceram a procedimentos da norma NBR 7181/84, onde o solo foi destorroado na peneira nº 10 (# 2,00 mm). Com o material retido nesta peneira fez-se o peneiramento grosso e com o material passante fez-se à sedimentação. Após o ensaio de sedimentação foi realizado o peneiramento fino com o material retido na peneira nº 200 (# 0,075).

- **Massa Específica dos Sólidos**

A massa específica dos sólidos de um solo é função dos minerais constituintes e da porcentagem de ocorrência de cada um deles. A preparação das amostras e a execução dos ensaios seguiram procedimentos da norma NBR 6508/84. A massa específica dos sólidos foi calculada pela fórmula:

$$\rho_s = \frac{M_s}{(M_s - M_1 + M_2)} \times \rho_w \quad (3.1)$$

Onde:

M_s = Massa de sólidos (determinada ao início e final do ensaio)

M_1 = Massa de (picnômetro + água + sólidos) para uma temperatura t

M_2 = Massa de (água + picnômetro) obtida através da curva de calibração do picnômetro

ρ_w = Massa específica da água

A Tabela 3.1 exemplifica a variação da massa específica dos sólidos dos minerais mais comuns encontrados nos solos tropicais.

Tabela 3.1: Massa específica de diferentes minerais (Nogueira, 1995).

Mineral	Massa Específica (g/cm³)
Feldspato	2,590 – 2,900
Mica	2,700 – 3,200
Caulinita	2,600 – 2,650
Montmorilonita	2,500 – 2,800
Ilmenita	4,500 – 5,000
Magnetita	5,200
Goetita	4,400
Quartzo	2,650

- **Limites de Atterberg**

A consistência de um solo está relacionada à manifestação das forças físicas de coesão e adesão que nele atuam para vários teores de água. Os limites de Atterberg fornecem indicativos dos solos quanto às suas características de plasticidade, permeabilidade e resistência. Os limites se baseiam na constatação de que um solo argiloso ocorre com aspectos distintos conforme o seu teor de umidade. Quando muito úmido ele se comporta como um líquido, quando perde parte de sua água, fica plástico e quando mais seco, torna-se quebradiço.

Nesta pesquisa o Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade, foram determinados respectivamente, de acordo com as normas ABNT NBR 6459/84 e 7180/94.

Com o Índice de Plasticidade calculado através do Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade é possível se calcular o Índice de Atividade (*IA*) de Skempton, que indica o grau de influência da composição química e da mineralogia da fração argila nas propriedades geotécnicas de um solo argiloso. Dos grupos de argilo-minerais a montmorilonita é uma das mais ativas, enquanto a caulinita é das menos ativas. Esse Índice de Atividade é calculado pela equação:

$$IA = \frac{IP}{\% < 2\mu m} \quad (3.2)$$

Onde:

IP = Índice de Plasticidade

A Tabela 3.2 apresenta a classificação das argilas em função de *IA*, conforme Vargas (1977).

Tabela 3.2: Classificação da argila em função da Atividade (Vargas, 1977).

Tipo de Argila	Índice de Atividade
Inativas	$< 0,75$
Normais	$0,75 \text{ a } 1,25$
Ativas	$> 1,25$

- **Compactação**

O ensaio de compactação tem a finalidade de determinar a função de variação da massa específica seca com o teor de umidade para uma dada energia de compactação, a qual é aplicada ao solo através de um processo dinâmico. Com a compactação, o solo altera suas propriedades físicas, tais como resistência ao cisalhamento, compressibilidade, capacidade de carga, permeabilidade e absorção de água.

No ensaio original empregado por Proctor, a energia de compactação usual é de 5,72 kg/ cm/cm³. A energia de compactação empregada neste ensaio de laboratório foi calculada mediante o uso da seguinte equação:

$$E = \frac{P \cdot L \cdot n \cdot N}{V} \quad (3.3)$$

Onde,

P = peso do soquete (N)

L = altura de queda do soquete (m)

N = número de golpes por camada

n = número de camadas

V = volume do solo compactado (m³)

O material utilizado para o ensaio de compactação foi preparado de acordo com a norma ABNT NBR 6457. A execução do ensaio seguiu procedimentos da norma ABNT NBR 7182/86. O ensaio foi realizado sem reuso. Em cada ponto determinou-se a massa (solo + cilindro) e o teor de umidade de cada uma das camadas compactadas (3 camadas). A massa

específica e a massa específica seca máxima, foram calculadas pelas equações:

$$\rho = \frac{M}{V} \quad (3.4)$$

$$\rho_d = \frac{\rho}{(1 + W)} \quad (3.5)$$

Onde,

M = massa (solo+cilindro) menos a massa do cilindro (tara)

V = volume do cilindro

W = teor de umidade médio das três camadas compactadas

3.3.2 - Ensaios de Caracterização Físico-química

- **pH**

Os principais contribuintes para acidez dos solos são a matéria orgânica, os aluminossilicatos das frações finas, os sesquióxidos e a lixiviação de certos sais solúveis. O pH afeta a solubilidade de vários elementos, como exemplo o ferro e alumínio. A carga elétrica das partículas pode variar com o pH que, por sua vez, influi consideravelmente nos fenômenos de adsorção, troca iônica, dispersão e floculação.

O método utilizado no ensaio foi o adotado pela Comissão de Reação do Solo da Sociedade Internacional de Ciência do Solo, descrito por Camargo *et al* (1986). O objetivo desse ensaio é a determinação potenciométrica do pH do solo em água e em solução normal de cloreto de potássio. A relação de solo:água foi de 1:2,5, portanto, o ensaio foi realizado com a mistura de 10 cm³ de solo som 25 ml de água deionizada. Essa mistura foi agitada durante quinze minutos, logo após esperou-se trinta minutos antes de proceder à leitura.

Guimarães *et al* (1971), citado por Pessoa (2004), classificam os solos em função dos valores de pH (Tabela 3.3).

Tabela 3.3: Classificação dos solos em função do pH (modificado por Guimarães *et al*, 1971, citado por Pessoa, 2004).

pH	Classificação
pH > 8	<i>fortemente alcalino</i>
7,4 < pH < 8,0	<i>alcalino</i>
6,6 < pH < 7,3	<i>Neutro</i>
6,0 < pH < 6,5	<i>levemente ácido</i>
5,5 < pH < 5,9	<i>moderadamente ácido</i>
4,5 < pH < 5,4	<i>ácido</i>
4,3 < pH < 4,4	<i>fortemente ácido</i>
pH < 4,3	<i>extremamente ácido</i>

- **Condutividade Elétrica do Extrato Aquoso (CE)**

Este ensaio seguiu os procedimentos indicados por Camargo *et al* (1986), e objetiva determinar a salinidade do solo usando uma proporção água:solo de 1:1. No ensaio foram utilizados 100g de solo (peso seco) com 100 ml de água deionizada, sendo a suspensão agitada manualmente por trinta segundos a cada trinta minutos, por cinco vezes, durante duas horas. Depois dessa suspensão foi filtrada lentamente (Figura 3.4) em papel filtro Whatman nº 42, para posterior leitura no condutivímetro.



Figura 3.4: Processo de filtragem da suspensão no ensaio de CE.

- **Ensaio de Adsorção Azul de Metileno**

Este método permite a determinação da capacidade de troca de cátions (CTC) e da superfície específica (SE) dos solos. O cátion Azul de Metileno substitui os cátions Na^+ , Ca^{2+} , K^+ , Mg^{2+} e H_3O^+ adsorvidos aos argilo-minerais, ocorrendo um processo de troca irreversível, caracterizando-se como uma forma de medida da capacidade de troca de cátions (CTC). A Tabela 3.4 apresenta a variação de CTC de vários minerais de argila e matéria orgânica.

Tabela 3.4: valores de CTC (Guimarães, 1971, citado por Pessoa, 2004).

Minerais	CTC (meq/100g)
Matéria Orgânica	200 - 400
Vermiculita	100 - 150
Montmorilonita	80 - 150
Ilita	10 - 40
Clorita	11 - 40
Haliosita 2H 2O	5 - 10
Haliosita 4H 2O	40 - 50
Caulinita	3 - 15

Já a superfície específica (SE) de um solo é a soma da área exposta de todas as partículas contidas em uma unidade de volume ou de peso. Quanto maior o tamanho do mineral, menor a superfície específica do mesmo. Deste modo pode-se esperar que os argilo-minerais do grupo 2:1 possuam maior superfície específica do que os argilo-minerais do grupo 1:1. A montmorilonita, por exemplo, possui uma superfície específica de aproximadamente $800 \text{ m}^2/\text{g}$, enquanto que a ilita e a caulinita possuem superfícies específicas de aproximadamente 80 e $10 \text{ m}^2/\text{g}$, respectivamente.

A SE da fração fina do solo possui relação direta com a retenção de contaminantes e com a reatividade do solo, pois partículas de maior “área exposta” desenvolvem mais cargas em sua superfície. A capacidade de um solo de trocar cátions está relacionada diretamente com sua carga negativa. Assim, solos com maior CTC são mais reativos, o que se reflete no comportamento geotécnico, sendo mais plásticos e mais expansivos.

O ensaio baseia-se na determinação da máxima adsorção do corante azul de metileno, acrescentando-se a suspensão aproximadamente 2g de solo passados na peneira de abertura 2,00 mm, mais 10 ml de água destilada, conforme procedimento preconizado por Pejon (1992).

O máximo de adsorção ocorre quando há saturação do corante na solução, indicada pelo aparecimento de uma “aureola” em torno da gota de suspensão, quando gotejada em papel filtro. A partir do volume da solução de azul de metileno consumido na saturação, calcula-se os valores de CTC e SE, de acordo com as seguintes fórmulas:

$$CTC = \frac{(V \times C \times 100)}{M} \quad (3.6)$$

$$SE = \frac{3,67 \times V}{M} \quad (3.7)$$

Onde,

$C = 0,0047 \text{ N}$

M = massa de solo seca (g)

V = volume da solução de azul de metileno (cm^3)

- **Ensaio de Dosagem Físico-Química do Solo-Cimento**

Este método objetiva a dosagem de uma quantidade de cimento que é estritamente necessária para satisfazer físico-quimicamente a paragénesse reativa do solo (Casanova *et al*, 1992).

O ensaio consiste na mistura de solo e cimento, variando o teor de cimento em 0, 3, 6, 9, 12 e 15%. Essa mistura foi feita em peso seco, depois foi transferida para a proveta (Figura 3.5) e completada com água destilada até 100 ml sendo agitada logo em seguida para perfeita homogeneização da mistura. Após essa preparação a solução foi deixada em repouso por 24 horas, em seguida foi novamente agitada e após 2 horas foi realizada a leitura do

volume ocupado pelo sedimento. Repetiu-se esta operação por vários dias até obterem-se leituras constantes ou decrescentes.

O período mínimo requerido para completa interação solo-cimento para uma suspensão estável, varia de 3 a 6 dias quando solos moderadamente plásticos são usados, mas pode estender, em alguns casos, até 10 dias para solos altamente plásticos.

Com essas leituras calculou-se a variação volumétrica percentual (ΔV) do sedimento solo-cimento em relação aquela do solo-puro (0%), para os diversos teores de cimento, escolhendo-se para o cálculo, o maior volume obtido para cada teor. Depois os resultados foram apresentados em um gráfico ΔV (%) *versus* % cimento. Segundo Casanova *et al* (1992), o ponto de variação volumétrica máxima corresponde ao teor mínimo de cimento requerido para a “satisfação” físico-química do solo e contribuindo para o aumento da resistência mecânica.



Figura 3.5: Provetas utilizadas no ensaio físico-químico do solo.

3.3.3 - Ensaio de Caracterização Mineralógica

O conhecimento da composição mineralógica dos solos é fundamental para a compreensão de suas características físicas, principalmente no caso dos solos finos. A caracterização mineralógica também permite prever o

comportamento do material perante fatores externos, conhecendo seu modo de ocorrência e principais características que influenciam seu comportamento geomecânico.

O método empregado nesta pesquisa para a identificação mineralógica foi a Difração de Raios-X, realizada no Laboratório de Microscopia Óptica, do Departamento de Geologia, da Universidade Federal de Ouro Preto.

- **Difração de Raio X**

A determinação da composição mineralógica foi executada para a fração fina da amostra (passante pela peneira #200 - abertura de 0,075 mm). Esta amostra foi pulverizada, homogeneizada e, então, levada ao difratômetro RIGAKU, modelo GEIGERFLEX D/MAX-B, com goniômetro horizontal, tubo de Cu, velocidades de 1,2° por segundo e varredura de 2 a 70°.

3.4 – Ensaios de Condutividade Hidráulica

Denomina-se condutividade hidráulica de um solo como sendo a propriedade que permite um fluido escoar através dele. Portanto, a permeabilidade é um parâmetro que mede a velocidade aparente de percolação de fluido em meio poroso. A condutividade hidráulica (K) pode ser definida como sendo um índice que indica a maior ou menor dificuldade que o solo se opõe à percolação de água através de seus poros.

Foram realizados ensaios para amostras de solo natural, solo-bentonita e solo-cimento-bentonita com 1 e 3% de cimento.

Os corpos de prova foram moldados no Laboratório de solos da CEMIG em Belo Horizonte, seguindo normas internas. Os corpos de prova com dimensões de 5 cm de diâmetro e 11 cm de altura foram moldados por compactação estática, cuja energia de compactação é a mesma do Proctor Normal (5,72 Kg/cm/cm³).

O corpo de prova foi compactado através da prensagem de 7 camadas iguais calculadas por:

$$M_{CP} = \gamma_{seco} \times \frac{(100 + W)}{100} \times VOL \times 1 \quad (3.8)$$

$$M = \frac{M_{CP}}{7} \quad (3.9)$$

Onde,

M_{CP} = Massa do corpo-de-prova

γ_{seco} = densidade seca máxima

w = teor de umidade (de 2 a 4% acima da umidade ótima)

vol = Volume do corpo de prova

M = Massa por camada

O propósito desse ensaio é determinar o valor de K do solo, utilizando condições de carga variável, devido à baixa permeabilidade prevista para os materiais estudados (solos finos), lembrando que os procedimentos e execução seguiram normas da ABNT NBR 14545/2000.

O ensaio foi montado utilizando um permeâmetro de parede rígida com, aproximadamente, 15 cm de diâmetro e 13 cm de altura, acoplado a duas tampas. Conforme esquema da Figura 3.6 foram utilizados: areia grossa que serve de apoio ao corpo de prova e camada drenante a jusante; parafina ao redor do corpo de prova no topo e na base do permeâmetro a fim de evitar o contato da bentonita com as areias de filtro; papel filtro com o diâmetro do permeâmetro entre o corpo de prova e a areia grossa para proteção do corpo de prova e bentonita como vedação do espaço entre o corpo de prova e a parede do permeâmetro.

Após a montagem o permeâmetro foi ligado a uma bureta de vidro graduada, para a medição das cargas hidráulicas durante o ensaio.

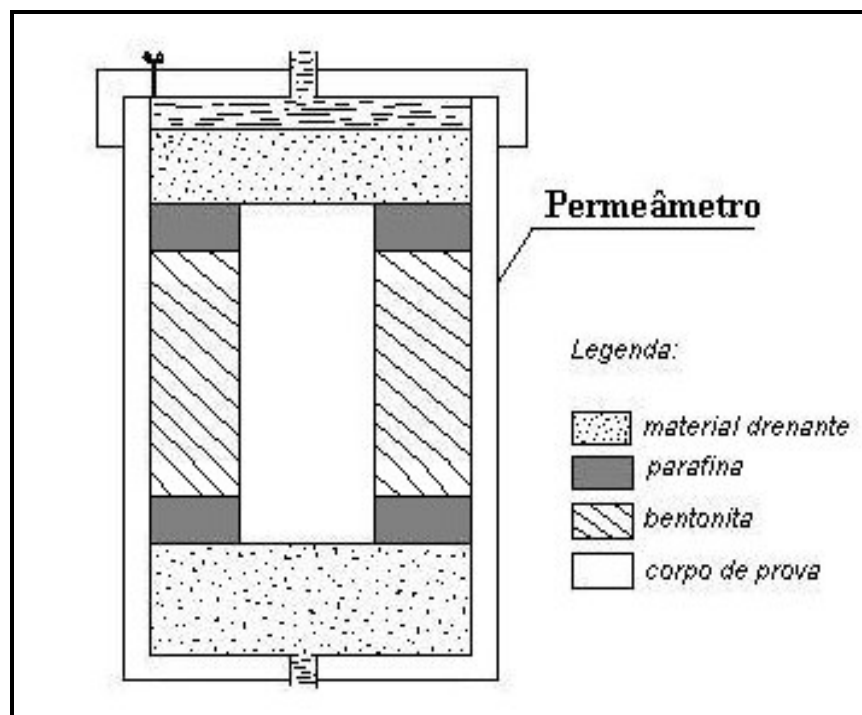


Figura 3.6: Esquema da montagem do ensaio de permeabilidade.

Conforme Shackelford (1994), um dos maiores problemas relacionados à precisão deste ensaio está na fuga da água, tanto por desvios transversais no próprio solo induzindo a água por caminhos que não o da percolação longitudinal, quanto pela fuga de água pela própria parede do permeâmetro, o chamado efeito parede. Segundo o autor para evitar esses erros é de fundamental importância que a parede lateral da amostra seja totalmente impermeabilizada, direcionando a água por um caminho preferencial e garantindo desta forma que o fluxo seja unidimensional.

A Figura 3.7 mostra o equipamento montado utilizado no ensaio de Permeabilidade Carga Variável.

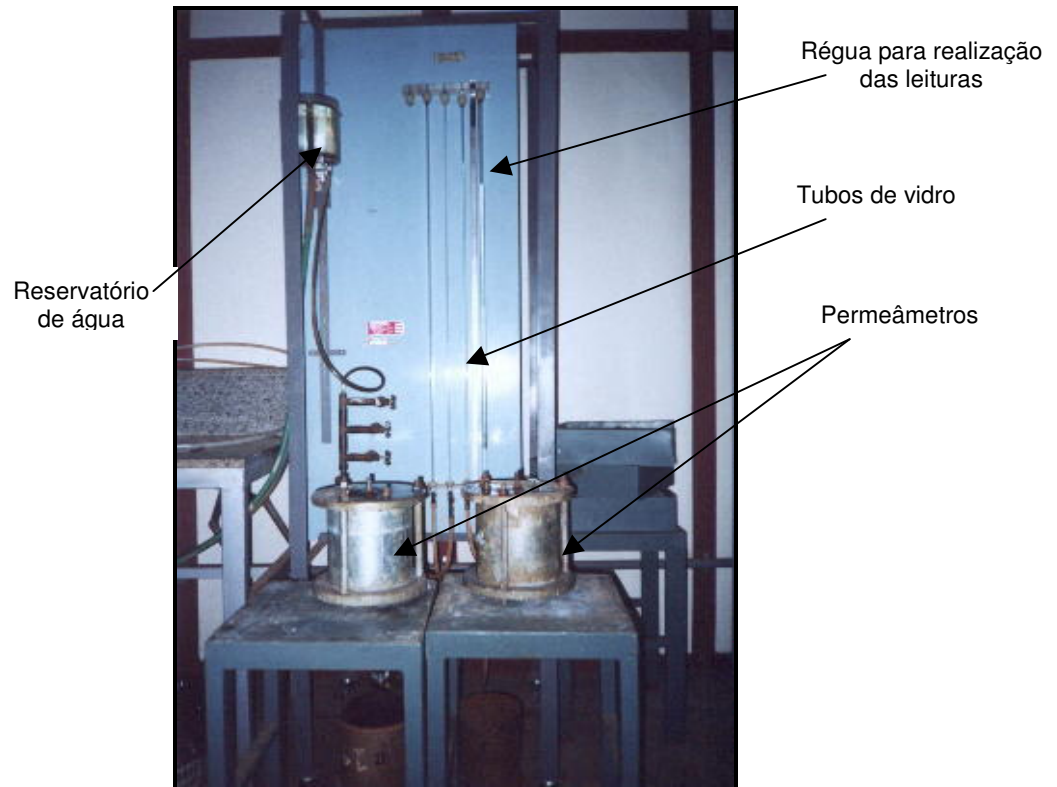


Figura 3.7: Equipamento utilizado no ensaio de Permeabilidade.

Depois do ensaio já montado esperou-se a saturação completa do corpo-de-prova, que se mostrou um processo difícil e lento devido ao tipo de material mais argiloso. Esse processo de saturação ocorreu em cerca de 30 a 60 dias, que pode ser comprovado pela saída de água no orifício da tampa superior do permeâmetro. Logo após da saturação, iniciou-se as leituras e a condutividade hidráulica foi obtida pela seguinte equação:

$$K = \frac{2,3 \times A_c \times H}{At} \times \log \frac{L_0}{L_1} \quad (3.10)$$

Onde,

A_c = área interna do tubo de carga, em cm^2

L_0, L_1 = alturas da carga, nos instantes inicial e final, em cm

H = altura do corpo-de-prova, em cm

t = tempo decorrido, em s

Com o intuito de padronizar o efeito da variação da viscosidade da água com a temperatura, o coeficiente de permeabilidade foi recalculado de acordo com a Lei de Darcy para uma temperatura de 20° C, conforme a equação (3.11). O resultado final foi à média aritmética simples de K_{20} em cm/s.

$$K_{20} = \frac{k_T \times \mu_T}{\mu_{20}} \quad (3.11)$$

Onde,

K_{20} = coeficiente de permeabilidade a 20° C

k_T = coeficiente de permeabilidade à temperatura de ensaio

μ_T = viscosidade da água à temperatura de ensaio

μ_{20} = viscosidade da água a 20° C

3.5 - Ensaios de Resistência

A resistência das amostras foi avaliada em laboratório por meio de dois tipos de ensaios: compressão simples e cisalhamento direto.

- **Compressão simples**

A consistência das argilas pode ser quantificada por meio do ensaio de compressão simples, que consiste na ruptura por compressão axial de um corpo de prova, geralmente cilíndrico, sem confinamento lateral. A carga que leva o corpo de prova à ruptura, dividida pela área deste corpo é denominada Resistência à Compressão Simples.

O ensaio de compressão simples deu-se conforme as instruções do IE/DNER 004/94. Os corpos de prova também foram moldados por compactação estática no Laboratório de solos da CEMIG, com dimensões de 5 x 11 cm, respeitando a relação (L) igual a duas vezes o diâmetro da seção transversal, sendo o teor de umidade calculado para 2% acima da umidade ótima. Esta condição teve por finalidade assegurar a correta distribuição de tensões no interior do corpo de prova. A velocidade de aplicação da carga

utilizada foi de **0,2 mm/min**. Esse ensaio foi realizado utilizando uma prensa de CBR como mostrado na Figura 3.8.

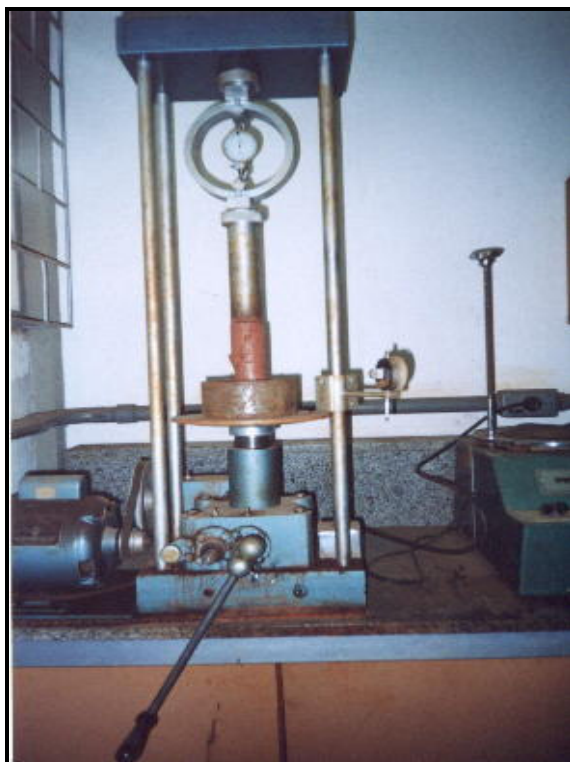


Figura 3.8: Prensa de CBR utilizado no ensaio de compressão simples.

Este ensaio pode ser entendido como um caso especial do ensaio de compressão triaxial. A tensão confinante é a pressão atmosférica, ou seja $\sigma_3 = 0$. Algumas observações, conforme Machado (2002), sobre este tipo de ensaio são: ensaio possível apenas para solos coesivos; ensaio rápido, simples, de fácil execução e barato; não há controle de poropressões.

Com as leituras de cargas e leituras de deformações obtidas durante o ensaio foram calculadas as deformações específicas e a área corrigida pelas equações 3.12 e 3.13. A deformação específica é a relação entre o decréscimo de altura que sofre o corpo de prova pela aplicação de carga e a sua altura inicial e a área corrigida é a área média que o corpo apresenta após a aplicação de uma carga e conseqüente deformação, supondo que não haja alteração de seu volume:

$$\varepsilon = \frac{\Delta H}{H_0} \times 100 \quad (3.12)$$

Onde:

ε = deformação específica

ΔH = decréscimo de altura do corpo de prova

H_0 = altura inicial do corpo de prova

$$A = \frac{A_0}{1 - \varepsilon} \quad (3.13)$$

Onde:

A = área corrigida, em cm^2

A_0 = área inicial do corpo de prova, em cm^2

ε = deformação específica

Após todos os cálculos, foi elaborado o gráfico de tensão *versus* deformação que está apresentado no capítulo 4. Com base nesse gráfico foi calculado o módulo de Young tangente pela equação 3.14:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (3.14)$$

Em função da resistência à compressão simples, a consistência das argilas é expressa pelos termos apresentados na Tabela 3.5.

Tabela 3.5: Consistência em função da resistência à compressão (Pinto, 2002).

Consistência	Resistência, em kPa
Muito Mole	< 25
Mole	25 a 50
Média	50 a 100
Rija	100 a 200
Muito Rija	200 a 400
Dura	> 400

- **Ensaio de Cisalhamento Direto**

O ensaio foi executado de acordo com os procedimentos sugeridos pela norma americana D 3080-90 da ASTM, “*Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*”, e como descrevem os parágrafos que se seguem.

Moldagem dos corpos de prova

Esta moldagem foi feita através de compactação CBR utilizando o cilindro grande disposto em 5 camadas com 12 golpes em cada camada, com um soquete de 4,53 kg caindo de uma altura de 45,72 cm.

Depois do cilindro compactado e com a ajuda de um molde ele foi talhado nas dimensões de 10,16 x 10,16 cm e 2,00 cm de altura.

Tensões Normais

Para obter uma envoltória de resistência foram utilizadas as seguintes tensões normais: 50, 100, 200 e 400 kPa, que representam carregamentos típicos de obras de engenharia.

No caso da amostra de SCB, não foi possível usar essas mesmas tensões, devido o corpo de prova não cisalhar para baixas tensões, no caso 50 e 100 kPa. Neste caso utilizaram-se apenas as tensões de 200, 300 e 400 kPa.

Velocidade de Cisalhamento

A consolidação da amostra foi realizada através do adensamento unidimensional, no qual gerou um gráfico de redução da altura da amostra *versus* raiz de tempo ($\Delta H \times t^{1/2}$) que forneceu o valor de t_{100} (tempo necessário para completar 100% de recalque devido ao acréscimo de carga).

O tempo necessário para atingir a ruptura (t_f) é função das condições de drenagem. Como o ensaio de cisalhamento direto é do tipo duplamente drenado é utilizada a seguinte expressão para os cálculos de t_f :

$$t_f = 12,7 \times t_{100} \quad (3.15)$$

A deformação específica (ϵ_f) para se atingir a resistência de pico é função da característica do material. No caso dos solos granulares, o valor de ϵ_f depende da compactidade. Desta forma, os materiais densos apresentam menores deformações de ruptura e os materiais fofos poderão apresentar deformações de até 10% ou mais, em função do seu comportamento.

A velocidade V na fase de cisalhamento foi determinada a partir o valor da deformação axial de pico (ϵ_f) em relação ao tempo (t_f), pela expressão 3.16 citada por Head (1998).

$$V = \frac{\epsilon_f \times H_0}{100 \times t_f} \quad (3.16)$$

Onde,

V – velocidade do ensaio de cisalhamento direto

ϵ_f – deformação específica na resistência de pico.

t_f - tempo para atingir a resistência de pico

H_0 – altura inicial da amostra

A partir da equação 3.16 obteve-se **$V = 0,004 \text{ mm/min}$** , sendo esta velocidade utilizada para todos os ensaios de cisalhamento direto realizados nesta pesquisa.

Execução do ensaio

O corpo de prova foi colocado em uma caixa de cisalhamento, formada por dois anéis iguais e superpostos (Figuras 3.9 e 3.10). O anel inferior é fixo na prensa e o superior é livre para mover-se ao se aplicar às tensões cisalhantes ao solo.

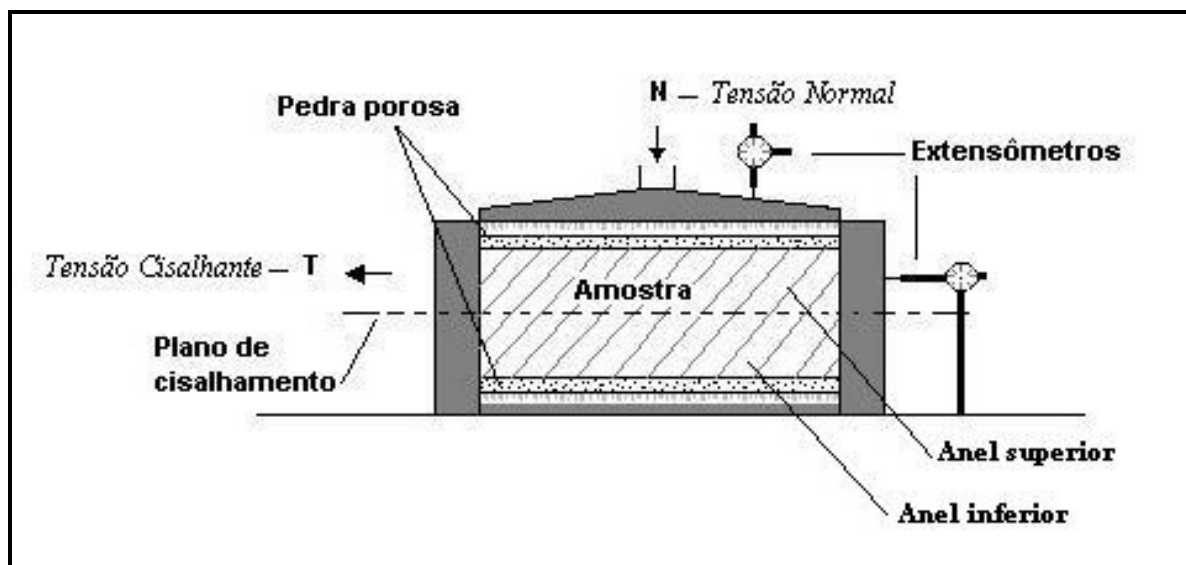


Figura 3.9: Esquema da caixa e plano de cisalhamento.



Figura 3.10: Prensa de cisalhamento.

Este ensaio constou primeiramente de um adensamento do corpo de prova por 24 horas, submetendo-o a apenas tensões normais (σ), que permanecem constantes até o final do ensaio. Foram então aplicadas cargas horizontais crescentes na metade inferior da caixa, de maneira que houvesse o deslocamento dos anéis e a formação de um plano de cisalhamento. O esforço por parte do solo em resistir ao deslocamento é sua resistência ao cisalhamento para a carga normal aplicada.

Três leituras foram tomadas durante o ensaio: deslocamento horizontal (δ_h), força cisalhante aplicada (F_t) e deformação vertical (ϵ_v), a qual fornecia a variação de volume do corpo de prova. Das curvas de tensão/deformação dos vários corpos de prova são tomados os valores das tensões cisalhantes de ruptura, os quais conjugados com as tensões normais correspondentes, permitem a definição da envoltória de resistência do solo para o intervalo de tensões ensaiado.

4 – RESULTADOS E DISCUSSÕES

Este capítulo traz, inicialmente, os resultados e discussões dos ensaios de caracterização geotécnica, físico-química e mineralógica, seguidos pelos ensaios de permeabilidade, finalizando-se com os ensaios de resistência.

4.1 – Caracterização Geotécnica

• Granulometria

A Tabela 4.1 apresenta as frações granulométricas das amostras e na Figura 4.1 são mostradas as curvas granulométricas referentes a estas frações.

Tabela 4.1: Frações granulométricas das amostras.

AMOSTRA	ARGILA $\varnothing < 0,002$ mm	SILTE $0,002 < \varnothing < 0,06$ mm	AREIA FINA $0,06 < \varnothing < 0,2$ mm	AREIA MÉDIA $0,2 < \varnothing < 0,6$ mm	AREIA GROSSA $0,6 < \varnothing < 2$ mm	PEDREG. $\varnothing > 2$ mm	CLASSIFICAÇÃO TEXTURAL
SN	62	12	4	14	7	1	argila arenosa
SB	61	14	7	10	7	1	argila arenosa
SCB	46	26	5	15	7	1	argila areno-siltosa
Bentonita kataz	85	11	3	1	0	0	argila

Como pode ser observado, as amostras apresentam como fração granulométrica predominante a argila. O teor desta fração para a amostra SB praticamente é igual à da amostra SN, alterando-se bastante na amostra SCB, onde cai cerca de 15%. Por outro lado, a fração silte desta última amostra sofreu um acréscimo de 12% em relação à amostra SB e 14% quando comparada com a amostra SN.

Acredita-se que as diferenças da amostra SCB em relação às amostras SB e SN estejam relacionadas à ação cimentante nos agregados de areia, ou

seja, a adição do cimento causou agregação/floculação da amostra. Fato este, inclusive, que deve ter influenciado na resistência do solo. Entretanto tal hipótese ainda carece de mais comprovações.

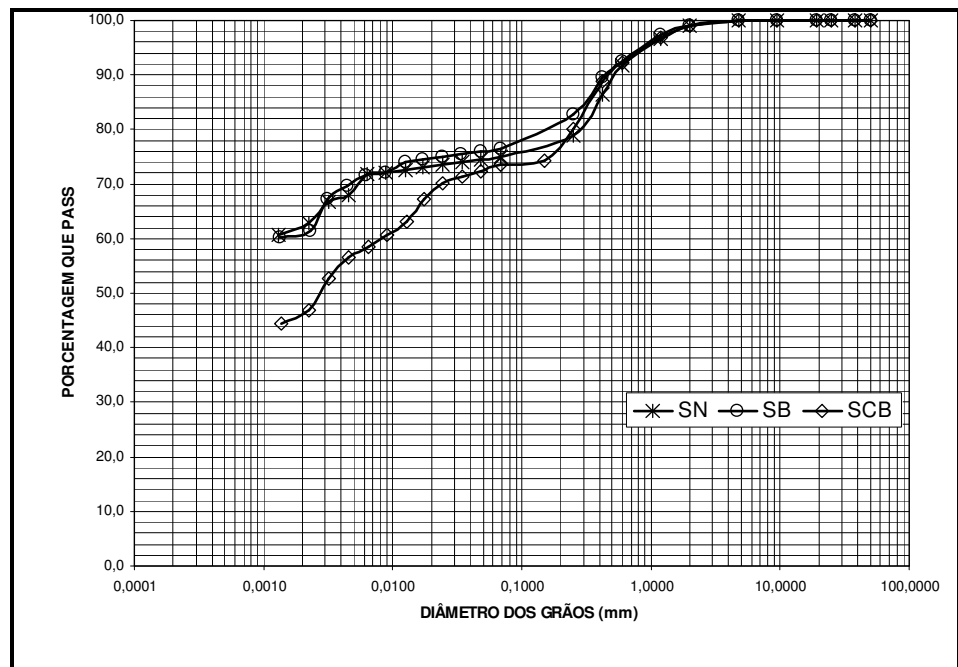


Figura 4.1: Curvas granulométricas das amostras SN, SB e SCB

• Limites de Atterberg e Atividade

Os resultados dos limites de Atterberg (LL, LP e IP) são apresentados na Tabela 4.2. Comparando-se os valores de LL, observa-se que a amostra SB apresenta valor bastante superior ao da amostra SN, enquanto a amostra SCB possui valor um pouco inferior ao da amostra SN. Como era esperado, o LL da bentonita foi relativamente alto. Com relação aos valores de LP, destaca-se a diminuição da ordem de 10% das amostras SB e SCB em relação à amostra SN.

Tabela 4.2: Limites de Atterberg das amostras.

AMOSTRAS	LL (%)	LP (%)	IP (%)
SN	67,6	46,9	20,7
SB	82,6	37,8	44,8
SCB	60,9	38,0	22,9
Bentonita Kataz	494,12	93,84	400,28

Avaliando-se o IP, observa-se que para a amostra SB este parâmetro é mais que o dobro da amostra SN, comprovando o aumento considerável de plasticidade decorrente do acréscimo de bentonita ($IP \approx 400\%$) nesta última amostra. Comparando-se a amostra SN com a amostra SCB, percebe-se que a mudança ocorrida foi bastante pequena, da ordem de 1%.

A Tabela 4.3 mostra os valores do Índice de Atividade de Skempton (IA) e a classificação das amostras. É possível perceber que o IA da amostra SB é mais que o dobro do da amostra SN, comprovando a influência da adição da bentonita sobre este parâmetro. No entanto, apesar deste aumento, a amostra SB foi ainda considerada inativa. Por sua vez, o IA da amostra SCB não é tão diferente do da amostra SN.

Tabela 4.3: Índice de Atividade das amostras.

AMOSTRAS	ÍNDICE DE ATIVIDADE	TIPO DE ARGILA
SN	0,33	Inativa
SB	0,74	Inativa
SCB	0,49	Inativa
Bentonita Kataz	2,26	ativa

Em resumo, os valores dos limites de Atterberg e IA comprovam o seguinte:

- aumento substancial da plasticidade e da atividade da amostra SN quando adiciona-se somente bentonita;
- aumento pouco significativo da plasticidade e da atividade da amostra SN quando adiciona-se bentonita e cimento juntos.

• **Classificação**

Com os resultados da análise granulométrica conjunta e dos limites de Atterberg é possível classificar as amostras segundo a Classificação Unificada: todas as amostras, exceto a bentonita kataz, situaram-se no campo MH (siltes inorgânicos de alta compressibilidade).

• **Massa Específica dos Sólidos**

Os valores da massa específica dos sólidos (ρ_s) das amostras são mostrados na Tabela 4.4. Observa-se que não há diferenças significativas entre as amostras SN, SB, SCB e Bentonita Kataz. Somente o cimento apresentou ρ_s acima da casa de 3,0 g/cm³.

Tabela 4.4: Massa específica dos sólidos das amostras.

AMOSTRAS	ρ_s (g/cm ³)
SN	2,679
SB	2,677
SCB	2,686
Bentonita kataz	2,695
Cimento	3,030

• **Ensaio de Compactação**

Os resultados de ensaios de compactação Proctor Normal para todas as amostras, com exceção da Bentonita Kataz e os cálculos dos Índices Físicos das amostras compactadas são mostrados na Tabela 4.5. As respectivas curvas, por sua vez, estão nas Figuras 4.2, 4.3 e 4.4. Devido à sua altíssima plasticidade, o ensaio de compactação com a Bentonita Kataz é praticamente inviável operacionalmente.

Tabela 4.5: Resultados do ensaio de Compactação Proctor Normal

AMOSTRAS	ρ_{dmax} (g/cm ³)	w_{ot} (%)	e	η (%)
SN	1,392	29,7	0,92	48
SB	1,307	30,4	1,05	51
SCB	1,344	30,6	0,99	49

Comparando-se, os valores da massa específica aparente seca máxima ($\rho_{dm\acute{a}x}$) das amostras SN, SB e SCB percebe-se que a amostra SN tem $\rho_{dm\acute{a}x}$ maior que os das amostras SB e SCB. No entanto estas diferenças não são grandes, não ultrapassando a casa de 0,1 g/cm³. Por sua vez, os valores do teor de umidade ótima (w_{ot}) são praticamente iguais para todas as amostras, considerando-se as imprecisões inerentes a este tipo de ensaio.

Em vista dos resultados, conclui-se que a adição de bentonita e cimento praticamente não exerceram influência sobre as características de compactação da amostra SN.

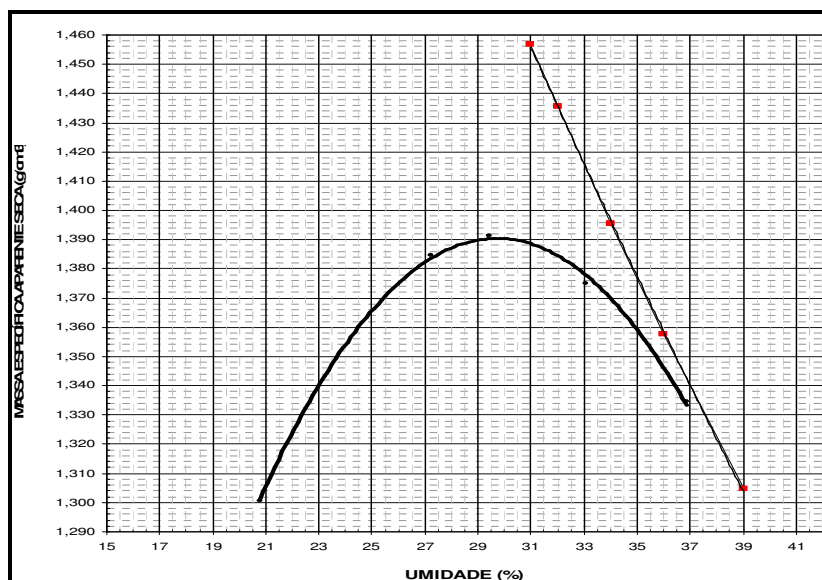


Figura 4.2: Curva de compactação da amostra SN.

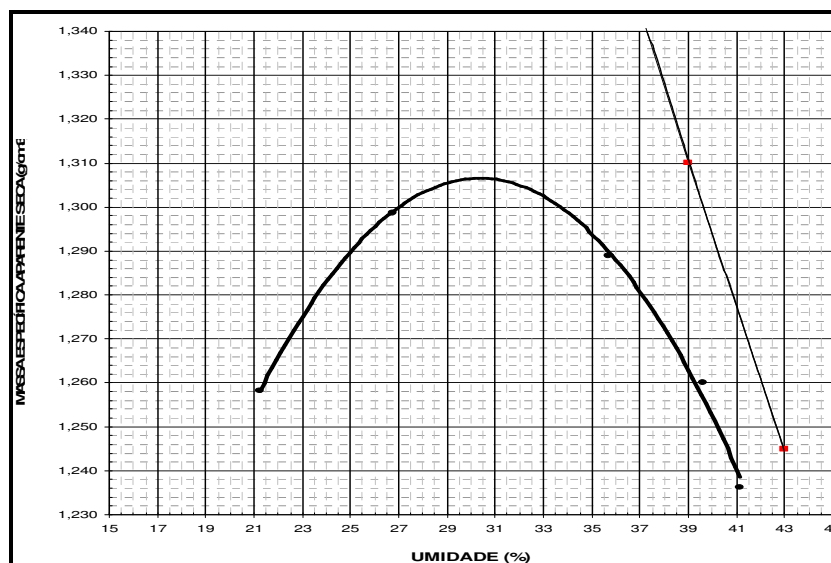


Figura 4.3: Curva de compactação da amostra SB.

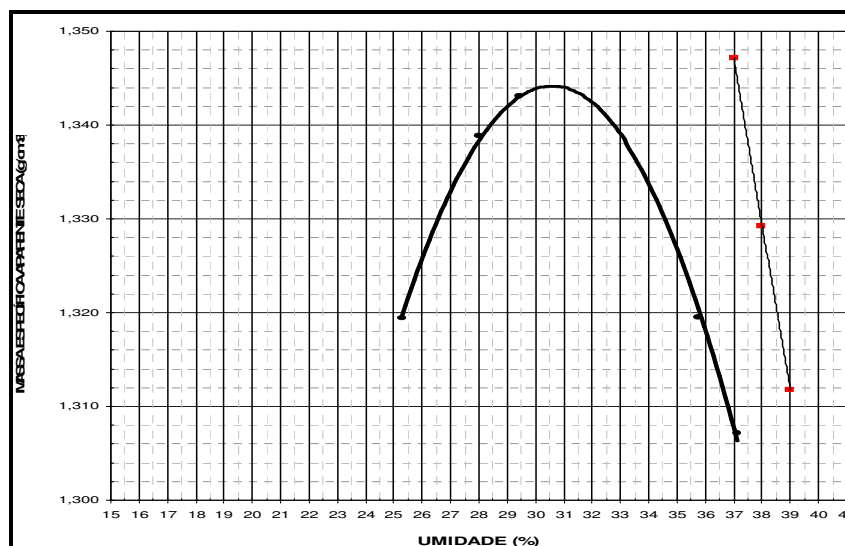


Figura 4.4: Curva de compactação da amostra SCB.

4.2 – Caracterização Físico-química

• pH

A Tabela 4.6 apresenta os resultados da determinação de pH em água destilada e em solução de KCl. Também estão presentes os valores de ΔpH , determinado pela diferença entre o pH com KCl e o pH com água ($\Delta pH = pH_{KCL} - pH_{H_2O}$).

Avaliando-se os valores de pH em água, ressalta-se o pH ácido da amostra SN, fato esperado por se tratar de um solo bastante laterizado. Em adição, destaca-se o valor bastante alcalino da amostra Bentonita Kataz.

Tabela 4.6: Resultados das determinações de pH nas amostras SN e Bentonita Kataz.

	Amostra SN	Amostra Bentonita Kataz
pH H₂O	<i>5,35</i>	<i>10,43</i>
pH KCl	<i>5,54</i>	<i>9,40</i>
ΔpH (pH_{KCl} – pH_{H₂O})	<i>+ 0,19</i>	<i>- 1,03</i>

Como pode ser visto na Tabela 4.6, o ΔpH da amostra SN foi positivo, dando-se o inverso para a amostra Bentonita Kataz. Segundo Dematté (1989), valores positivos do ΔpH indicam a predominância de cargas positivas e vice-versa. Conforme Lima (2003), citado por Pessoa (2004), valores negativos de ΔpH indicam predominância de argilas silicatadas e quantidade de alumínio trocável elevada. Por outro lado, valores positivos do ΔpH dizem respeito ao predomínio de óxidos de ferro e alumínio e também indicam uma quantidade de alumínio trocável baixa.

Sabe-se que o pH é um parâmetro influente no comportamento do solo, interferindo nos processos de defloculação/floculação das partículas de argila. Sendo assim, investigou-se a influência da quantidade de cimento (peso seco) no pH da amostra SB através de sucessivas adições deste material. Os resultados desta investigação, bem como as proporções utilizadas, podem ser vistos na Tabela 4.7 e na Figura 4.5.

Como pode ser observada na Tabela 4.7, a adição de 3% de bentonita (amostra SB) fez aumentar o pH em água da amostra SN de 5,35 (ver Tabela 4.6) para 7,0. Adicionalmente, 0,5 % de cimento elevou o pH da amostra SB de 7,0 para 10,11. Por sua vez, a Figura 4.5 mostra que a partir de 3% de cimento a variação do pH foi bem menor, se mantendo praticamente constante até a máxima dosagem do experimento, que foi 25% de cimento. Como era

esperado, a incorporação do cimento causou aumento da saturação das bases e o consumo total dos íons Al^{3+} e H^+ trocáveis, gerando aumento gradativo do pH ácido para alcalino.

Tabela 4.7: Determinação do pH em água para as amostras em diferentes proporções de cimento (peso seco).

% SOLO	BENTONITA (%)	CIMENTO (%)	$\text{PH}_{\text{H}_2\text{O}}$
(Amostra SB) 97,0	3,0	0,0	7,0
96,5	3,0	0,5	10,11
96,0	3,0	1,0	11,19
95,5	3,0	1,5	11,7
95,0	3,0	2,0	11,88
94,5	3,0	2,5	11,94
(Amostra SCB) 94,0	3,0	3,0	12,2
90,0	3,0	7,0	12,28
85,0	3,0	12,0	12,31
79,0	3,0	18,0	12,41
72,0	3,0	25,0	12,47

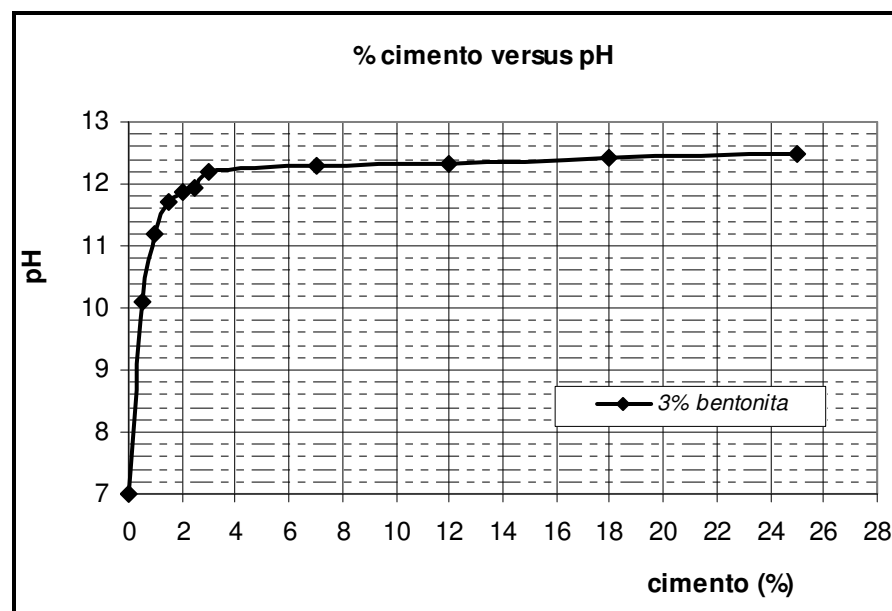


Figura 4.5: Variação do pH com o aumento da porcentagem de cimento para a amostra SB.

- **Condutividade Elétrica**

A condutividade elétrica (CE) varia diretamente com a quantidade de sais dissolvidos na água dos poros do solo. Os valores de CE do extrato aquoso das amostras encontram-se na Tabela 4.8.

Tabela 4.8: Valores da Condutividade Elétrica (CE) das amostras.

AMOSTRAS	CE ($\mu\text{S/cm}$)
SN	29,0
SB	365,5
SCB	1.415,5
Bentonita Kataz*	2.370,0
* Valor determinado por Farnezi (1006)	

Nota-se da Tabela 4.8 que a CE da amostra Bentonita Kataz é bastante superior ao da CE da amostra SN, aproximadamente 80 vezes maior. Sabe-se, por informações do comerciante, que esta amostra de bentonita sofreu tratamento com cloreto de sódio de forma a torná-la mais sódica e, portanto, mais expansiva. Santos (1989), relata este tipo de tratamento para as bentonitas provenientes da Paraíba, região de origem da amostra aqui estudada, o que corrobora a afirmativa feita anteriormente. Contudo, valores altos de CE eram esperados para esta amostra.

Por outro lado, a Tabela 4.8 mostra que a amostra SB também apresentou CE superior à amostra SN, fato que também era esperado devido à maior CE da bentonita. Notável foi o valor de CE da amostra SCB, o qual é praticamente 50 vezes maior que o da amostra SN, denotando o aumento expressivo da quantidade de sais dissolvidos na água dos poros devido à adição do cimento.

- **Capacidade de Troca Catiônica (CTC) e Superfície Específica (SE)**

A Tabela 4.9 apresenta os resultados obtidos nos ensaios de azul de metileno. Nota-se que os parâmetros de CTC e SE para as amostras SB e SCB tiveram um aumento pouco significativo em relação à amostra SN.

Tabela 4.9: Valores de CTC e SE das amostras.

AMOSTRAS	CTC (cmol/kg)	SE (m ² /g)
SN	3,60	28,18
SB	4,80	37,55
SCB	4,57	35,57
Bntonita kataz*	53,13	414,88

*Valores determinados por Farnezi (2006)

Ao se comparar às amostras SN e SB, percebe-se aumento de valores, o que era esperado devido ao alto valor de CTC e SE da amostra Bentonita Kataz. Os valores para as amostras SB e SCB são razoavelmente semelhantes, mostrando que a adição de cimento não provocou grandes mudanças nestes parâmetros.

Os resultados de CTC e SE das amostras SN, SB e SCB correspondem, aproximadamente, aos valores da caulinita, conforme mostra a Tabela 3.4.

• Dosagem Físico-Química

Como citado no Capítulo 3 (item 3.3.2), segundo Casanova *et al* (1992), a dosagem físico-química de solo-cimento objetiva medir a quantidade mínima de cimento necessária para satisfazer as cargas existentes no conjunto mineralógico formado pela referida mistura.

Sob estas condições de equilíbrio, a mistura apresenta a máxima condição de flocculação, que, segundo os autores, está muito próxima das melhores condições de resistência da mistura. Por sua vez, a máxima condição de flocculação se reflete na máxima variação de volume da coluna de sedimento formada pela mistura solo-cimento, dentro de uma proveta com água destilada.

Como citado por Casanova *et al* (1992), o ensaio se presta bastante ao estudo de viabilidade da utilização de cimento para a estabilização mecânica dos solos, na medida em que indica o teor mínimo de cimento necessário à estabilização química da mistura. Sem estabilização química, certamente não haverá estabilização mecânica. Isto equivale a dizer que alguns solos

necessitarão de quantidades muito altas de cimento para a sua estabilização química e podem precisar de ainda mais cimento para sua estabilização mecânica, o que pode tornar a mistura economicamente inviável.

No presente estudo, este ensaio serviu apenas ao propósito de se avaliar melhor o estado de equilíbrio físico-químico entre a amostra SB e o cimento utilizado. Seus resultados encontram-se na Figura 4.6, onde percebe-se que a maior variação volumétrica da mistura se deu para a mistura com 9% de cimento (proporção em peso seco).

Da Figura 4.6 pode ser ainda destacada a variação negativa de volume da coluna de sedimento para a quantidade de 3% de cimento, que, neste caso se iguala à composição da amostra SCB (94% amostra SN + 3% bentonita + 3% cimento). Variação negativa significa que o volume da coluna de sedimento da mistura com cimento é menor do que o volume da coluna com a amostra SB ($\Delta V=0$). Isto equivale a dizer que sob estas condições a mistura se encontra menos floculada que a amostra SB, ou ainda menos estável que esta amostra.

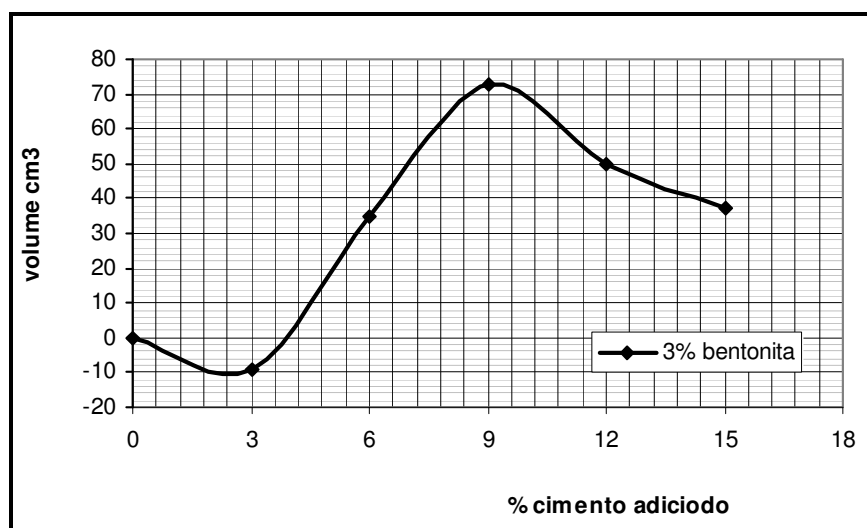


Figura 4.6: Diagrama de variação de volume versus porcentagem de cimento no ensaio de dosagem físico-química de cimento.

Casanova *et al* (1992, pg.105) citam uma apreciável queda de volume da coluna de sedimento com o tempo, após cessarem todas as reações pertinentes à mistura, sendo que este fenômeno acontece principalmente para

as amostras que não contenham gibsita. Como pode ser visto no item subsequente, não foram notados óxidos de Fe-Al nos difratogramas de Raios-X da amostra SN.

4.3– Caracterização Mineralógica

Tal mineralogia é compatível com solos altamente laterizados, como mostrou o perfil de campo de onde a amostra SN foi recolhida. Adicionalmente, os valores de CTC e SE obtidos para a amostra SN (ver Tabela 4.9) também são compatíveis com a caulinita (ver Tabela 3.4).

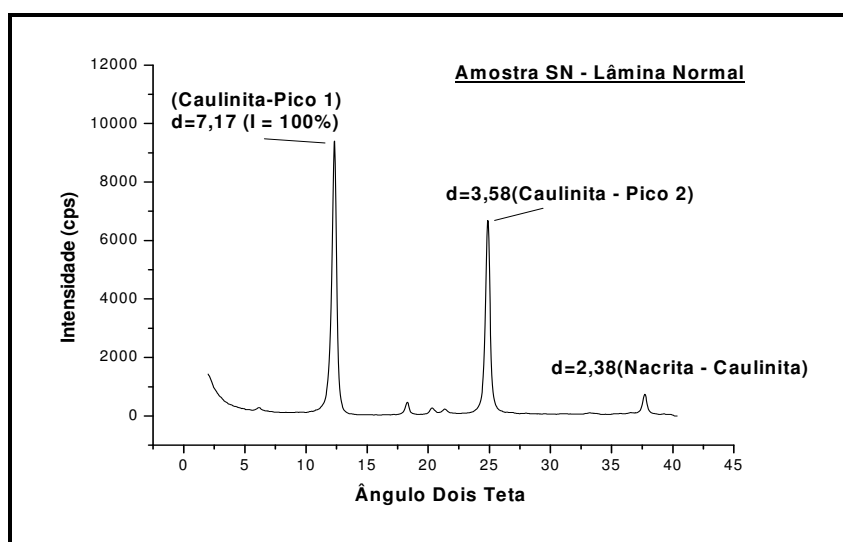


Figura 4.7: Difratograma da amostra SN (lâmina normal).

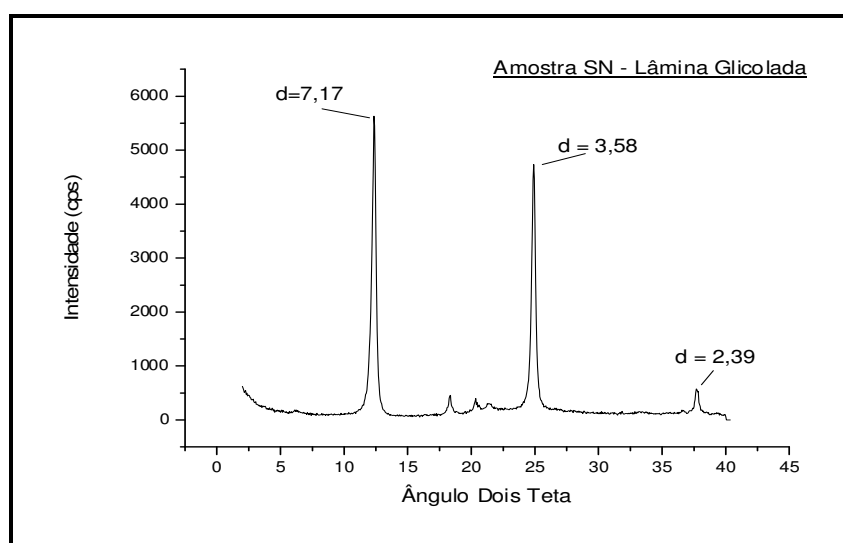


Figura 4.8: Difratograma da amostra SN (lâmina com etilenoglicol).

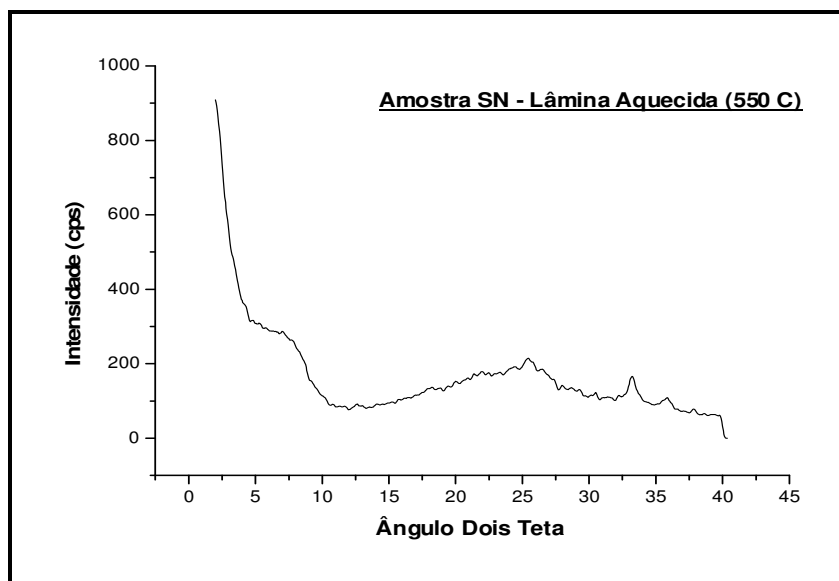


Figura 4.9: Difratograma da amostra SN (aquecida a 550 °C).

4.4 – Condutividade Hidráulica

Os resultados dos ensaios para determinação da condutividade hidráulica das amostras SN, SB, SCB estão na Tabela 4.10, na quantidade de 2 ensaios por amostra. Também inclui-se nesta tabela o resultado de um ensaio feito com uma amostra contendo 96% de solo natural, 3% de bentonita e 1% de cimento (porcentagens em peso seco), sendo denominada aqui de amostra SCB1. O propósito da constituição desta última amostra foi investigar um pouco melhor a influência do teor de cimento sobre este parâmetro.

Tabela 4.10: Resultados de condutividade hidráulica das amostras.

AMOSTRA	SN	SB	SCB	SCB1
1 - $K_{20^{\circ}\text{C}}$ (cm/s)	$4,748 E^{07}$	$7,310 E^{07}$	$4,714 E^{05}$	$9,133 E^{07}$
2 - $K_{20^{\circ}\text{C}}$ (cm/s)	$5,955 E^{07}$	$6,700 E^{07}$	$2,898 E^{05}$	---
Média - $K_{20^{\circ}\text{C}}$ (cm/s)	$5,351 E^{07}$	$7,005 E^{07}$	$3,806 E^{05}$	$9,133 E^{07}$

Comparando-se os resultados da Tabela 4.11, é possível observar que houve um certo crescimento no valor de K para a amostra SB em relação à amostra SN. Isto implica dizer que a adição da bentonita não trouxe o efeito desejado de diminuição deste parâmetro, mas sim de aumento.

Tal efeito deve estar relacionado com a maior aglutinação entre os grãos da amostra SN causada pela bentonita. Farnezi (2006), avaliando o K de uma outra amostra de solo laterítico com uma mistura de 3% da mesma Bentonita Kataz, observou alguma diminuição neste parâmetro, porém, como no caso presente, permanecendo na ordem de 10^{-7} cm/s. Esta mesma autora também determinou um Índice de Expansão Livre de 162% para a bentonita, o que indica sua qualidade como material expansivo, descartando-se a possibilidade de "má qualidade expansiva" deste material.

A amostra SCB apresentou aumento de K da ordem de 100 vezes em relação às amostras SN e SB, variando em duas ordens de grandeza (de 10^{-7} para 10^{-5} cm/s). Isto mostra o efeito depreciativo da adição de 3% de cimento sobre este parâmetro, fato que deve ser considerado para a construção do reaterro de cortinas verticais.

A amostra SCB1, por sua vez, não apresentou o mesmo aumento de K em relação às amostras SN e SB como a amostra SCB, permanecendo na ordem de 10^{-7} cm/s. Conclui-se então que o efeito de 1% de cimento sobre o K é bem menor que 3% (amostra SCB), e este fato também deve ser levado em consideração na construção de reaterros em cortinas verticais.

4.5 – Ensaio de Resistência

4.5.1 - Compressão Simples

As Figuras 4.10, 4.11 e 4.12 apresentam os resultados dos ensaios de compressão simples para as amostras SN, SB e SCB, respectivamente, sob a forma de curvas de tensão *versus* deformação.

Foram realizados três ensaios para cada amostra e como pode ser observado pelas curvas, houve boa correspondência entre os gráficos, principalmente para os níveis de tensão anteriores à ruptura.

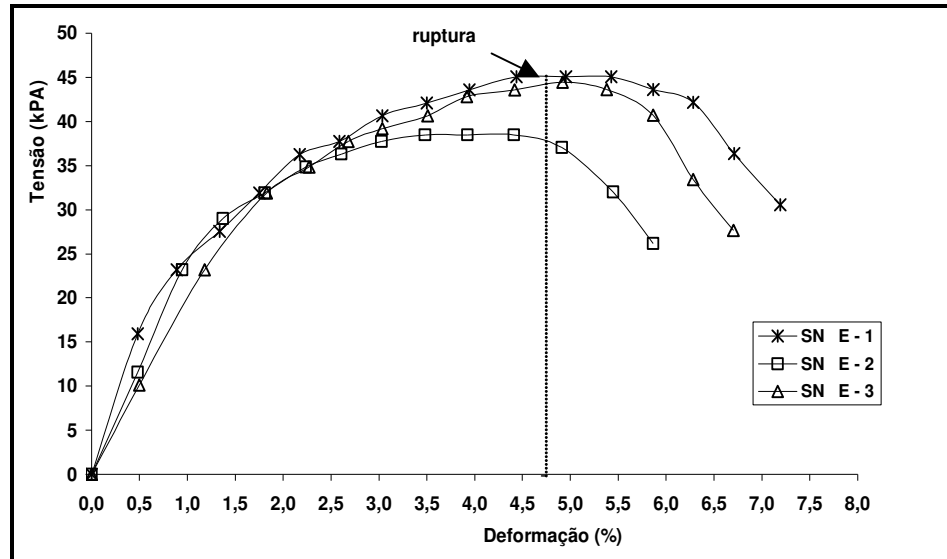


Figura 4.10: Gráfico da tensão *versus* deformação da amostra SN no ensaio de compressão simples.

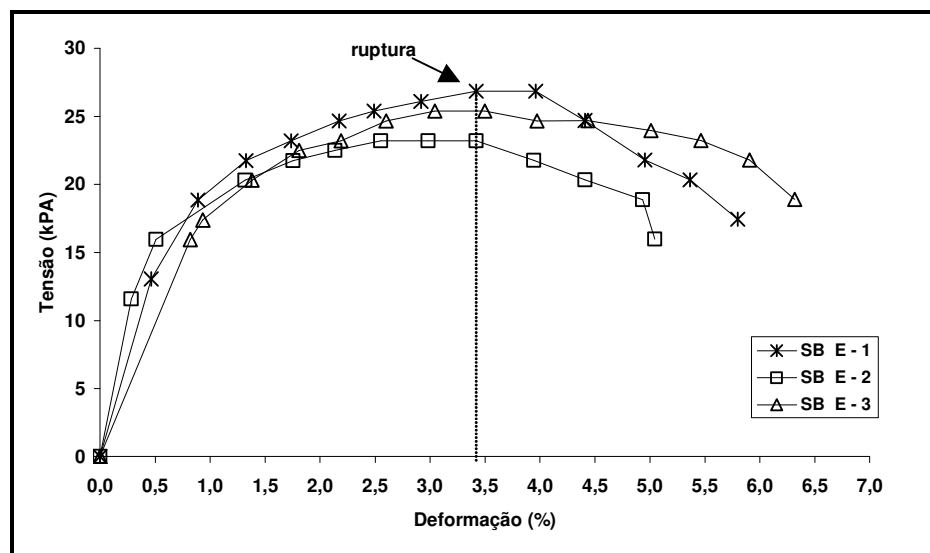


Figura 4.11: Gráfico da tensão *versus* deformação da amostra SB no ensaio de compressão simples.

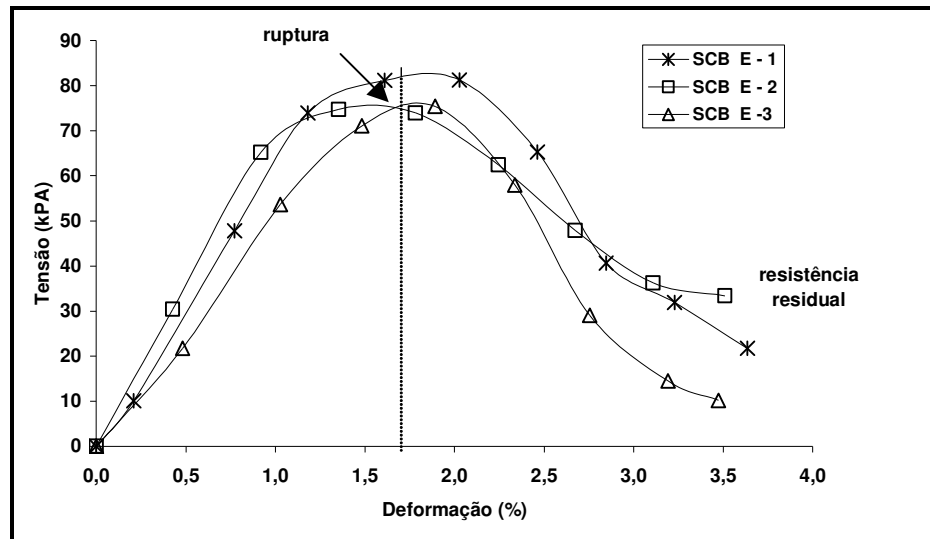


Figura 4.12: Gráfico da tensão *versus* deformação da amostra SCB no ensaio de compressão simples.

A Figura 4.13 mostra as curvas médias obtida dos três ensaios para cada uma das amostras estudadas. Elas foram obtidas através da média aritmética simples de alguns pontos das curvas situados em iguais deformações. Na Tabela 4.11 encontram-se os valores da resistência máxima média (R_c) dos três ensaios e do Módulo de Young (E) resultante da inclinação da reta ajustada à curva tensão-deformação inicial. Esse módulo foi obtido a 50% do R_c máximo, fato que leva em consideração um fator de segurança de campo.

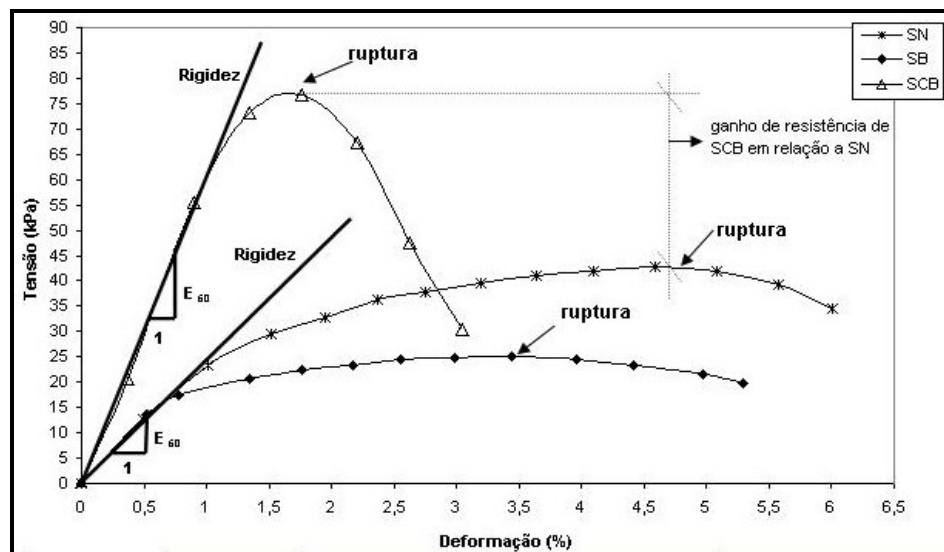


Figura 4.13: Gráfico da tensão *versus* deformação das amostras SN, SB e SCB no ensaio de compressão simples.

Tabela 4.11: Resultados do ensaio de compressão simples.

AMOSTRA	Rc (kPa)	E (kPa)
SN	42,66	2.370,0
SB	25,16	2.516,0
SCB	77,11	6.217,7

Ao se comparar às curvas das amostras SN e SB, observa-se que a deformação na ruptura para a amostra SN situa-se em torno de 4,75%, enquanto para a amostra SB está em 3,4 %. Conclui-se então que além de diminuir o valor de Rc da amostra SN, a adição de bentonita (amostra SB) também diminui a deformação na ruptura. Por outro lado, a curva da amostra SB mostra uma mudança abrupta de inclinação em torno de 0,75% de deformação e tensão de 17 kPa. Na curva da amostra SN esta mudança é mais gradativa. Especulando-se sobre a causa da mudança mais abrupta de inclinação da amostra SB, chegou-se à hipótese de que a bentonita presente forneceria ao solo uma coesão. Segundo esta hipótese, a tensão de 17kPa teria sido suficiente para romper as agregações dos grãos dadas pela bentonita. Ressalta-se o fato de que em laboratório a agregação dos grãos da amostra SB em relação à amostra SN é bastante visível.

Já a amostra SCB apresenta um Rc de 77,11 kPa, rompendo-se em apenas 1,65% de deformação.

Realizando-se comparações entre os valores da Tabela 4.12, nota-se que o valor de Rc da amostra SB é praticamente 1,7 vezes menor que o da amostra SN, o que demonstra a queda de resistência causada pela adição de 3% de bentonita à esta última. Por outro lado, o valor de Rc da amostra SCB é 3,1 e 1,81 vezes maior que as amostras SB e SN, respectivamente, o que comprova o aumento de resistência dada pelo cimento.

Pelos valores de Rc é possível classificar o material quanto à sua consistência, conforme a Tabela 3.5. Segundo esta tabela, as amostras SN e SB apresentam consistência mole, e a amostra SCB consistência média, fato

que mostra o efeito do cimento para o aumento de resistência das amostras SN e SB.

Comparando-se os valores de E da Tabela 4.12, observa-se que os valores das amostras SN e SB não são muito diferentes, havendo um pouco mais de rigidez para a amostra SB. Por outro lado, o valor de E da amostra SCB é quase o triplo das amostras SN e SB, o que comprova o aumento considerável de rigidez dado pela presença do cimento.

Outra observação em relação aos resultados dos ensaios de resistência à compressão simples se refere ao tipo de ruptura dos corpos-de-prova. A Figura 4.14, apesar de um pouco desfocada, ilustra o corpo-de-prova após a ruptura, mostrando que ela ocorre ao longo de um plano de cisalhamento inclinado em relação ao carregamento.

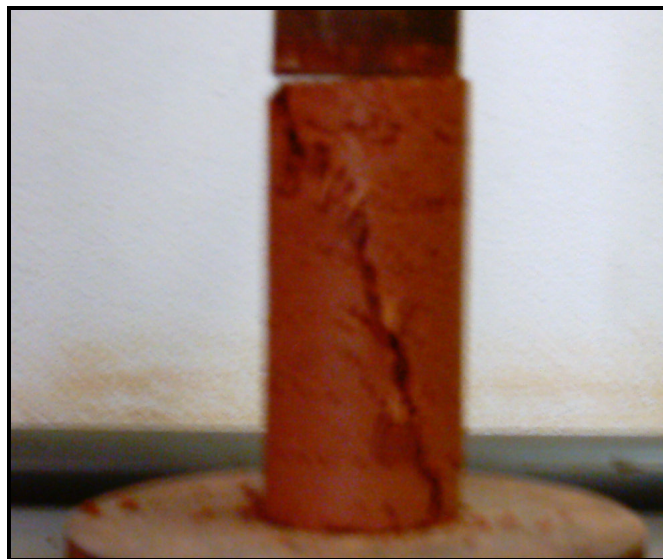


Figura 4.14: Corpo-de-prova na ruptura no ensaio de compressão simples

4.5.2 - Cisalhamento direto

Os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto são apresentados através de diagramas de tensões cisalhantes *versus* deslocamentos horizontais e dos respectivos deslocamentos horizontais *versus* deslocamentos verticais (Figuras 4.15 a 4.20).

As curvas das amostras SN e SB (Figuras 4.15 a 4.18) se referem às tensões normais aplicadas de 50, 100, 200 e 400 kPa. As curvas da amostra SCB, por sua vez, se referem somente às tensões normais de 200, 300 e 400 kPa. Nos ensaios com as tensões normais de 50 e 100 kPa para a amostra SCB, repetidos por várias vezes, não foi possível a obtenção de valores de deslocamento pois os corpos-de-prova sofreram deformações volumétricas inusitadas, expandindo-se acima da caixa de cisalhamento. A causa destas deformações ainda é desconhecida, devendo ser melhor investigada no futuro.

A Figura 4.15 mostra que para a amostra SN a resistência máxima mobilizada foi alcançada para um deslocamento horizontal próximo a 10 mm, para todas as tensões aplicadas. Na figura 4.16 observa-se que somente houve dilatação do corpo-de-prova para as tensões normais de 50 e 100 kPa, o julga-se ser um comportamento normal. Em baixos níveis de tensão normal há cavalgamento entre os grãos, com conseqüente dilatação. Altos níveis de tensão normal não permitem que haja esse cavalgamento, ocorrendo então uma reestruturação do solo e sua conseqüente compressão.

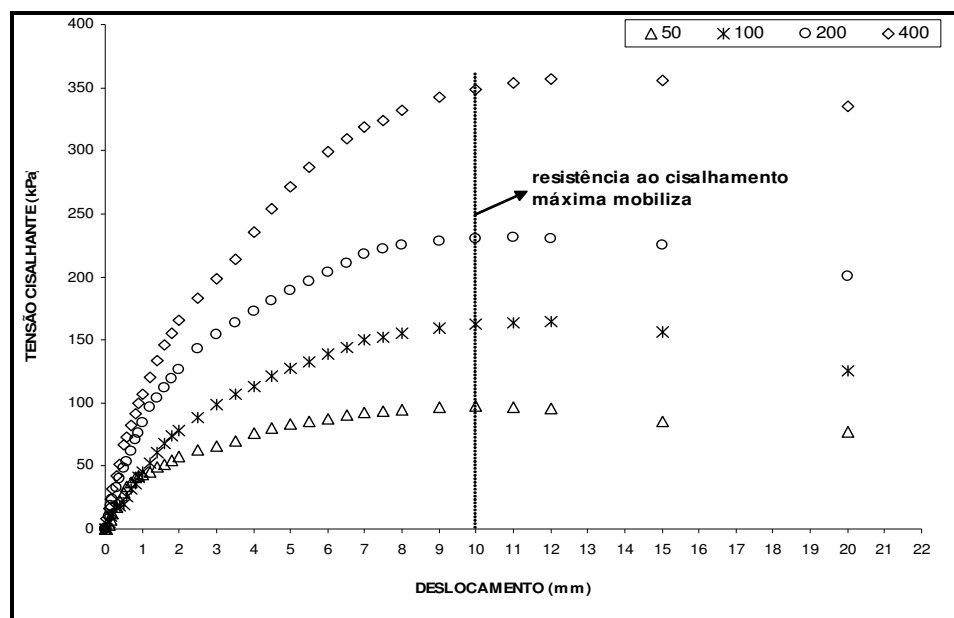


Figura 4.15: Gráfico da tensão cisalhante *versus* deslocamento da amostra SN no ensaio de cisalhamento direto.

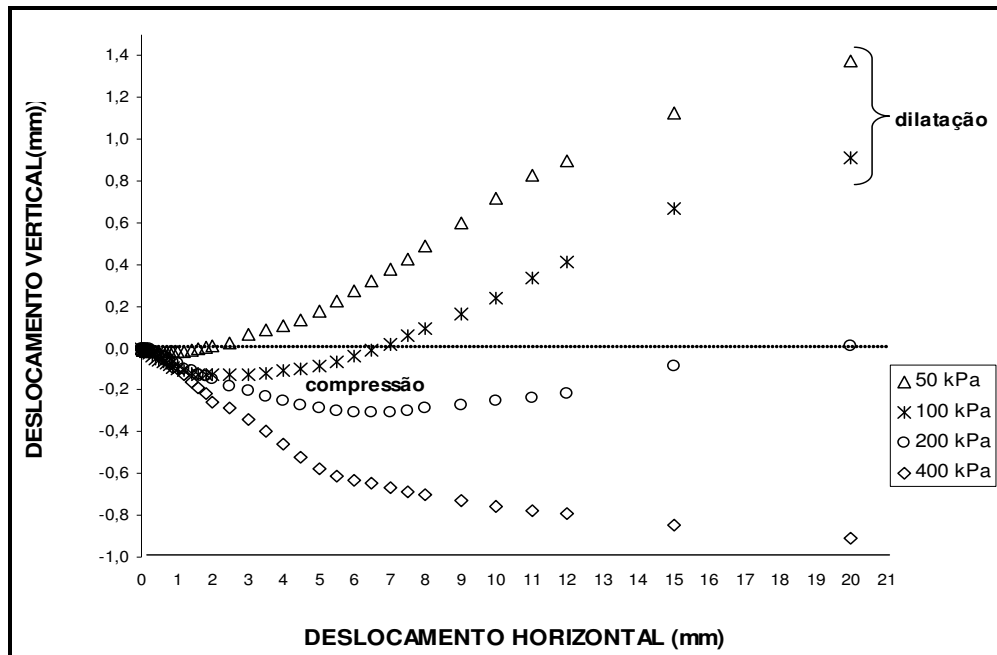


Figura 4.16: Gráfico do deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal da amostra SN no ensaio de cisalhamento direto.

As Figuras 4.17 e 4.18 apresentam os resultados da amostra SB. Na Figura 4.17 notam-se mudanças drásticas no comportamento das curvas das tensões normais de 50, 100 e principalmente 200 kPa em valores de deslocamento próximos a 1mm. Nas curvas, os pontos onde ocorrem estas mudanças recebem a denominação de pontos de plastificação. Normalmente eles indicam o valor de deslocamento a partir do qual há perda da cimentação dos grãos. No presente caso esta cimentação é bastante fraca e possivelmente foi dada pela bentonita.

Por outro lado, quando comparada com a amostra SN, sua rigidez foi maior, resultado igual ao apresentado nos ensaios de compressão simples (ver Tabela 4.11).

A Figura 4.18 mostra que no corpo-de-prova da amostra SB somente ocorreu dilatação para a tensão normal de 50 kPa, diferentemente da amostra SN. Possivelmente os grãos de argila facilitaram o rearranjo das partículas para as tensões de 100, 200 e 400 kPa, não permitindo dilatação.

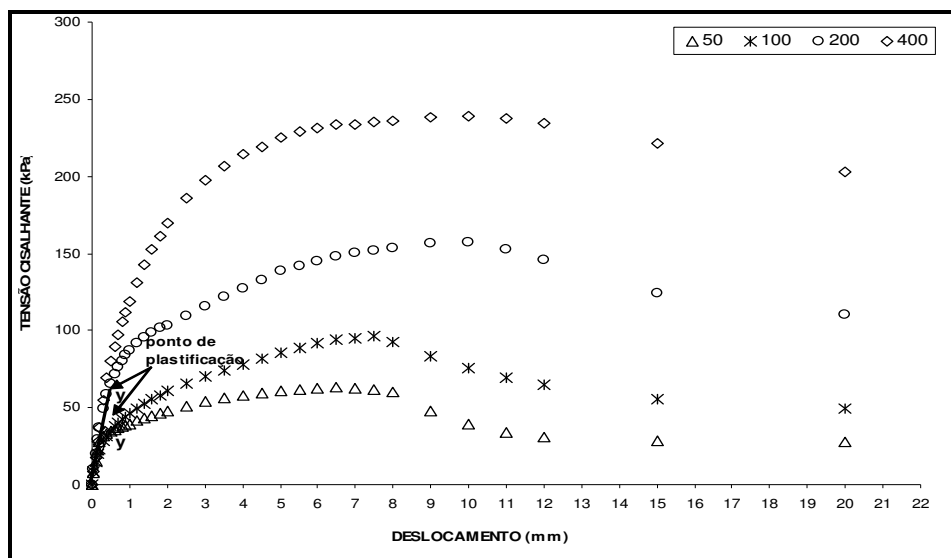


Figura 4.17: Gráfico da tensão cisalhante *versus* deslocamento da amostra SB no ensaio de cisalhamento direto.

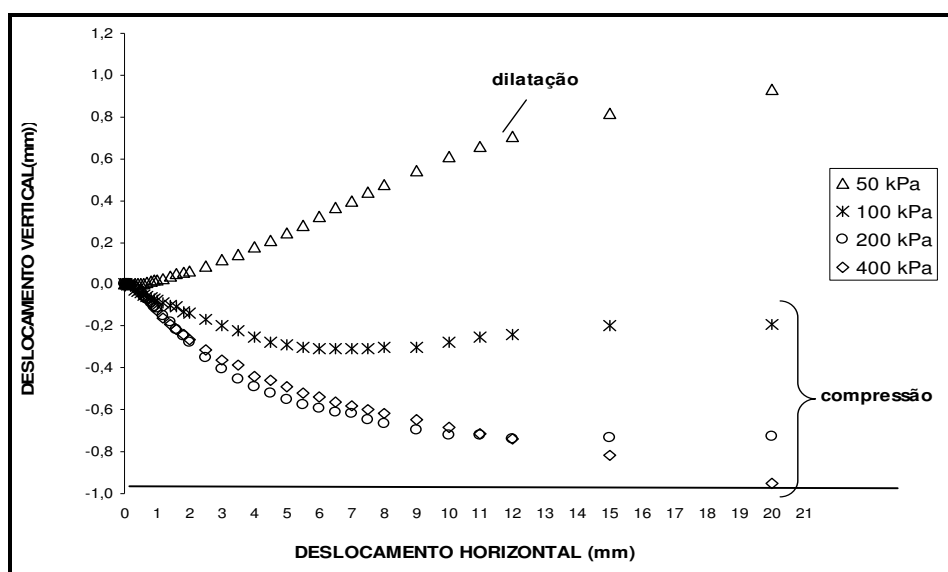


Figura 4.18: Gráfico do deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal da amostra SB no ensaio de cisalhamento direto.

As Figuras 4.19 e 4.20 mostram as curvas da amostra SCB, onde os pontos de plastificação são identificados. Comparando-se estes pontos com os da amostra SB (ver Figura 4.17), percebe-se que eles mudaram para valores de deslocamento horizontal da ordem de 1,5 mm. Tal efeito certamente está relacionado com a presença de cimento nesta amostra.

Nas curvas da Figura 4.19 também nota-se mudança de comportamento a partir do ponto de mobilização máxima da resistência, que para todas as curvas ocorre próximo ao deslocamento de 8 mm. Possivelmente antes da mobilização da resistência máxima tinha-se um material "áspero" ou em "polimento". Após essa mobilização, o material se rearranjou, tornando-se mais polido. Na Figura 4.20 observa-se que ocorreu somente compressão nos corpos de prova, resultado esperado para os altos níveis de tensão normal aplicados (200, 300 e 400 kPa).

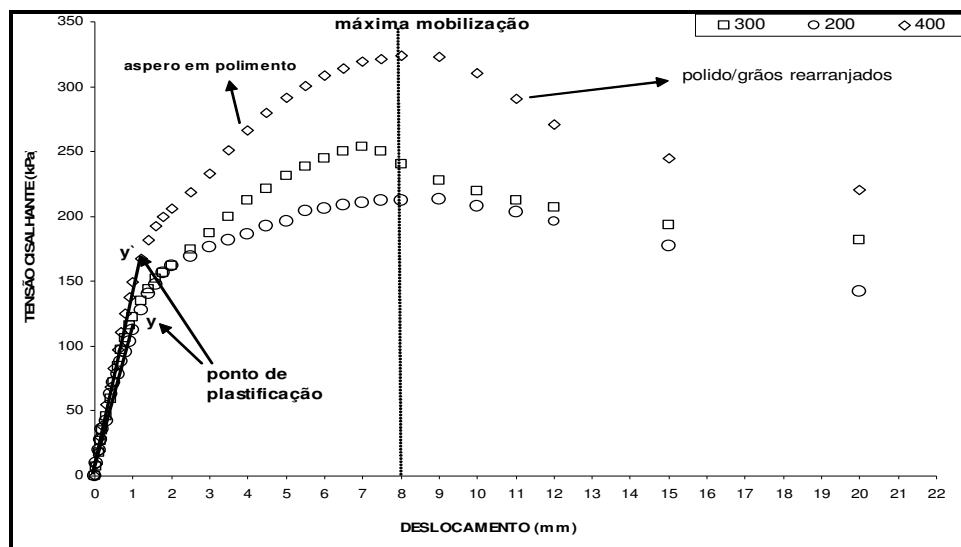


Figura 4.19: Gráfico da tensão cisalhante *versus* deslocamento da amostra SCB no ensaio de cisalhamento direto.

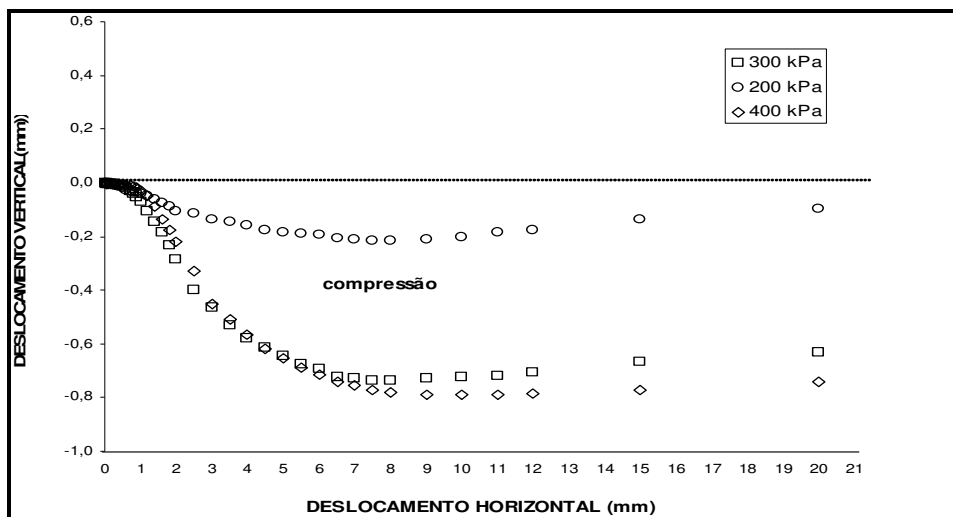


Figura 4.20: Gráfico do deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal da amostra SCB no ensaio de cisalhamento direto.

Para os resultados do ensaio de cisalhamento direto, o critério de ruptura utilizado foi o de Mohr-Coulomb. Nele a ruptura se dá quando a tensão cisalhante no plano de ruptura alcança o valor da tensão cisalhante de ruptura do material, o qual, por sua vez é uma função única da tensão normal neste plano.

Para uma faixa limitada de tensões, a envoltória de ruptura foi ajustada por uma reta, como mostra a Figura 4.21. O coeficiente angular desta reta que define o critério de ruptura é denominado de ângulo de atrito (ϕ) e sua contribuição para a resistência do solo é independente da tensão normal atuando no plano de ruptura. Por sua vez, o intercepto da reta nos eixos das ordenadas é a coesão (c) do solo.

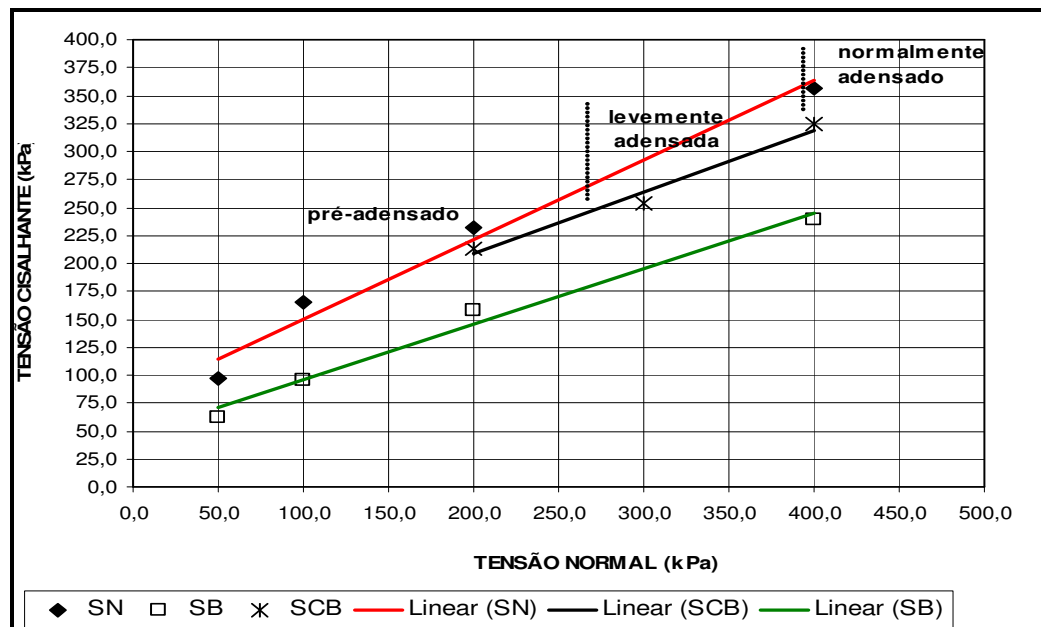


Figura 4.21: Envoltória Linear de resistência das amostras SN, SB e SCB.

Os parâmetros c e ϕ obtidos para todas as amostras através do critério de ruptura utilizado são apresentados na Tabela 4.12. Todos eles parecem ser coerentes para solos argilosos compactados. Como pode ser visto na Tabela 4.13, as maiores variações devido ao acréscimo de cimento e cimento+bentonita na amostra SN se dão para a coesão (c) e não para o ângulo de atrito (ϕ).

Tabela 4.12: Parâmetros de coesão e ângulo de atrito das amostras.

AMOSTRAS	c (kPa)	Φ
SN	<i>79,59</i>	<i>35,35</i>
SB	<i>45,87</i>	<i>26,56</i>
SCB	<i>97,35</i>	<i>28,81</i>

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho teve como foco principal o estudo do comportamento hidráulico, mecânico e físico-químico de misturas de um solo laterítico com bentonita e com bentonita e cimento, para utilização como material de preenchimento de cortinas verticais na contenção de efluentes líquidos.

Foram avaliadas características físicas, químicas e geotécnicas desses materiais e propriedades hidráulicas e de resistência. A bentonita, com o propósito de diminuir a condutividade hidráulica e o cimento de aumentar a resistência e a rigidez.

Dentro desse contexto são apresentadas a seguir as principais conclusões obtidas e, também, sugestões para pesquisas futuras.

5.1 – CONCLUSÕES

5.1.1 - Ensaios de Caracterização

De forma geral, as principais observações feitas nestes ensaios são descritas a seguir:

- A adição da bentonita (amostra SB) não alterou significativamente a quantidade de argila do solo laterítico (amostra SN). Porém, com a adição de cimento e bentonita (amostra SCB), o teor de argila diminuiu em 15%. Infere-se que a adição de cimento causou agregação/floculação nesta amostra, argumentação esta, consubstanciada pela diminuição do K, nesta amostra.
- Com ao acréscimo da bentonita houve aumento da plasticidade e da atividade da amostra SN. Já com a bentonita e cimento junto (amostra SCB), esse aumento mostrou-se pouco significativo, principalmente para a plasticidade.

- Os ensaios de compactação mostraram que a adição de bentonita e cimento praticamente não exerceram influência sobre as características de compactação do solo em estudo.
- A adição de 3% de bentonita na amostra SN fez aumentar o pH em água de 5,35 para 7,0 e quando se adiciona apenas 0,5% de cimento na amostra SB o pH se eleva de 7,0 para 10,11. Foi observado, também, que a partir da adição de 3% de cimento a variação do pH diminui, mantendo-se praticamente constante. Como era esperado, a adição de qualquer porcentagem de cimento faz com que o pH do solo natural que é ácido se torne alcalino.
- Os resultados da difratometria de Raios-X , da determinação da capacidade de troca catiônica e superfície específica revelaram a predominância de caulinita na fração fina do solo coletado. A presença desta argila é compatível com solos laterizados, como no caso do solo presente (observação de campo).
- O ensaio de dosagem físico-química de cimento mostrou que a quantidade suficiente para a estabilização físico-química do solo coletado situa-se na casa de 9% (peso seco). Como a quantidade de cimento adicionada para se constituir a amostra SCB foi de 3%, conclui-se que esta amostra não se encontra totalmente equilibrada com o cimento. Na prática isto significa dizer que ainda resta margem para a adição de cimento na amostra, com conseqüente aumento nas propriedades de resistência e rigidez.

5.1.2 - Ensaio de Condutividade Hidráulica

Os ensaios revelaram que a adição da bentonita não trouxe o efeito desejado de diminuição significativa de condutividade hidráulica para o solo coletado (amostra compactada), na medida em que ambos permaneceram na casa dos 10^{-7} cm/s. Tal efeito deve estar relacionado com a aglutinação entre os grãos da amostra SN causada pela bentonita. De qualquer forma, o valor de 10^{-7} cm/s já pode ser considerado baixo por si somente.

A amostra SCB apresentou aumento de K da ordem de 100 vezes em relação às amostras SN e SB, variando em ordem de grandeza de 10^{-7} para 10^{-5} cm/s. Isto mostra que a adição de cimento na quantidade de 3% teve um efeito depreciativo neste parâmetro quando considera-se o uso deste material em cortinas verticais, o que torna necessário a investigação de outras proporções de cimento.

5.1.3 - Ensaio de Resistência

Os resultados do ensaio de compressão simples mostraram que a adição da bentonita, além de diminuir o valor da resistência máxima (R_c) da amostra SN, também diminui o nível de deformação na ruptura.

Por outro lado, o valor de R_c da amostra SCB é bem maior que os das amostras SN e SB, fato que comprova o aumento de resistência dada pelo cimento. O cimento também aumenta consideravelmente a rigidez, como mostrado pelo aumento no valor do módulo de Young (módulo de elasticidade), que é praticamente três vezes maior que o das amostras SN e SB.

Em vista de todos os resultados obtidos e da possível utilização dos materiais estudados para o reaterro de cortinas verticais para contenção de efluentes líquidos, chama-se à atenção para as vantagens e desvantagens da aplicação da bentonita e do cimento, como se segue nos parágrafos seguintes.

Considerando-se os esforços atuantes nas cortinas, se por um lado o cimento aumenta a resistência e a rigidez do solo, por outro a bentonita as diminui.

O ganho de resistência proporcionado pelo acréscimo de 3% de cimento foi considerável e deverá ser melhor analisado num contexto de aplicação, como, por exemplo, em simulações numéricas.

Em termos de redução da condutividade hidráulica, a aplicação de bentonita em amostras compactadas não surtiu efeito. Por sua vez, a aplicação

de 3% de cimento fez aumentar em, aproximadamente, 100 vezes este parâmetro, o que demonstra o impacto deste aditivo.

Ao mesmo tempo, com a proporção de 1% (amostra SCB1) a condutividade hidráulica permaneceu na mesma ordem das amostras SN e SB (10^{-7} cm/s). Em vista disto, sugere-se que o ganho de resistência proporcionado pela quantidade de 1% de cimento seja avaliado.

Contudo, no que concerne ao solo estudado, o uso de bentonita nesta proporção não pareceu ser adequado para fins de uso como material de reaterro em cortinas verticais.

5.2 – Sugestões para Estudos Futuros

Em pesquisas futuras são sugeridos os seguintes estudos:

- Microscopia eletrônica de varredura nas misturas, para melhor avaliação das interações das partículas de solo, bentonita e cimento. Aqui a hipótese da "cimentação" provada pela bentonita deverá ser investigada.
- Variação do grau de compactação e conseqüente diminuição do índice de vazios, mantendo se constante o teor de bentonita.
- Avaliação da resistência, compressibilidade e condutividade hidráulica de misturas deste solo com 1, 6 e 9% de cimento;
- Avaliação da relação porcentagem de cimento versus condutividade hidráulica e correlação destes dados com os respectivos parâmetros de resistência destas misturas;
- Simulações numéricas de possíveis cenários construtivos de cortinas verticais utilizando-se dos parâmetros obtidos em laboratório. Os esforços atuantes nestes cenários devem ter como contorno as tensões verticais e horizontais devido ao maciço escavado, e a compressão devido ao peso próprio da cortina.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (1984) Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica NBR 6508. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP.

ABNT (1984) Solo – Determinação do limite de liquidez NBR 6459. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP.

ABNT (1984) Solo - Análise Granulométrica NBR 7181. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP.

ABNT (1984) Solo - Ensaio de Compactação NBR 7182. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP.

ABNT (1994) Solo – Determinação do Limite de Plasticidade NBR 7180. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP.

ABNT (1996) Projeto e Execução de Fundações NBR 6122. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP.

ABNT (2000) Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável NBR 14545. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP.

ABNT (1986) Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização NBR 6457. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP.

ANDERSON, S. A.; HEE, B. H. (1995). Hydraulic Conductivity of Compacted Lateritic Soil With Bentonite Admixture. *Environmental & Engineering Geoscience*, vol. 1, n. 3, Fall 1995, pp. 299 – 312.

- ANDROMALOS, K. B.; FISHER, M. J. Design and Control of Slurry wall backfill Mixes for Groundwater containment.
- ASTM - Norma Americana D 3080-90 - "Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions".
- BAXTER, D. Y. (2000). Mechanical behavior of Soil-Bentonite Cutoff Walls. Tese (Doutorado). Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University. 14 abril de 2000.
- Bentonita. www.dnprm.gov.br. Acessado em maio de 2005.
- BRODERICK, G. P.; DANIEL, D. E. (1990). Stabilizing Compacted Clay Against Chemical Attack. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol 116, n. 10.
- CAMARGO, O. A.; MONIZ, A. C.; JORGE, J. A.; VALADARES, J. M.A.S. (1986). *Métodos de Análise Química, Mineralógica e Física de Solos do Instituto agrônomo de Campinas*. Governo do Estado de São Paulo. Secretária de Agricultura e Abastecimento, coordenadoria da pesquisa agropecuária. Instituto Agrônomo.
- CARDOSO, F. B. F.; MARTINS, E. S.; CARVALHO, J. C. (1998). A evolução pedológico-química e suas influências nas propriedades físicas dos solos profundamente intemperizados do Distrito Federal. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, XI., Brasília, 1998. *Anais*. vol 1, p 51-57.
- CAREY, M.J.; FISHER, M. J.; DAY, S. R. (1997). Case study installation of a soil-bentonite cutoff wall through an abandoned coal mine (grove city, Pa). In: INTERNATIONAL CONTAINMENT TECHNOLOGY CONFERENCE ANDEXHIBIT.st. Petersburg, Flórida, February 1997.
- CASANOVA, F. J.; CERATTI, J. A.; RODRIGUES, M. G. M. (1992). Procedimento para a dosagem físico-química do solo-cimento. In: REUNIÃO DE PAVIMENTAÇÃO, 25. Aracaju, Sergipe. Outubro de 1992.

- DANIEL, D. E. (1987). Hydraulic Conductivity tests for clay liners. Geotechnical and Geohydrological Aspects of Wast Management.
- D'APPOLONIA, D. J. and RYAN, C. R. (1979). Soil Bentonite Slurry Cut-off Walls. In: GEOTECHNICAL TECHNICAL CONFERENCE, Chicago, IL, march 1979. www.geo-solutions.com. Acessado em abril de 2005.
- DAY, S. R. (1993). The compatibility of Slurry Cutoff Wall Materials with contaminated Groudwater. Hidraulic Conductivity and waste contaminate transport in soils. ASTM STP 1142. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Philadelphia, 1993.
- DAY, S. R.; RYAN, C. R.; FISK, G. (2001). Innovative Slurry Trench Methods for the Rehabilitation of small Dams. In: ANNUAL MEETING, ASSOCIATION OF STATE DAM SAFETY OFFICIALS, Salt Lake City, UT, September 2001.
- DEMATTE, J.O.I. (1989) *Curso de Gênese e Classificação de Solos*. Centro Acadêmico Luiz de Queiroz, ESALQ, Universidade de São Paulo, Piracicaba.
- DNER – IE (1994). Solos coesivos – determinação da compressão simples de amostras indeformadas.
- EPA – Environmental Protection Agency (1998). Evaluation of Subsurface Engineered Barriers at Wast Sites. www.epa.gov . Acessado em abril de 2005.
- EVANS, J.; RYAN, C. R. (2005). Time-Dependent behavior of Soil-Bentonite Slurry Wall Backfill. In: GEO – INSTITUTE CONGRESS E GEOSYNTHETICS CONFERENCE, Austin TX, january, 2005.
- FARNEZI, M. K. (2006). *Alternativa de melhoramento técnico de solos tropicais para uso em sistemas basais de selagem, através da bentonita*. Dissertação de Mestrado – Escola de Minas – UFOP (no prelo).

- GLEASON, M. H.; DANIEL, D. E.; EYKHOLT, G. R. (1997). Calcium and Sodium Bentonite for Hydraulic Containment applications. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 123, n 5, 1997.
- GOMES, R. L.; RODRIGUES, J. E. (1998). Estimativas de propriedades geotécnicas de solos em perfis de alteração pela adsorção de azul de metileno – região de Campinas/ S.P. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA. XI., Brasília, 1998. *Anais*. Vol. 1, p. 109 – 116.
- GOPINATH, T. R.; CRUZ, V. C. A.; FREIRE, J. A. (2003). Estudo comparativo da composição química e as variedades de argilas bentoníticas da região de Boa Vista, Paraíba. *Revista de Geologia*, vol. 16, n. 1, 35 – 48. www.revistageologia.ufc.br. Acessado em junho de 2005.
- HEAD, K. H. (1998). *Manual of Soil Laboratory Testing*. Pentech Press, 2 vol., london, UK. 1984, 440p.
- LAMBE, T. W. (1958). The Engineering Behaviour of Compacted Clay. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. ASCE.
- LAMBE, W.T. & WHITMAN, R.V. (1979). *Soil Mechanics*, SI Version. John Wiley & Sons, New York, USA, 553 p.
- MACHADO, S. L.; MACHADO, M. F. C. (2002). *Mecânica dos solos II: conceitos introdutórios*. 2. ed. Salvador.
- MELF, A. J. (1994). Lateritas e processos de laterização. (*Aula inaugural*). ESSC.USP, São Carlos.
- MESRI, G.; OLSON, R. E. (1971) Mechanisms Controlling the Permeability of Clays. *Clay and Clays Minerals*, 1971, vol 19, pp. 159 – 165.
- MITCHELL, J. K. (1993). *Fundamentals of soil Behavior*, ed. 2, John Wiley & Sons. New York.

- MORAES, J. A. P.; MARRA, A. J. L.B. (1995). Resíduos Industriais e seu Impacto Ambiental – Uma Avaliação Hidrogeológica. In: SIMPÓSIO SOBRE BARRAGENS DE REGEITOS E DISPOSIÇÃO DE RESÍDUOS. 3. Ouro Preto, Minas Gerais, 2005. *Anais*.
- NOBRE, R. C. M.; NOBRE, M. M. M. (2002). Natural Attenuation of chlorinated solvents in soil and groundwater. In: PROCEEDINGS OF THE FOURTH INTERNATIONAL CONGRESS ON ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS. 4. Rio de Janeiro. Brasil, 2002. *Anais*.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D.F. (1995). *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos*, São Paulo. Ed Villibor.
- NOGUEIRA, J. B. (1995). *Mecânica dos Solos – Ensaio de Laboratório*. Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Geotecnia.
- NUNES, F.P.; TSUTSUMI, M.; PEIXOTO, R.A.F; AFFONSO, H.M. (2000). Estudo da Influência do Teor de Cimento na Resistência Mecânica de misturas em Solo-Cimento Aditivado.
- PALMIERI, F.; LARACH, J.O.I. (1998). Pedologia e geomorfologia. In: Guerra, A. J. T. ; Cunha, S. B. *Geomorfologia e Meio Ambiente*. ed. Bertrand Brasil. Cap. 2, p. 59 - 94.
- PANDIAM, N. S.; NAGARAJ, T. S.; SIVAKUMAR BABU, G. L. (1993). Tropical Clays. I: Index Properties and Microstructural Aspects. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 119, n. 5, 1993.
- PANDIAM, N. S.; NAGARAJ, T. S.; SIVAKUMAR BABU, G. L. (1993). Tropical Clays. II: Engineering Behavior. *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 119,n. 5, 1993.
- PEJON, O. J.; (1992). Mapeamento Geotécnico da Folha de Piracicaba – SP (escala 1: 100.000): estudo de aspectos Metodológicos, de caracterização e

- de apresentação dos atributos. Tese (Doutorado). Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia.
- PESSOA, F. H. C. (2004). Análises dos solos de Urucu para fins rodoviários. Dissertação (Mestrado). Universidade de Brasília.
- PETRUCCI, E. G. R. (1980). Concreto de Cimento Portland. Ed. Globo, Porto Alegre, RS.
- PINTO, C. S. (2002). Curso básico de Mecânica dos Solos. 2 ed. São Paulo, ed. Oficina de textos.
- RYAN, C. R.; DAY, S. R. (2002). Soil - Cement - Bentonite Slurry Walls. In: INTERNATIONAL DEEP FOUNDATION CONGRESS, GSP N. 116 AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, Orlando, FL, February 2002.
- RYAN, C. R.; DAY, S. R. (2003). Soil – Bentonite slurry wall specifications. In: PAN AMERICAN CONFERENCE ON SOILS MECHANICS & GEOTECHNICAL ENGINEERING, Geo – Institute and MIT, Cambridge, Ma, June 2003.
- SAES, J. L. (1990). Estacas Escavadas com Lama Bentonítica. *Fundações - Teoria e Prática*. São Paulo, 2. ed, editora Pini.
- SANTOS, P. S. (1992). *Ciência e Tecnologia das argilas*. 2 ed. Vol 1, ed. Edgard Blucher LTDA.
- SILVA, L. F. (1995). *Solos tropicais: aspectos pedológicos, ecológicos e de manejo*. São Paulo. Terra Brasilis.
- SHACKELFORD, C.D. (1994) Waste-soil interactions that alter hydraulic conductivity. In: *Hydraulic Conductivity and waste contaminant Transport in Soil*. ASTM STP 1/42, Philadelphia.

SHACKELFORD, C. D.; JEFFERIS, S. A. (2000). Geoenvironmental engineering for in situ remediation. In: GEOENG. Melbourne, Australia, 2000. Preprint.

SHARMA, H. D.; LEWIS, S. P (1994). *Waste Containment Systems, Waste Stabilization, and landfills: Design and Evaluation*. New York. Cap. 7 p. 321 – 367. Willy – Interscience Publication.

SUTHERSAN, S. S. (1999). In situ Reactive walls. In: CRc Press LLC.1999. Cap 7. ed.

TOLEDO, M.C M., OLIVEIRA, S. M. B.; MELF, A. J. (2000). Intemperismo e formação do solo. In: Teixeira, W. *et al. Decifrando a Terra*. São Paulo. Ed oficina de Textos. Cap., p. 140 - 165.

VARGAS, M. (1977). Introdução à Mecânica dos Solos. Mcgraw-Hill do Brasil, 507 p.

ZULRITZ, C. (2004). Slurry Walls as a construction technique.

www.clicengenharia.com.br. Acessado em março de 2006.