



COPPE/UFRJ

COMPORTAMENTO HIDROMECAÂNICO DE COMPÓSITO SOLO-FIBRA

Deize Soares Curcio

Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

Orientadores: Márcio de Souza Soares de Almeida
Maurício Ehrlich

Rio de Janeiro
Novembro de 2008

COMPORTAMENTO HIDROMECAÂNICO DE COMPÓSITO SOLO-FIBRA

Deize Soares Curcio

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE) DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida, Ph.D.

Prof. Maurício Ehrlich, D.Sc.

Prof. Maria Claudia Barbosa, D.Sc.

Prof. Laura Maria Goretti da Motta, D.Sc.

Prof. Romero César Gomes, D.Sc.

Prof. Nilo César Consoli, Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

NOVEMBRO DE 2008

Curcio, Deize Soares

Comportamento Hidromecânico de Compósito Solo-fibra / Deize Soares Curcio. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2008.

XX, 149 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Márcio de Souza Soares de Almeida

Maurício Ehrlich

Tese (doutorado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2008.

Referencias Bibliográficas: p. 142-149.

1. Solo reforçado. 2. Fibras de PET. 3. Comportamento hidráulico e mecânico. I. Almeida, Márcio de Souza Soares de et al II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

MÃE,

*Dedico este trabalho especialmente a você,
pela grandiosidade e riqueza de sua alma.*

AGRADECIMENTOS

Aos professores Márcio Almeida e Maurício Ehrlich, não só pela orientação, mas também pelo apoio e pela amizade dedicados ao longo de todo o trabalho.

Aos funcionários e técnicos do Laboratório de Geotecnia, em especial aos amigos sempre presentes e dispostos a ajudar, Serginho, Hélcio, Carlinhos, Mauro, Bororó, Glória, Gil, Edu, Salviano, Luís Almeida, Rocha e Alice.

Agradeço também aos funcionários da Secretaria Acadêmica do PEC, em especial à querida Bete, sem a qual eu perderia todos os períodos de matrícula.

Aos queridos amigos que passaram pelo Mestrado ou pelo Doutorado enquanto eu lá estava e que continuam em minhas lembranças. Também àqueles que ainda estão lutando pelos seus títulos, obrigada pela amizade e momentos de descontração. Agradecimentos especiais ao Silvio, ao Petrônio, ao Maurício, ao Renilson, à Ana Júlia, à Ana Paula, à Helena, ao Mário Nacinovic.

Agradeço especialmente à minha grande e querida amiga Marcela pela amizade, pelo apoio, pelo carinho. Iniciamos o curso quase na mesma época e quis o destino que terminássemos juntas. Merecíamos uma formatura!!! Você será minha eterna amiga!

Ao estagiário William Koeller pela ajuda técnica e amizade.

Aos professores membros da banca examinadora pelas considerações feitas que muito ajudaram no enriquecimento da tese.

Ao Laboratório de Microscopia Eletrônica do IME, na pessoa do meu eterno amigo Léo Gomes que ajudou na realização e análise das microscopias eletrônicas.

À Embrapa, na pessoa do querido amigo Sylvio, pelos ensaios de caracterização físico-química do solo.

Ao Núcleo de Catálise da Escola de Química da UFRJ, ao Instituto de Macromoléculas da UFRJ, ao Laboratório de Instrumentação Nuclear do PEN (na pessoa do amigo Edson).

À Ecofabril e à Bayer pelo fornecimento dos materiais.

Aos meus ex-chefes da SEEL Engenharia e Comissão Regional de Obras da 1ª Região Militar e também aos atuais chefes que além de grandes incentivadores, nunca fizeram objeção quando necessitei utilizar o horário de trabalho para me dedicar à pesquisa.

Agradeço também aos amigos da CRO/1 pela força e pela amizade em todos os momentos.

Ao meu pai e às minhas irmãs agradeço pelo incentivo, pela torcida carinhosa e por terem acreditado que eu chegaria ao fim.

À você, meu amor, agradeço sobretudo pela paciência e incentivo, principalmente nas horas de extremo cansaço.

Aos meus quatro tesouros, que de motivos para desistir, tornaram-se motivos para seguir em frente. Vocês são minha razão de viver e lutar pelo melhor. Amo vocês!

Finalmente, agradeço a você mãe, que se abdicou de sua família, sua casa, seus pertences, sua vida, para dedicar-se ao “quarteto fantástico”. Sem você eu jamais conseguiria conciliar tantas atividades. Você é realmente especial! Não esmorece nunca, raramente se chateia...quem dera ser eu metade do que és! Que Deus te abençoe e te conceda tudo o que merece. Te amo!

À Deus pelo melhor presente, a vida, que tem me ensinado a lutar pelo que é meu!

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil.

COMPORTAMENTO HIDROMECHANICO DE COMPÓSITO SOLO-FIBRA

Deize Soares Curcio

Novembro/2008

Orientadores: Márcio de Souza Soares de Almeida

Maurício Ehrlich

Programa: Engenharia Civil

Este trabalho apresenta um estudo do comportamento hidráulico e mecânico de amostras de solo compactado reforçado com fibras de PET reciclado. A condutividade hidráulica foi medida em amostras fissuradas e não fissuradas. A abertura de fissuras foi realizada através de compressão diametral em ensaio adaptado nesta tese. Os ensaios foram conduzidos com aplicação de tensões confinantes em níveis semelhantes aos encontrados em campo. Os resultados mostraram que a adição de fibras favorece o acréscimo da tensão de tração máxima do solo, retarda a abertura de fissuras e reduz a magnitude das mesmas, sem alterar as propriedades desejáveis na compactação e sem influenciar negativamente a condutividade hidráulica do solo quando utilizadas sob tensão confinante. Além disso, apresenta boa trabalhabilidade na mistura o que torna viável a utilização do compósito solo-fibra como barreira hidráulica.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor in Civil Engineering

HYDRAULIC AND MECHANIC BEHAVIOUR OF SOIL-FIBER COMPOSITE

Deize Soares Curcio

November/2008

Advisors: Márcio de Souza Soares de Almeida

Maurício Ehrlich

Department: Civil Engineering

This work presents a study on the hydraulic and mechanical behavior of compacted soil samples reinforced with recycled PET fiber. The hydraulic conductivity was measured in fissured and non-fissured samples. The opening of fissures was done by diametral compression. The tests were conducted under confined stresses based upon field levels. The results showed that the addition of fiber favors the increase of the tensile strength, delays the opening of fissures and reduces their magnitude. Nevertheless, the properties desirable for compaction are not altered, and there isn't negative influence on the hydraulic conductivity of the soil under confined stresses. The soil-fiber composite has a good mixture workability which makes its possible use as a hydraulic barrier.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO TRABALHO	1
1.2 OBJETIVOS.....	4
CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	6
2.1 SISTEMAS DE BARREIRAS	6
2.2 MECANISMOS DE FLUXO EM SOLOS SATURADOS	9
2.2.1 <i>Lei de Darcy</i>	9
2.2.2 <i>Condutividade hidráulica – aspectos teóricos</i>	10
2.2.3 <i>Fatores que influenciam a condutividade hidráulica</i>	12
2.2.4 <i>Fluxo em barreiras de solo compactado</i>	24
2.2.5 <i>Medida da condutividade hidráulica</i>	29
2.2.6 <i>Tipos de permeâmetros</i>	34
2.3 SOLOS REFORÇADOS COM MATERIAIS FIBROSOS	36
2.3.1 <i>Aspectos gerais</i>	36
2.3.2 <i>Tipos de fibras</i>	40
2.3.3 <i>Estudos de Solos Reforçados com Fibras Poliméricas</i>	43
2.3.4 <i>Estudos de Solos Reforçados com Outros Materiais Fibrosos</i>	74
2.3.5 <i>Comentários finais</i>	77
CAPÍTULO 3 - PROGRAMA EXPERIMENTAL	79
3.1 INTRODUÇÃO	79
3.2 MATERIAIS	80
3.2.1 <i>Solo</i>	80
3.2.2 <i>Fibra</i>	81
3.3 MÉTODOS	82
3.3.1 <i>Preparo da amostra</i>	82
3.3.2 <i>Caracterização física do solo</i>	82
3.3.3 <i>Caracterização físico-química do solo</i>	83
3.3.4 <i>Análise mineralógica do solo</i>	84

3.3.5	<i>Caracterização das fibras</i>	84
3.3.6	<i>Ensaio de compactação</i>	85
3.3.7	<i>Ensaio de adensamento</i>	85
3.3.8	<i>Tomografia computadorizada</i>	86
3.3.9	<i>Ensaio preliminares de condutividade hidráulica</i>	87
3.3.10	<i>Ensaio preliminares de compressão diametral</i>	88
3.3.11	<i>Ensaio hidromecânicos</i>	92
CAPÍTULO 4 - RESULTADOS E ANÁLISE DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS		97
4.1	CARACTERIZAÇÃO DO SOLO	97
4.1.1	<i>Análise granulométrica</i>	97
4.1.2	<i>Limites de Atterberg e Massa Específica</i>	98
4.1.3	<i>Densidade real dos grãos</i>	98
4.1.4	<i>Caracterização físico-química</i>	98
4.1.5	<i>Análise mineralógica</i>	100
4.1.6	<i>Caracterização geotécnica</i>	101
4.2	CARACTERIZAÇÃO DAS FIBRAS	101
4.3	ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO	103
4.4	ENSAIOS DE ADENSAMENTO	105
4.5	TOMOGRAFIA COMPUTADORIZADA	108
CAPÍTULO 5 - RESULTADOS E ANÁLISE DOS ENSAIOS HIDRÁULICOS E MECÂNICOS		112
5.1	ENSAIOS PRELIMINARES DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA	112
5.2	ENSAIOS PRELIMINARES DE COMPRESSÃO DIAMETRAL	115
5.2.1	<i>Análise da influência da membrana de látex</i>	116
5.2.2	<i>Análise da influência da tensão confinante</i>	118
5.3	ENSAIOS HIDROMECÂNICOS	123
5.3.1	<i>Ensaio complementares</i>	133
CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS		137
6.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	137
6.2	CARACTERIZAÇÃO DAS AMOSTRAS	138

6.3	COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS AMOSTRAS	138
6.4	COMPORTAMENTO HIDRO-MECÂNICO DAS AMOSTRAS.....	139
6.5	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	141
BIBLIOGRAFIA		142

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Estrutura de uma camada de caulinita (a) atômica; (b) simbólica (Santos, 1989).....	14
Figura 2.2: Estrutura simbólica de minerais com camadas 2:1 (a) esmectita com duas camadas de moléculas de água; (b) illita (Santos, 1989).....	15
Figura 2.3: Relação entre índices de vazios e coeficientes de permeabilidade (Lambe, 1969).....	16
Figura 2.4: Curva condutividade hidráulica x teor de umidade e curva de compactação de uma argila (Lambe, 1962).....	20
Figura 2.5: Fluxo em barreira de solo compactado – região com presença de macroporos (Benson e Daniel, 1994-a).....	24
Figura 2.6: Fluxo em barreira de solo compactado – região de fluxo contínuo (Benson e Daniel, 1994-a).....	24
Figura 2.7: Seção vertical aleatória de uma barreira – modelo uni-dimensional (Benson e Daniel, 1994-a).....	25
Figura 2.8: Representação de barreira de solo compactado – modelo tri-dimensional dos macroporos (Benson e Daniel, 1994-a).....	27
Figura 2.9: Representação do comportamento hidráulico da zona entre camadas (Benson e Daniel, 1994-a).....	27
Figura 2.10: Esquema do ensaio de carga constante – fluxo descendente (Head, 1982)	31
Figura 2.11: Esquema do ensaio de carga constante – fluxo ascendente (Head, 1982)	32
Figura 2.12: Esquema do ensaio de carga variável (Head, 1982).....	33
Figura 2.13: Representação das zonas ativa e resistente e ponto de máxima tração nos reforços de solos (Ehrlich, 1999).....	37

Figura 2.14: (a) Distribuição de tensões de cisalhamento na interface fibra-matriz; (b) tensões axiais na fibra (Michalowski e Zhao, 1996)	37
Figura 2.15: Representação do mecanismo (a) Mobilização de tensões em uma massa de solo reforçado (b) Sistemas com diferentes valores de rigidez relativa ($S_{i2} > S_{i1}$) (Ehrlich, 1999).....	38
Figura 2.16: Efeito das adição de fibras no peso específico aparente seco e na umidade ótima de um solo (Al-Wahab e El-Kedrah, 1995).....	45
Figura 2.17: Efeito dos ciclos de contração/expansão e da adição de fibras na resistência à compressão não confinada (Al-Wahab e El-Kedrah, 1995)	46
Figura 2.18: Relação entre a permeabilidade e a tensão confinante para amostra de solo-cimento fissurada com 0,2% de fibras (Allan e Kukacka, 1995)	47
Figura 2.19: Curvas tensão-deformação da matriz cimentada reforçada e não reforçada para tensão confinante de 60kPa (Prietto et al, 1999)	48
Figura 2.20: Resistência à compressão diametral da mistura solo-cal e do fibrossolocal, para 4% de cal, 0,25% de fibra e períodos de cura de 3, 7 e 28 dias (Lima et al, 1999)	49
Figura 2.21: Resistência à compressão simples da mistura solo-cal e do fibrossolocal, para 4% de cal, 0,25% de fibra e períodos de cura de 3, 7 e 28 dias (Lima et al, 1999)	50
Figura 2.22: Redução das fissuras x Teor de fibras (Miller e Rifai, 2000)	51
Figura 2.23: Condutividade hidráulica x Teor de fibras (Miller e Rifai, 2000)	52
Figura 2.24: Ensaio de compressão triaxial drenado das amostras sem fibras (Casagrande et al, 2002a)	53
Figura 2.25: Ensaio de compressão triaxial drenado das amostras com 0,5% de fibras (Casagrande et al, 2002a)	54
Figura 2.26: Comportamento tensão desvio – deformação axial – deformação volumétrica para diferentes teores de fibras (dados das fibras: $l = 24\text{mm}$, $\phi = 0,023\text{mm}$; tensão confinante – 60kPa) (Casagrande e Consoli, 2002b)	55

Figura 2.27: Comportamento tensão desvio – deformação axial – deformação volumétrica (0,5% de fibras, tensão confinante de 60kPa) – amostras com diferentes comprimentos de fibras (Casagrande e Consoli, 2002b).....	56
Figura 2.28: Comportamento tensão desvio – deformação axial – deformação volumétrica (0,5% de fibras de 24mm, sob tensão confinante de 60kPa) – amostras com diferentes diâmetros de fibras (Casagrande e Consoli, 2002b)	57
Figura 2.29: Curvas tensão x deformação axial e deformação volumétrica x deformação axial. (a) matriz cimentada (7% de cimento); (b) matriz cimentada reforçada com 0,5% de fibra tipo I (12mm de comprimento) (Specht et al, 2002)	58
Figura 2.30: Curvas tensão x deformação axial e deformação volumétrica x deformação axial de uma matriz cimentada reforçada com 0,5% de fibra tipo II (12mm de comprimento) (Specht et al, 2002)	59
Figura 2.31: Curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal para amostras reforçadas e não-reforçadas. (a) teor de fibras 0,10%; (b) teor de fibras 1% (Yetimoglu e Salbas, 2003)	60
Figura 2.32: Curva tensão x deslocamento horizontal obtidas de ensaios de cisalhamento em anel em amostras reforçadas e não-reforçadas, com fibras de diferentes espessuras (Consoli et al, 2005a)	61
Figura 2.33: Curva tensão x deslocamento horizontal obtidas de ensaios de cisalhamento em anel em amostras reforçadas e não-reforçadas, com diferentes densidades relativas (Consoli et al, 2005a)	62
Figura 2.34: Dados do ensaio de compressão isotrópica para amostras reforçadas e não-reforçadas (Consoli et al, 2005b).....	63
Figura 2.35: Comprimento final das fibras após ensaio de compressão isotrópica (Consoli et al, 2005b)	64
Figura 2.36: Efeito do comprimento das fibras na resistência à compressão não-confinada da argila misturada com fibras em diferentes teores e comprimentos (Kumar et al, 2005).....	65

Figura 2.37: Efeito da adição de areia na resistência à compressão não confinada da argila (Kumar et al, 2005).....	66
Figura 2.38: Efeito do comprimento das fibras na resistência à compressão não confinada da argila misturada com 10% de areia e diferentes teores de fibras (Kumar et al, 2005).....	66
Figura 2.39: Comparação entre os ensaios em amostras reforçadas e não-reforçadas com fibras de diferentes comprimentos sob tensão normal de 200 kPa (Consoli et al, 2007).....	67
Figura 2.40: Curvas tensão versus deformação: (a) amostras não-cimentadas reforçadas com fibras em diferentes teores; (b) amostras não reforçadas cimentadas com diferentes teores de cimento após 28 dias de cura; (c) amostras cimentadas com 5% de cimento reforçadas com diferentes teores de fibras após 28 dias de cura (Tang et al, 2007)	69
Figura 2.41: Curvas tensão e deformação volumétrica versus distorção para areia em ensaios triaxiais (a) compressão axial e (b) descarregamento lateral (Casagrande et al, 2008).....	71
Figura 2.42: Curvas tensão e deformação volumétrica versus distorção para areia-fibra em ensaios triaxiais (a) compressão axial, (b) descarregamento lateral e (c) p' constante (Casagrande et al, 2008)	73
Figura 2.43: Efeito do teor de umidade na contribuição das fibras para a resistência à compressão não confinada (fibras de polipropileno – 2% e 20mm de comprimento) (Maher e Ho, 1994)	74
Figura 2.44: Efeito do teor de fibras na resistência à tração dos materiais compósitos em diferentes teores de umidade (Maher e Ho, 1994).....	75
Figura 2.45: Efeito do teor de fibras na condutividade hidráulica do material compósito (Maher e Ho, 1994)	76
Figura 3.1: Área de coleta das amostras de solo.....	80
Figura 3.2: Esquema do ensaio de tração por compressão diametral.....	90
Figura 3.3: Esquema dos ensaios hidromecânicos	94

Figura 4-2: Imagens do solo obtidas em MEV	99
Figura 4-3: Difratoograma de raio-x do solo.....	100
Figura 4.4: Imagem das fibras obtida em microscópio stereo – aumento 14x	102
Figura 4-5: Imagens das fibras obtidas em MEV	103
Figura 4-6: Curvas de compactação do solo e das misturas solo-fibras.....	104
Figura 4.7: Curvas índice de vazios x logaritmo da tensão vertical aplicada	106
Figura 4.8: Condutividade hidráulica em função do índice de vazios para amostra sem fibras e com 1,5% de fibras	107
Figura 4.9: Imagens das amostras 01 e 02 por tomografia.....	109
Figura 4.10: Curva coeficiente de atenuação versus frequência da amostra 01	110
Figura 4.11: Curva coeficiente de atenuação versus frequência da amostra 02	110
Figura 5.1: Condutividade hidráulica média versus teor de fibras	113
Figura 5.3: Condutividade hidráulica versus índice de vazios	115
Figura 5.4: Curvas tensão de tração versus deformação vertical – amostras sem fibras	116
Figura 5.5: Curvas tensão de tração versus deformação vertical – amostras com 1% de fibras	117
Figura 5.6: Curvas tensão de tração versus deformação vertical para as amostras com fibras e com 1% de fibras	118
Figura 5.7: Curvas tensão desvio versus deformação vertical para amostras sem fibras – σ_c : 0, 50, 100 e 200kPa.....	119
Figura 5.8: Curvas tensão desvio versus deformação vertical para amostras com 1% de fibras – σ_c : 0, 50, 100 e 200kPa.....	120

Figura 5.9: Curvas tensão de tração versus deformação vertical sem aplicação de tensão confinante	121
Figura 5.10: Curvas tensão desvio versus deformação vertical - σ_c : 50kPa	121
Figura 5.11: Curvas tensão desvio versus deformação vertical - σ_c : 100kPa	122
Figura 5.12: Curvas tensão desvio versus deformação vertical - σ_c : 200kPa	122
Figura 5.13: Imagens das amostras após a abertura de fissuras por compressão diametral (a) amostra sem fibras (SF0); (b) amostra com 1% de fibras (CF0)	123
Figura 5.14: Curva tensão desvio versus deformação vertical – 1º grupo de ensaios..	125
Figura 5.15: Curva tensão desvio versus deformação vertical – 2º grupo de ensaios..	126
Figura 5.16: Condutividade hidráulica versus teor de fibras das amostras antes do ensaio de compressão diametral – amostras sem fissuras.....	127
Figura 5.17: Condutividade hidráulica versus teor de fibras das amostras após o ensaio de compressão diametral – amostras com fissuras	127
Figura 5.18: Ciclo de leituras de condutividade hidráulica para amostras sem fibras .	129
Figura 5.19: Ciclo de leituras de condutividade hidráulica para amostras com 0,5% de fibras	129
Figura 5.21: Ciclo de leituras de condutividade hidráulica para amostras com 1,5% de fibras	130
Figura 5.22: Condutividade hidráulica versus tensão confinante para todas as amostras – antes do ensaio de compressão diametral	131
Figura 5.23: Condutividade hidráulica versus teor de fibras de corpos-de-prova trincados – após ensaio de compressão diametral	131
Figura 5.24: Curvas deformação vertical versus condutividade hidráulica para todos os ensaios realizados – σ_c 100kPa – 1º grupo de ensaios	132

Figura 5.25: Curvas deformação vertical versus condutividade hidráulica para todos os ensaios realizados – σ_c 100kPa – 2º grupo de ensaios	132
Figura 5.26: Curvas tensão desvio versus deformação vertical dos ensaios hidromecânicos complementares.....	134
Figura 5.27: Curvas condutividade hidráulica x deformação vertical dos ensaios hidromecânicos complementares.....	135

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1: Valores recomendados para gradiente hidráulico máximo em função de k	22
Tabela 2-2: Classificação dos solos em função da condutividade hidráulica.....	23
Tabela 2.3: Propriedades físicas e mecânicas das fibras naturais.....	41
Tabela 2.4: Propriedades físicas e mecânicas das fibras minerais	42
Tabela 2.5: Propriedades mecânicas das fibras poliméricas.....	43
Tabela 3.1: Principais propriedades das fibras de PET	81
Tabela 4-1: Índices físicos do solo	98
Tabela 4.2: Propriedades físico-químicas do solo.....	98
Tabela 4.3: Propriedades das fibras de PET	101
Tabela 4-4: Ensaios de compactação.....	104
Tabela 4.5: Índices físicos das amostras para ensaios de adensamento	105
Tabela 4.6: Valores de condutividade hidráulica em função da tensão vertical aplicada	107
Tabela 4.7: Índices físicos da amostras para tomografia.....	108
Tabela 4.8: Coeficientes de atenuação	108
Tabela 5.1: Resultados dos ensaios preliminares de condutividade hidráulica.....	112
Tabela 5.2: Condições de moldagem para ensaios de avaliação da influência da membrana	116
Tabela 5.3: Condições de moldagem para os ensaios de avaliação da tensão confinante	119
Tabela 5.4: Condições de moldagem para os ensaios hidromecânicos	124

Tabela 5.5: Resultados de condutividade hidráulica	125
Tabela 5.6: Condições dos ensaios hidromecânicos complementares	133
Tabela 5.7: Condutividade hidráulica – ensaios complementares.....	134

INTRODUÇÃO

1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO TRABALHO

A preocupação com a proteção ao meio ambiente tem se tornado uma das principais inquietações da indústria e da sociedade contemporâneas. É crescente o desenvolvimento tecnológico visando a produção e o consumo, com a conseqüente geração de resíduos diversos em grandes quantidades. Ao mesmo tempo em que cresce o volume de resíduos gerados, cresce a preocupação com a destinação final dos mesmos, de maneira adequada e regulamentar, visando a minimização dos impactos causados ao meio ambiente.

Em aterros de disposição de resíduos geralmente são utilizadas barreiras físicas para limitação do escape de gases e líquidos. Em geral, estas barreiras são construídas de solo fino (geralmente de natureza argilosa), compactados, intercalados ou não com outros tipos de materiais, como os geossintéticos.

As barreiras hidráulicas – estruturas projetadas para minimizar o movimento de líquidos entre as camadas de solo subjacentes e águas superficiais e subterrâneas – além de aterros de disposição de resíduos, podem ser componentes de canais, pequenos lagos e barragens, proteção de vertedouros ao redor de tanques, entre outros elementos da engenharia. O líquido a ser contido tanto pode ser água “limpa” (sem contaminantes), quando proveniente de canais, lagos ou barragens, quanto água contaminada e elementos químicos, quando provenientes de aterros de resíduos domésticos e industriais, rejeitos de mineração, lagoas de estação de tratamento de esgoto, entre outras fontes.

Neste contexto, o objetivo principal das barreiras é limitar o escape do contaminante. Nas situações em que a barreira está em contato com água contaminada por longo período de tempo, um outro aspecto é limitar a migração química pelo

processo de difusão, pelo qual o contaminante migra de um ponto de alta concentração para outro de concentração mais baixa.

Uma das principais características a se considerar no projeto de barreiras hidráulicas é a condutividade hidráulica. O material mais comum usado para a construção de barreiras ambientais é o solo de granulometria fina, compactado para melhoria do desempenho. Geralmente, os solos mais plásticos são os que apresentam menor condutividade hidráulica. Entretanto, estes solos sofrem grande influência das variações de umidade e temperatura, devido aos processos de contração e dilatação gerados, ocasionando o surgimento de fissuras. Fissuras de tração também surgem em função de recalques diferenciais. A existência de fissuras, sejam de retração ou de tração, implica na perda da capacidade de suporte e conseqüente aumento da condutividade hidráulica da barreira.

Muitos são os esforços na tentativa de resolver este problema. Alguns pesquisadores têm considerado o uso de aditivos para aumentar a resistência mecânica e à fissuração de solos. Vários pesquisadores (Prietto et al, 1999, Lima et al, 1999, Caproni Júnior et al, 1999, Leung e Vepulanandan, 1995 e Omidi et al, 1996 apud Miller e Rifai, 2000, Specht et al, 2002, Ribeiro e Lollo, 2002) estudaram o efeito da inclusão de aditivos (tais como cimento e cal) na retração volumétrica e condutividade hidráulica de solos argilosos. Os resultados indicaram a redução da retração mas, em alguns casos, verificou-se também o aumento da condutividade hidráulica. A plasticidade do solo também reduziu, aumentando o potencial do solo argiloso compactado para fissuração devido às forças de cisalhamento.

Segundo Consoli et al (2001), a estabilização por processos físico-químicos pode melhorar a capacidade de suporte do solo; porém, no caso de altos teores de cimento, a rigidez da mistura aliada às condições inadequadas de cura podem causar a formação de fissuras de retração, o que implica em perda da capacidade de suporte e grandes deformações do solo subjacente.

Os materiais cimentícios exibem uma ductilidade relativamente baixa e, por essa razão, são suscetíveis à formação de fissuras de retração, contração térmica, reações deletérias com o ambiente ou sobrecargas estruturais. Neste caso, quando as condições de serviço predispõem os materiais cimentícios à fissuração, o desempenho hidráulico estará relacionado às propriedades das fissuras. A resistência à fissuração dos materiais cimentícios pode ser melhorada através de práticas como a minimização do fator água/cimento. Uma cura úmida adequada melhora a resistência à fissuração por

retração, apesar de ser uma técnica de difícil execução dependendo das condições locais. A adição de materiais como sílica e escória granulada de alto forno pode melhorar as propriedades físicas e mecânicas e a durabilidade em ambientes agressivos. Entretanto, estes materiais não são eficientes para aumentar a resistência à fissuração ou reduzir a abertura de fissuras.

Desta forma, o uso de materiais fibrosos tem sido considerado de grande importância, pois têm o potencial de melhorar o desempenho do solo como barreira hidráulica sem alterar suas propriedades físicas. A adição de fibras ao solo pode resultar em um material mais resistente e mais dúctil, minimizando os problemas citados anteriormente. As fibras atuam como elementos de reforço, o que pode reduzir o surgimento de fissuras e impedir a propagação das mesmas, melhorando as propriedades mecânicas, principalmente no estado pós-fissuração, evitando também que o solo subjacente sofra grandes deformações.

A utilização de fibras naturais como reforço de outros materiais é muito antiga. Entretanto, a utilização de materiais não convencionais tem ganhado destaque atualmente, ao mesmo tempo em que muitos pesquisadores, preocupados com a questão ambiental, juntam esforços para dar um destino final aos milhões de toneladas de resíduos gerados pelo homem. As embalagens plásticas descartadas, por exemplo, além da poluição química, causam poluição visual pois ocupam um grande volume em relação ao seu peso nas áreas de descarte. Além disso, por geralmente não serem biodegradáveis, podem durar centenas de anos quando não são adequadamente descartadas. Por essa razão, são os refugos mais criticados por grupos ambientais e autoridades responsáveis pela destinação do lixo urbano como fonte de poluição. Entre os tipos de plásticos mais encontrados no lixo urbano está o PET – polietileno tereftalato – resina industrial muito utilizada na fabricação de garrafas e embalagens para água, refrigerantes, produtos de higiene e limpeza, entre vários outros.

O desenvolvimento de técnicas que permitam a reutilização de resíduos plásticos, além de ser uma forma de combater a crescente produção deste tipo de material, surge como uma das soluções para melhoria das propriedades dos solos. As garrafas de PET, por exemplo, podem ser recicladas e reutilizadas na forma de fibras. No Brasil existem pesquisas voltadas para o uso deste tipo de fibra como reforço de matrizes de solo cimentadas e não cimentadas (Prietto et al, 1999), assim como o uso de outros tipos de fibras sintéticas como o polipropileno e o nylon. Os resultados obtidos

têm sido considerados positivos e mostram a potencialidade do uso destes tipos de materiais como reforço de solos.

1.2 OBJETIVOS

O presente trabalho tem como objetivo principal avaliar o uso de fibras curtas de PET reciclado misturadas ao solo para melhoria das propriedades hidráulicas e mecânicas de barreiras de solos compactados. Espera-se poder contribuir para o desenvolvimento do estudo nesta área, viabilizando o uso das fibras como reforço de solo para aplicação geotécnica, principalmente em barreiras hidráulicas, aliando a busca por materiais alternativos que possam ser utilizados no controle da poluição ambiental à redução na geração de resíduos pelo uso de materiais reciclados como matéria prima. As fibras de PET reciclado foram escolhidas pelos motivos supra citados, além de serem de fácil obtenção no mercado e pelas propriedades do material que permitem que o mesmo seja utilizado misturado ao solo sem sofrer degradação. Optou-se neste estudo pela mistura solo-fibra, sem a adição de cimento. O PET é degradável em ambiente alcalino e o uso de aditivos de base cimentícia pode alterar as propriedades originais do solo e prejudicar o comportamento hidráulico. Os teores de fibras foram variados com o objetivo de avaliar a existência de um teor de fibras capaz de otimizar as propriedades da mistura em análise. O solo utilizado na pesquisa foi classificado de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) como sendo uma areia argilosa (SC), típico da região do Rio de Janeiro e de condutividade hidráulica da ordem de 1×10^{-7} cm/s.

Foram realizados ensaios de condutividade hidráulica utilizando-se uma célula triaxial especialmente adaptada para tal, com carga variável, em função da baixa condutividade hidráulica do material. Os ensaios foram realizados em corpos-de-prova cilíndricos com fissuras e sem fissuras, a fim de se simular tais condições eventualmente existentes em campo. A abertura das fissuras na amostra foi realizada através de ensaio de compressão diametral. Foram aplicadas tensões confinantes variáveis de acordo com os níveis de tensão existentes em campo, com a finalidade de se avaliar o comportamento hidráulico do material fissurado sob tensão e a contribuição das fibras no reforço.

O programa experimental desenvolvido teve como objetivos específicos analisar as seguintes hipóteses formuladas a respeito do comportamento hidráulico e mecânico dos materiais compósitos:

- 1) A adição de fibras pode aumentar a condutividade hidráulica do solo;
- 2) A adição de fibras aumenta a resistência à tração do solo;
- 3) A adição de fibras reduz (ou previne) a abertura de fissuras de tração;
- 4) O aumento da tensão confinante reduz a abertura das fissuras;
- 5) A redução na abertura de fissuras diminui a condutividade hidráulica do compósito solo-fibra.

Elucidadas estas hipóteses foi então definido um teor de fibras ótimo que fosse eficiente na redução de fissuras, apresentasse uma boa trabalhabilidade na mistura e atingisse a máxima densidade seca na compactação, sem alterar significativamente os valores de condutividade hidráulica, a fim de que o material compósito obtido pudesse ser utilizado como barreira hidráulica.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 SISTEMAS DE BARREIRAS

Sistemas de barreiras são estruturas projetadas para minimizar o movimento de líquidos e/ou gases de um local para o outro. Em aterros de disposição de resíduos, são utilizadas barreiras hidráulicas horizontais para minimizar o movimento de líquidos (inclusive os gerados pelos resíduos) entre as camadas de solo subjacentes e águas superficiais e subterrâneas (*bottom liners*), ou para minimizar a infiltração de água para dentro do aterro (*cover liners*).

Muitos sistemas de barreiras têm sido desenvolvidos e utilizados nos últimos anos. Pode-se citar as barreiras de argila compactada (CCL's), barreiras construídas de argila e geomembranas, barreiras naturais de argila (formações geológicas naturais), barreiras asfálticas, barreiras de argila geossintética (GCL's), barreiras de solo e bentonita, barreiras capilares, etc. Cada sistema apresenta vantagens e desvantagens, de acordo com a aplicação. As barreiras construídas com solos argilosos podem ser consideradas resistentes a longo prazo com relação a influências químicas e pode ter alto potencial de retenção. Entretanto, podem sofrer com o surgimento de trincas de tração e retração. As geomembranas, por sua vez, são completamente impermeáveis a soluções não polares, mas não se conhece ainda seu tempo de vida útil sob condições específicas. Portanto, segundo Jessberger (1995), não existe o melhor sistema de barreiras, já que cada sistema pode ser conveniente dependendo de condições tais como a geometria do aterro, o tipo de resíduo, a geologia, a hidrologia e o clima da área ao redor.

De uma maneira geral, um sistema seguro de barreiras para um aterro de resíduos deve ser suficientemente impermeável e resistente a influências química, hidráulica e biológica que ocorrem durante e após a fase de operação do aterro. A condutividade hidráulica de uma camada de solo funcionando como barreira de fundo em aterro de disposição de resíduos urbanos, não deve ser superior a 1×10^{-7} cm/s (EPA—Environmental Protection Agency - USA, 1992). Alguns tipos de solos de granulometria fina podem apresentar valores de condutividade hidráulica desta ordem naturalmente utilizados como barreiras. Quando existente, a barreira geológica

representa o sistema mais barato e com melhores características a longo prazo para uma larga faixa de aplicações. Uma barreira geológica consiste de uma camada de solo argiloso de baixa condutividade hidráulica, freqüentemente intemperizada e fissurada nas camadas mais próximas da superfície. Geralmente a camada intemperizada é escavada até a profundidade onde o material apresenta condutividade hidráulica suficientemente baixa. Quando não existe uma barreira geológica ou esta não pode ser adaptada às condições do projeto, a barreira de argila compactada é uma alternativa bastante utilizada.

A qualidade de uma barreira de argila compactada depende de vários fatores (Rowe, 2000) tais como: a) características do solo utilizado; b) método e teor de umidade de compactação; c) proteção contra ressecamento após a construção.

A espessura de uma barreira de argila compactada pode variar de 0,3 a 3m ou mais, dependendo de exigências como: a) necessidade de prover uma resistência hidráulica adequada; b) necessidade de fornecer adequada atenuação do contaminante; c) necessidade de minimizar os efeitos da construção ou pós-construção relacionados aos defeitos tais como pontos de mais alta condutividade hidráulica e ressecamentos; d) a presença de outros componentes como geomembranas ou barreira dupla.

Segundo a EPA (1992), os solos mais recomendados para a construção de uma barreira compactada são aqueles que apresentam no mínimo 30% de material fino. Abaixo deste valor, o uso de alguns tipos de solos exige um controle mais rigoroso da prática e condições de construção da barreira. Benson et al (1994) e Rowe (2000) citam valores da ordem de 15 a 20% de material com partículas inferiores a $2\mu\text{m}$ para barreiras com controle adequado da compactação.

Solos com índice de plasticidade superior a 10% podem apresentar menores valores de condutividade hidráulica, pois são formados por partículas menores e menos agregadas. Entretanto, solos com índices de plasticidade muito altos ($> 30\%$) exibem a formação de torrões difíceis de serem quebrados durante a compactação e que podem criar caminhos de fluxo preferenciais, aumentando a condutividade hidráulica. Além disso são susceptíveis à retração e à fissuração na secagem após a compactação. Isto pode ser evitado compactando-se o solo a um teor de umidade próximo ou ligeiramente maior do que o teor de umidade ótimo correspondente à energia de compactação de Proctor Normal, ou seja, próximo (ou acima) do limite plástico. Isto mostra que não existe uma relação direta da condutividade hidráulica com o índice de plasticidade do solo, já que a mesma pode ser influenciada pelo teor de umidade na compactação.

Benson et al (1994) mostraram as relações entre a condutividade hidráulica, o índice de plasticidade, o teor de umidade e a distribuição dos tamanhos de partículas (para alguns solos), definindo os valores que proporcionam condutividade hidráulica inferior a 1×10^{-7} cm/s. Os dados foram coletados de 67 aterros construídos com os mais variados tipos de solos e mostram que não existe uma relação independente entre a condutividade hidráulica e cada uma das propriedades do solo. As propriedades do solo influenciam na condutividade hidráulica, mas isso também pode variar em função do teor de umidade e energia de compactação, entre outros fatores (Tritico e Langston, 2000).

Outra característica dos solos altamente plásticos é a grande influência causada pelos efeitos de variações de temperatura e umidade, com conseqüente surgimento de fissuras de retração. Fissuras de tração também surgem em barreiras de fundo em função de sobrecargas atuantes nas camadas subjacentes. A ocorrência de fissuras reduz a eficiência do sistema como barreira hidráulica pois aumenta a condutividade hidráulica da barreira.

Nos casos em que o solo tem características inadequadas para se obter a condutividade hidráulica desejada, a adição de outros materiais pode solucionar o problema. A bentonita é um dos aditivos utilizados para reduzir a condutividade hidráulica de solos arenosos e siltosos, assim como a cinza de fundo (de carvão mineral) e o caulim (Heineck, 2002).

Segundo Rowe (2000), a adequabilidade de um dado solo como barreira hidráulica deve ser avaliada por um programa de ensaios de laboratório apropriado a fim de: a) estabelecer a variabilidade e o potencial para utilização do material proposto com relação ao tamanho de grãos e plasticidade; e b) avaliar a condutividade hidráulica em função das condições de compactação para estabelecer uma zona de compactação adequada com relação à condutividade hidráulica. Isto pode envolver, no mínimo, a realização de ensaios de compactação de Proctor normal em diferentes teores de umidade para estabelecer o teor de umidade ótimo (e a densidade seca máxima). Ensaios de condutividade hidráulica destas amostras podem estabelecer a faixa de teores de umidade e densidades secas na qual se obtém um valor satisfatório para a condutividade hidráulica. Daniel (1998) apud Rowe (2000) recomenda a determinação do limite aceitável da relação densidade seca / teor de umidade para assegurar uma resistência ao cisalhamento adequada, e possivelmente limitar a susceptibilidade à fissuração por ressecamento.

2.2 MECANISMOS DE FLUXO EM SOLOS SATURADOS

2.2.1 Lei de Darcy

As propriedades do fluxo de água através das areias foram primeiro investigadas por Henry Darcy em Dijon, França em 1856. Ele mostrou que sob condições constantes do fluxo através de colunas de areia de várias espessuras e sob várias cargas hidráulicas, a variação do fluxo era sempre proporcional ao gradiente hidráulico, ou seja, à variação na carga hidráulica por espessura unitária de areia. Este princípio, conhecido como lei de Darcy, tem sido adotado para o fluxo de água em solos. A lei de Darcy representa um dos princípios fundamentais da mecânica dos solos, e tem grandes aplicações para problemas práticos.

O princípio adotado por Darcy foi variar o comprimento da amostra, L , e a carga hidráulica, medindo a vazão Q , através da areia. Darcy encontrou experimentalmente que a vazão de fluxo é proporcional ao gradiente hidráulico sendo expresso por:

$$Q = k \cdot \frac{\Delta h}{L} \cdot A = k \cdot i \cdot A \quad (2.1)$$

onde:

Q – vazão de fluxo (cm^3/s)

k – coeficiente de permeabilidade (cm/s)

Δh – perda de carga ao longo da amostra (cm)

L – comprimento da amostra (cm)

A – área da seção transversal da amostra (cm^2)

i – gradiente hidráulico

O gradiente hidráulico é a taxa de variação da carga hidráulica total em relação à distância na direção do fluxo.

A lei de Darcy é válida para a condição de fluxo contínuo laminar. Para a percolação de líquidos a velocidades muito altas e de gases a velocidades muito baixas ou muito altas, a lei de Darcy deixa de ser válida, pois o fluxo torna-se turbulento.

Estudando o fluxo de água através de tubos, Reynolds encontrou uma velocidade crítica, v_c , que expressou em função do chamado nº de Reynolds, R , ou seja,

$$R = \frac{v_c \cdot D \cdot \gamma_w}{\mu \cdot g} \quad (2.2)$$

Onde:

D – diâmetro do tubo (cm)

γ_w – peso específico da água (g/cm^3)

μ - viscosidade da água ($\text{g} \times \text{s}/\text{cm}^2$)

g – aceleração da gravidade (cm/s^2)

Nos solos considera-se D como o diâmetro médio das partículas ou o diâmetro médio dos poros. Os valores de R para os quais o fluxo em meios porosos torna-se turbulento podem variar desde 0,1 até 75. Scheidegger (1957) apud Lambe (1969) cita como principal razão para os meios porosos não apresentarem um nº de Reynolds crítico e definido o fato do solo não poder ser representado como um conjunto de tubos retos. De maneira geral o fluxo em solo dá-se de forma laminar.

2.2.2 Condutividade hidráulica – aspectos teóricos

Os solos são constituídos por partículas sólidas com vazios entre elas que, em geral, são interconectados e são caminhos preferenciais para a passagem da água, ou seja, os solos são permeáveis à água. O grau de permeabilidade ou condutividade hidráulica é determinado pela aplicação de uma diferença de carga hidráulica através da amostra de solo, a qual é totalmente saturada, medindo-se a conseqüente taxa de fluxo de água.

Lambe (1969) define a condutividade hidráulica como a taxa na qual um fluido (geralmente água) sob pressão pode difundir através dos vazios de um solo. O coeficiente de permeabilidade (k) é a velocidade de escoamento média do fluxo de água em um solo sob a ação de um gradiente hidráulico unitário.

A condutividade hidráulica não é uma propriedade fundamental do solo, sendo dependente de fatores como:

- Distribuição do tamanho de partículas;
- Textura e forma da partícula;
- Composição mineralógica;
- Índice de vazios;
- Grau de saturação;
- Estrutura do solo;
- Natureza do fluido permeante;
- Tipo de fluxo;
- Temperatura.

No caso de solos compactados, fatores como o teor de umidade na moldagem, o método e a energia de compactação, e o gradiente hidráulico também influenciam na medida da condutividade hidráulica.

Segundo Lambe (1969), uma equação que reflete a influência do fluido permeante e das características do solo sobre a permeabilidade foi deduzida por Taylor (1948). Esta equação considera o fluxo através de meios porosos análogo ao que se produz através de um sistema de tubos capilares, e tem a seguinte expressão:

$$k = D_s^2 \times \frac{\gamma}{\mu} \times \frac{e^3}{(1+e)} \times C \quad \text{Eq. (2.3)}$$

Onde:

k – condutividade hidráulica de Darcy (cm/s)

D_s – diâmetro efetivo das partículas (cm)

γ - massa específica do fluido (g/cm³)

μ - viscosidade do fluido (1,03x10⁻⁴ g x s/cm²)

e – índice de vazios

C – fator de forma

Uma equação semelhante é a que foi proposta por Kozeny e melhorada por Carman, conhecida como equação de Kozeny-Carman (Lambe, 1969), expressa por:

$$k = \frac{1}{k_0 \times s^2} \times \frac{\gamma}{\mu} \times \frac{e^3}{(1+e)} \quad \text{Eq. (2.4)}$$

Onde:

k_0 – fator que depende da forma dos poros e da relação entre o comprimento da trajetória real do fluxo e a espessura da camada atravessada;

S – superfície específica das partículas.

Como D_s é definido como o diâmetro das partículas que têm uma superfície específica S , a equação de Taylor pode ser considerada uma simplificação da equação de Kozeny-Carman. Estas equações são de grande ajuda para o estudo sobre as variáveis que influem na condutividade hidráulica.

2.2.3 Fatores que influenciam a condutividade hidráulica

É difícil analisar isoladamente a influência de qualquer característica do solo, já que as mesmas estão estreitamente relacionadas. Por exemplo, a estrutura pode depender do tamanho das partículas, do índice de vazios e da composição.

(1) Distribuição do tamanho de partículas

A condutividade hidráulica de um solo granular é influenciada pela sua distribuição dos tamanhos de partículas e, especialmente, pelas partículas mais finas. A menor das partículas, o menor dos vazios entre elas e, portanto, a resistência ao fluxo de água aumenta (ou seja, a condutividade hidráulica reduz) com o decréscimo do tamanho da partícula. O diâmetro efetivo dos grãos, D_{10} , tem grande significado e é a base da fórmula de Hazen (apud Lambe, 1969).

As equações propostas por Taylor e Kozeny-Carman (Lambe, 1969) consideram somente o tamanho das partículas e o índice de vazios, ao passo que as outras características dos solos são tratadas indiretamente ou ignoradas.

A relação entre a condutividade hidráulica e o tamanho das partículas das areias é muito mais razoável do que no caso das argilas, já que nestas as partículas são mais aproximadamente equidimensionais e as diferenças de estrutura não são tão distintas. Em seu estudo sobre as areias, Hazen (apud Lambe, 1969) propôs a seguinte equação para o cálculo da condutividade hidráulica:

$$k = 100 \times D_{10}^2 \quad \text{Eq. (2.5)}$$

onde k é expresso em cm/s e D_{10} em cm.

A equação (2.5) não leva em conta as variações do índice de vazios e por isso não deve ser aplicado a argilas.

Esta relação supõe que a distribuição dos tamanhos de partículas é suficientemente extensa para evitar que as partículas menores sejam arrastadas pela força de percolação da água, ou seja, o solo deve possuir estabilidade hidrodinâmica. Os solos grossos uniformes que contêm finos podem não apresentar tal estabilidade. A percolação nestes solos pode produzir um arraste dos finos e provocar, portanto, um aumento da condutividade hidráulica com a percolação.

(2) Textura e forma da partícula

A forma das partículas e a textura do solo influenciam a condutividade hidráulica. Partículas alongadas ou irregulares criam trajetórias de fluxo mais tortuosas do que aqueles ao redor de partículas aproximadamente esféricas. Partículas de superfície de textura áspera apresentam maior resistência por atrito ao fluxo do que partículas de superfície lisa. Ambos os efeitos tendem a reduzir a velocidade de fluxo de água através do solo, ou seja, reduzir sua condutividade hidráulica.

(3) Composição mineralógica

Em solos granulares finos a composição mineralógica é um fator adicional pois os diferentes tipos de minerais conservam diferentes espessuras de água adsorvida e, conseqüentemente, o diâmetro efetivo dos poros varia. Por esta razão, o tipo de mineral pode influenciar a condutividade hidráulica de argilas mais do que o tamanho das partículas. Nos solos mais grossos, a influência da composição do solo sobre a

condutividade hidráulica pode ser de pequena importância (com exceção da mica e da matéria orgânica).

Na composição química das argilas existem dois tipos de estruturas em folhas constituídas por tetraedros de sílica e octaedros de alumínio ou magnésio. Estas estruturas se ligam por meio de átomos de oxigênio que pertencem simultaneamente a ambas. Os 3 grupos de argilo-minerais mais comuns na natureza são a caulinita, a illita e a esmectita (montmorilonita). Estes argilo-minerais apresentam comportamentos bem distintos, principalmente na presença de água.

O argilo-mineral caulinita é formado pelo empilhamento regular de camadas 1:1 em que cada camada consiste de uma folha de tetraedros SiO_4 e uma folha de octaedros $\text{Al}_2(\text{OH})_6$ também chamada folha de gibsite, ligadas entre si em uma única camada, através de oxigênio em comum, dando uma estrutura fortemente polar. Praticamente não existem substituições por cátions dentro da estrutura cristalina (Santos, 1989). A não existência de cátions e nem de espaço para a entrada das moléculas de água entre as camadas fazem com que o argilo-mineral não seja expansivo. No entanto, a caulinita tem a característica de tornar-se plástica em teores de umidade relativamente baixos. A estrutura da caulinita está representada na Figura 2.1. A distância interplanar basal (espessura ou distância vertical entre as camadas basais) deste argilo-mineral é da ordem de 7Å .

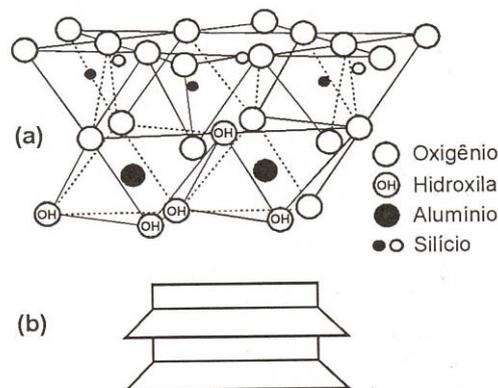


Figura 2.1: Estrutura de uma camada de caulinita (a) atômica; (b) simbólica (Santos, 1989)

Os argilo-minerais do grupo da esmectita (ou montmorilonita) são constituídos por duas folhas de silicato tetraédricas, com uma folha central octaédrica, unidas entre si por oxigênios comuns às folhas (estruturas em camadas 2:1). Podem haver substituições

isomórficas (sem alteração do arranjo dos átomos) do alumínio por silício nas posições tetraédricas e a população das posições octaédricas pode ser alumínio, ferro, magnésio e outros, isoladamente ou em combinação. Nestes minerais as ligações entre as unidades cristalinas formadas se fazem por forças de van der Waals (íons O^{2-} e O^{2+} dos arranjos tetraédricos), que são mais fracas do que as ligações da caulinita (íons O^{2+} da estrutura tetraédrica e OH^- da estrutura octaédrica). Isto permite a absorção de água entre as camadas e torna o argilo-mineral mais expansível, além de tornar-se plástico em um teor de umidade superior ao da caulinita. Segundo Santos (1989), a entrada de água ou camadas polares na estrutura da esmectita pode separar as camadas totalmente, deixando-as livres, quando as distâncias interplanares ficam superiores a 40 \AA .

O argilo-mineral ilita tem uma estrutura cristalina semelhante à da esmectita, com a diferença de que há substancialmente uma substituição maior de alumínio por silício, o que dá maior carga à estrutura cristalina e o cátion neutralizante é o potássio. Como consequência dessas diferenças, as camadas estruturais são rigidamente ligadas e não expandem, e o mineral tem uma distância interplanar basal fixa de 10 \AA . A Figura 2.2 apresenta a estrutura simbólica de minerais com camadas 2:1.

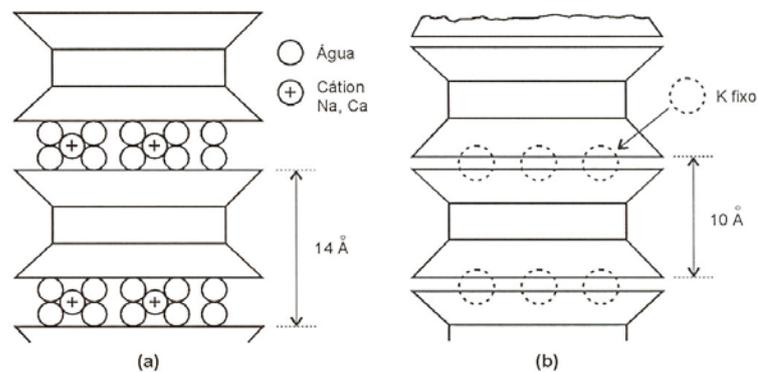


Figura 2.2: Estrutura simbólica de minerais com camadas 2:1 (a) esmectita com duas camadas de moléculas de água; (b) ilita (Santos, 1989)

Para neutralizar as cargas negativas, existem cátions livres nos solos, por exemplo Ca^{++} ou Na^+ , aderidos às partículas. Estes cátions são fracamente ligados às superfícies adjacentes, o que não impede a entrada de água entre as camadas. A liberdade de movimento das placas explica a elevada capacidade de absorção de água de certas argilas, sua expansão quando em contato com a água e sua contração considerável ao secar.

Os cátions e íons são facilmente trocáveis por percolação de soluções químicas. O tipo de cátion presente numa argila condiciona o seu comportamento.

Como pode ser observado na Figura 2.3 (Lambe, 1969) os íons trocáveis mais comuns são os de sódio, responsáveis pela mais baixa condutividade hidráulica das argilas. A figura 2.3 mostra que, com um índice de vazios de até 15, a montmorilonita sódica tem uma condutividade hidráulica inferior a 10^{-7} cm/s. A montmorilonita sódica é um dos solos menos permeáveis e, portanto, utilizada amplamente como agente impermeabilizante em adição a outros solos.

A magnitude da variação da condutividade hidráulica com a composição do solo é muito ampla. A figura mostra que a relação entre a condutividade hidráulica da montmorilonita cálcica e da montmorilonita potássica para um índice de vazios de 7 é aproximadamente de 300. Também se observa que a condutividade hidráulica da caulinita é 100 vezes superior à da montmorilonita. Quanto menor é a capacidade de troca iônica de um solo, menor é, portanto, a influência dos íons trocáveis sobre a condutividade hidráulica.

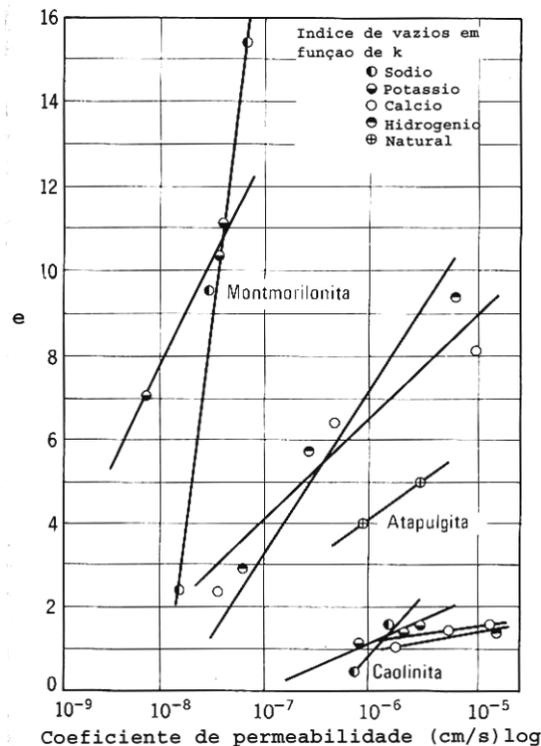


Figura 2.3: Relação entre índices de vazios e coeficientes de permeabilidade (Lambe, 1969)

(4) Índice de vazios

O modo como o solo é preparado para ensaio tem um efeito considerável no tamanho e disposição dos vazios entre as partículas, e conseqüentemente na condutividade hidráulica. O volume de vazios é expresso em função do índice de vazios (e) ou da porosidade (n). O índice de vazios é usado para o cálculo da condutividade hidráulica de areias pela fórmula de Kozeny vista anteriormente (equação 2.4).

(5) Grau de saturação

O grau de saturação de um solo tem influência importante sobre sua condutividade hidráulica. Quanto maior for o grau de saturação maior será a condutividade hidráulica. Entretanto, segundo Lambe (1969) a influência do grau de saturação sobre a condutividade hidráulica é muito superior ao que se pode explicar simplesmente por uma redução nos canais disponíveis ao fluxo de água. A dedução da relação entre o grau de saturação do solo e sua condutividade hidráulica torna-se então inviável devido à grande influência da estrutura.

A proporção na qual os vazios são preenchidos com água é crucial nas medidas de condutividade hidráulica. Bolhas de ar podem bloquear os canais de percolação entre as partículas, reduzindo significativamente a condutividade hidráulica. Se o grau de saturação é inferior a 85%, o ar é provavelmente contínuo, ao invés de bolhas isoladas, o que invalida a Lei de Darcy. Por isso nos ensaios de condutividade hidráulica são feitos esforços para eliminar o ar de modo que o solo possa ser assumido como totalmente saturado. Segundo Benson e Daniel (1994-a), sob condições não saturadas, pode ocorrer sucção significativa e a condutividade hidráulica não saturada ser inferior à esperada para as condições saturadas. Estes efeitos são ignorados assumindo-se o solo como totalmente saturado, pois podem ser compensados pela combinação dos efeitos de sucção (com aumento do gradiente hidráulico) e mais baixos valores de condutividade hidráulica. Como resultado, o fluxo em barreiras saturadas e não saturadas pode não ser substancialmente diferente. A longo prazo, a barreira eventualmente se torna saturada e os resultados com relação ao fluxo não são afetados pela consideração de saturação.

(6) Estrutura do solo

A estrutura é uma das características mais importantes do solo que influenciam a condutividade hidráulica, especialmente em solos de granulometria fina. Comparando amostras de solo com o mesmo índice de vazios, verifica-se que uma amostra com estrutura no estado floculado tende a ser mais permeável do que uma amostra com estrutura no estado disperso. Quanto mais dispersas estão as partículas, ou seja, quanto mais paralelamente estão orientadas, mais tortuoso será o percurso do fluido no sentido normal às partículas. Esta maior tortuosidade pode explicar parte da baixa condutividade hidráulica existente em uma estrutura modificada mecanicamente. O fator principal, no entanto, é que, em um solo floculado, existem alguns grandes canais para o fluxo. Como o fluxo através de um canal grande será muito maior do que através de vários canais pequenos de mesma seção total, adverte-se claramente que quanto maiores sejam os canais para um determinado volume de poros, maior será a condutividade hidráulica.

A condutividade hidráulica também pode ser influenciada pela alteração da estrutura do solo em consequência do processo de intemperismo, ou laterização. O intemperismo age liberando as bases solúveis de cálcio, magnésio, sódio e potássio, reduzindo a solubilidade do alumínio e aumentando a da sílica. Com os ciclos de molhagem e secagem a sílica pode ser lixiviada e ocorrer a deposição de óxidos de ferro e alumínio com formação de aglomerados. Em consequência da agregação das partículas de solo, a condutividade hidráulica aumenta.

A macroestrutura também tem uma importância fundamental na condutividade hidráulica de um solo. Muitos solos em seu estado natural não são homogêneos mas são anisotrópicos, geralmente devido à estratificação, isto é, consistem de camadas ou laminações de diferentes tipos de solo. A condutividade hidráulica de um depósito estratificado na direção paralela à estratificação é geralmente várias vezes maior do que na direção normal à estratificação.

Outras características de anisotropia que podem afetar a condutividade hidráulica são descontinuidades tais como fissuras, intrusões de areia ou silte, ou bolsões de material orgânico. A condutividade hidráulica de solos coesivos no campo é significativamente afetada pela presença destes tipos de descontinuidades e, por isso,

pode ser várias ordens de grandeza maior do que a condutividade hidráulica medida em pequenas amostras de laboratório.

(7) Natureza do fluido

A condutividade hidráulica absoluta ou específica (K)¹ é uma constante para um dado solo em um estado particular. O coeficiente de permeabilidade, k , depende das propriedades do fluido permeante; este geralmente é assumido como sendo a água e o valor de k deve ser diferente para outros fluidos.

As propriedades do fluido relevantes para a condutividade hidráulica são a densidade e a viscosidade dinâmica, como mostram as equações de Taylor e de Kozeny-Carman já mostradas (Lambe, 1969). Para a água, a densidade varia pouco para uma faixa de temperaturas normalmente avaliada (0 – 40°C), mas a viscosidade decresce de um fator de cerca de 3, neste mesmo intervalo de avaliação. Portanto, a temperatura de ensaio é um fator importante. A origem da água utilizada nos ensaios e seu tratamento, também podem ser significantes.

Segundo Lambe (1969), a influência principal dos diferentes fluidos se deve à estrutura do solo, o que leva à conclusão de que a viscosidade e a densidade não são as únicas características do fluido, como indicam as equações propostas, que têm influência sobre a condutividade hidráulica dos solos finos. Um exemplo é o retorno eletrosmótico (movimento do fluido em direção oposta ao fluxo líquido devido ao potencial gerado pela percolação) e outro é a mobilidade do fluido imediatamente adjacente às partículas de solo que dependem da polaridade do fluido e deveria ser incluído nas equações um certo fator referente a esta propriedade.

(8) Tipo de fluxo

Uma das considerações em que a Lei de Darcy se baseia é de que o fluxo de água é laminar, o que ocorre quando a velocidade é relativamente baixa. Acima de uma certa velocidade crítica o fluxo torna-se turbulento e a Lei de Darcy, da qual dependem os cálculos de condutividade hidráulica, não é mais válida. Isto pode se aplicar em

¹ $K = k \cdot \mu/\rho$ (μ/ρ – viscosidade cinemática, onde: μ – viscosidade do fluido; ρ – densidade do fluido)

materiais mais grossos, nos quais pouco ou nenhum material fino está presente. Nos vazios muito grandes a velocidade do fluxo pode ser alta suficiente para ocorrer turbulência.

(9) Temperatura

Um aumento na temperatura causa uma redução na viscosidade da água, ou seja, a água torna-se mais “fluida”, o que afeta o valor da condutividade hidráulica medida. Para um ensaio de laboratório a temperatura padrão é 20°C.

(10) Teor de umidade na moldagem

O teor de umidade na moldagem pode influenciar a condutividade hidráulica de um solo argiloso compactado por dois fatores: o primeiro está relacionado à orientação das partículas de solo após a moldagem; o segundo refere-se ao fato de que a maior parte do fluxo de água em solos compactados, especialmente as argilas, ocorre nos espaços existentes entre os aglomerados. A Figura 2.4 apresenta um exemplo de variação da condutividade hidráulica com o teor de umidade na moldagem de um solo argiloso.

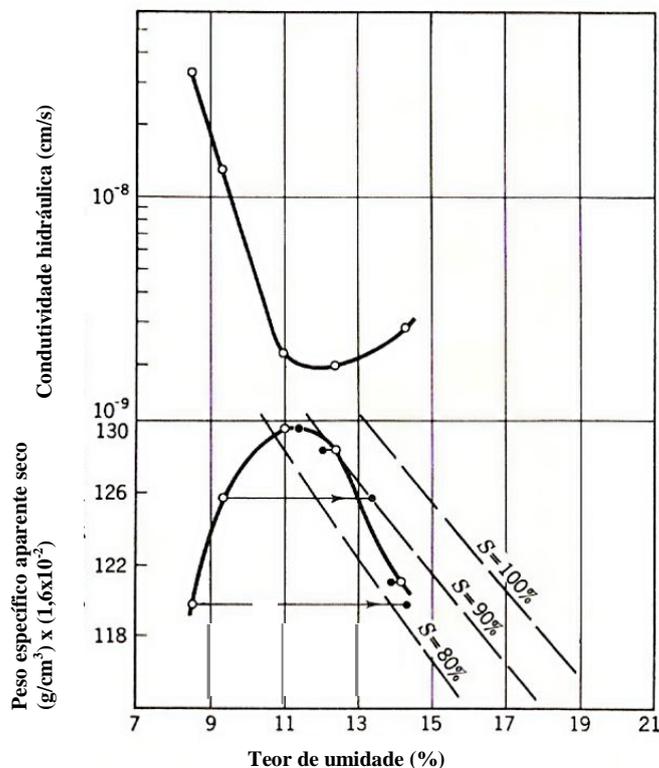


Figura 2.4: Curva condutividade hidráulica x teor de umidade e curva de compactação de uma argila (Lambe, 1962)

Na Figura 2,4 é possível ver um decréscimo marcante da condutividade hidráulica com o aumento do teor de umidade na moldagem no ramo seco da curva de compactação. Isto ocorre devido à orientação das partículas do solo de forma dispersa (o que provavelmente aumenta a tortuosidade do fluxo) à medida que se adiciona água ao solo, e pela redução no tamanho dos canais de fluxo. A condutividade hidráulica mínima ocorre na umidade ótima ou levemente acima desta, após o que sofre um pequeno acréscimo. No ramo úmido da curva de compactação o aumento da condutividade hidráulica é função do decréscimo do peso específico aparente seco que produz maior influência do que a orientação das partículas.

O aumento da energia de compactação reduz a condutividade hidráulica uma vez que tanto o peso específico aparente seco quanto a orientação das partículas aumentam.

(11) Gradiente hidráulico

Os ensaios de laboratório geralmente utilizam gradientes mais elevados para reduzir a duração do ensaio. Entretanto, segundo Baxter et al (1995), o gradiente hidráulico cria uma distribuição de tensões efetivas não uniformes dentro da amostra de ensaio o que, dependendo da magnitude do gradiente e da compressibilidade do solo, pode causar significativa consolidação. Como consequência, o valor medido da condutividade hidráulica será reduzido e pode não ser representativo das condições de campo. Além disso, fenômenos como a migração de partículas e erosão interna também podem ocorrer durante os ensaios de condutividade hidráulica utilizando altos valores de gradiente hidráulico.

O estudo realizado por Dixon et al (1999) envolveu ensaios de condutividade hidráulica em permeâmetros de paredes rígidas e carga constante. Os ensaios tiveram duração de até 14 meses. Como a pesquisa era voltada para materiais a serem utilizados como barreiras em instalações de disposição de rejeitos nucleares, isto justificou a duração dos ensaios que, na maioria dos projetos, tornaria o custo muito elevado e o estudo inviável. Como a indústria nuclear exige a combinação de baixos gradientes hidráulicos com baixa condutividade hidráulica, isso só seria possível com ensaios de longa duração. Os resultados mostraram claramente a influência do gradiente na condutividade hidráulica. Entretanto, ao contrário de outros trabalhos reportados pela literatura e citados pelos autores (Foreman e Daniel, 1986; Fernandez e Quigley, 1991),

a condutividade hidráulica aumentou com o aumento do gradiente hidráulico. Dixon et al (1999) associam o fato às condições de ensaio: as células de ensaio utilizadas eram dotadas de êmbolo de transferência de carga para medida, por reação, da carga gerada pela expansão da amostra durante o ensaio; as células foram projetadas para funcionar como células de “deslocamento zero” para medida da pressão de expansão, sendo a tensão efetiva máxima durante o ensaio de condutividade hidráulica, a pressão de expansão gerada pela amostra. O uso de células de deslocamento zero pode reduzir ou até mesmo eliminar os efeitos das pressões de consolidação e gradientes de pressão causados pelo gradiente hidráulico na condutividade hidráulica. Sendo a amostra compactada diretamente na célula de ensaios, o arranjo entre as partículas é fixo. Desta forma, espera-se que os resultados reflitam principalmente a relação entre a condutividade hidráulica e o gradiente hidráulico, com pequena influência de fatores como variações nas tensões envolvidas, encontrada, por exemplo, por Foreman e Daniel (1986) e Fernandez e Quigley (1991) apud Dixon et al (1999).

Para minimizar os efeitos citados anteriormente algumas recomendações são feitas para os valores de gradiente hidráulico máximo como função da condutividade hidráulica do solo, como indicado na Tabela 2.1 (ASTM 5084-90):

Tabela 2-1: Valores recomendados para gradiente hidráulico máximo em função de k

Condutividade hidráulica (cm/s)	Gradiente hidráulico máximo
1×10^{-3} a 1×10^{-4}	2
1×10^{-4} a 1×10^{-5}	5
1×10^{-5} a 1×10^{-6}	10
1×10^{-6} a 1×10^{-7}	20
$< 1 \times 10^{-7}$	30

Fonte: ASTM 5084-90

Boynton e Daniel (1985) realizaram um estudo em que avaliaram outras variáveis que podem influenciar a condutividade hidráulica de um solo compactado. O tipo de permeâmetro foi um dos fatores investigados devido às dificuldades associadas. As diferenças existentes na medida da condutividade hidráulica utilizando diferentes permeâmetros podem ser atribuídas às diferenças dos equipamentos, aos procedimentos de ensaio e tensões aplicadas. Entretanto, sendo as condições do ensaio bem controladas

(moldagem, compactação, montagem do equipamento, etc), o tipo de permeâmetro pode ser considerado parâmetro secundário na influência sobre a condutividade hidráulica.

Outro fator investigado foi o diâmetro da amostra, o que depende, sobretudo, do teor de umidade na compactação. Teoricamente, quanto maior o diâmetro da amostra maior é a probabilidade de existirem defeitos como fissuras, e portanto, maior a probabilidade de haver um acréscimo da condutividade hidráulica. Segundo Boynton e Daniel (1985), amostras compactadas no ramo seco da curva de compactação têm um efeito mais acentuado do diâmetro na condutividade hidráulica. A condutividade hidráulica de amostras compactadas na umidade levemente abaixo da ótima, praticamente não sofrem influência do diâmetro. Amostras compactadas na umidade acima da ótima mostraram uma tendência do aumento da condutividade hidráulica com o aumento do diâmetro da amostra. Entretanto, estas diferenças não foram significativas.

A condutividade hidráulica de argila compactada tende a aumentar com o tempo de armazenamento da amostra antes da realização do ensaio. Entretanto, para amostras compactadas na umidade abaixo da ótima, o tempo de armazenamento das amostras não influenciou a medida de condutividade hidráulica das mesmas. Boynton e Daniel (1985) citam resultados diferentes de estudos prévios que incluíram amostras compactadas na umidade acima da ótima, o que pode explicar a divergência de resultados.

Valores típicos de condutividade hidráulica

A Tabela 2.2 está apresentada uma adaptação da tabela elaborada por Terzaghi e Peck (1948) apud Head (1982) que classifica os solos com base na condutividade hidráulica.

Tabela 2-2: Classificação dos solos em função da condutividade hidráulica

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

Fonte: Head, 1982

2.2.4 Fluxo em barreiras de solo compactado

O fluxo através de barreiras de argila compactada pode ser descrito como uma combinação do fluxo através dos vazios do solo com o fluxo contínuo pela matriz não porosa, ou seja, o líquido que se move através do solo compactado não tem um comportamento totalmente contínuo. As Figuras 2.5 e 2.6 mostram o esquema adotado por Benson e Daniel (1994-a). A Figura 2.5 mostra uma região da barreira de baixa qualidade, com presença de macroporos por onde o fluxo ocorre. Isso pode ocorrer se os torrões existentes não são remoldados completamente, formando caminhos preferenciais para o fluxo dentro da massa de solo. A Figura 2.6 mostra uma região bem compactada do sistema onde não existem macroporos e zonas de alta permeabilidade entre as camadas e onde o fluxo pode ser considerado como um processo contínuo.

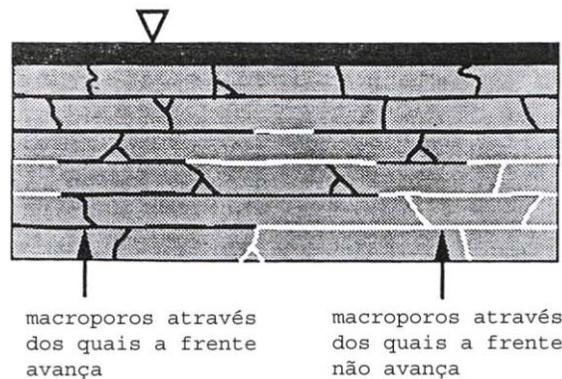


Figura 2.5: Fluxo em barreira de solo compactado – região com presença de macroporos (Benson e Daniel, 1994-a)

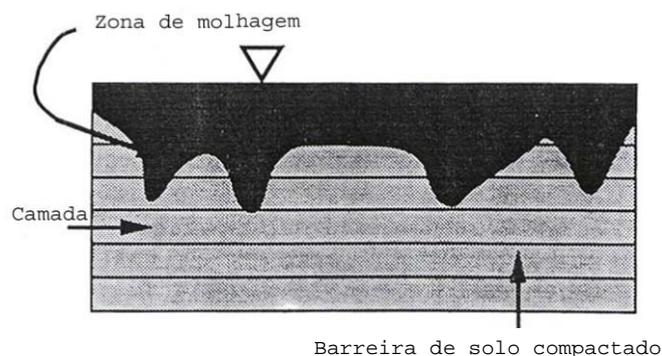


Figura 2.6: Fluxo em barreira de solo compactado – região de fluxo contínuo (Benson e Daniel, 1994-a)

O fluxo em qualquer solo é tri-dimensional, pois os poros variam em orientação, mas é difícil e nem sempre necessário modelar o fluxo tri-dimensional. Em uma barreira de solo bem compactado, o fluxo exibe algumas características de fluxo tri-dimensional, mas a maioria do fluxo é predominantemente uni-dimensional devido ao gradiente hidráulico vertical e a variação uniforme das propriedades hidráulicas, admitindo o solo como um meio contínuo. Entretanto, uma análise uni-dimensional pode ser errônea, pois o fluxo pode passar através de zonas de baixa condutividade onde normalmente o fluxo é tri-dimensional.

Se o fluxo ocorre inicialmente através dos macroporos e das zonas entre as camadas, uma análise uni-dimensional também não será suficiente. O líquido deve seguir verticalmente através dos macroporos dentro das camadas e horizontalmente nas zonas entre as camadas. A natureza do fluxo descontínuo exige que uma análise multi-dimensional seja realizada. Benson e Daniel (1994-a) apresentaram um modelo de fluxo uni-dimensional em um meio contínuo e outro modelo de fluxo multi-dimensional através dos poros. A Figura 2.7 mostra a seção vertical de um ponto de uma barreira coberta com líquido a uma profundidade H_L simulado com o modelo uni-dimensional. A seção de solo é composta de N camadas de espessura L_i e a condutividade hidráulica k_i é a variável aleatória que varia espacialmente dentro de cada camada. A barreira consiste de numerosas seções verticais similares à seção apresentada na Figura 2.7, mas cada seção é descrita por um conjunto de condutividades hidráulicas aleatórias e independentes.

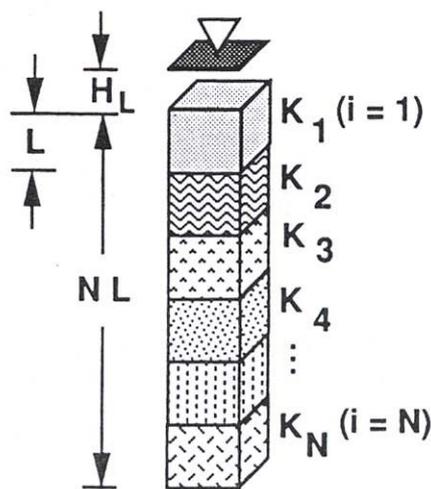


Figura 2.7: Seção vertical aleatória de uma barreira – modelo uni-dimensional (Benson e Daniel, 1994-a)

Para a formulação hidráulica do modelo, os autores fizeram as seguintes considerações: a) o solo está inicialmente saturado, com uma condutividade hidráulica saturada equivalente (k_{eq}); b) o líquido é colocado sobre a barreira instantaneamente; c) a profundidade do líquido que cobre a barreira permanece constante; d) o fluxo é constante e unidimensional; e) o líquido não afeta a condutividade hidráulica do solo; f) não existe sucção na base da barreira. Estas considerações são idealizadas, mas simplificações são necessárias para se ter uma análise fácil de ser trabalhada. Para barreiras com solo compactado na umidade acima da ótima, o grau de saturação é geralmente da ordem de 80 a 95% e, neste caso, a consideração de fluxo constante e saturado é aceitável

Desta forma, a condutividade hidráulica equivalente, k_{eq} , de uma seção vertical através da barreira pode ser escrita como função das condutividades hidráulicas, k_i , e espessura das camadas, L_i .

$$k_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^N L_i}{\sum_{i=1}^N \frac{L_i}{K_i}} \quad Eq. (2.6)$$

A representação esquemática da barreira analisada pelo modelo tri-dimensional proposto é apresentada na Figura 2.8. A análise é realizada em uma área de seção transversal da barreira, A , suficientemente extensa para incorporar adequadamente a variabilidade. A barreira é considerada composta de N camadas de espessura L e entre cada camada existe uma região planar de espessura b que representa a zona entre as camadas. Cada camada é dividida em N_p partes iguais que são perfuradas por canais cilíndricos orientados verticalmente representando os macroporos. O fluxo é considerado ocorrendo somente nos canais e nas zonas entre as camadas. Neste caso, a matriz do solo é considerada impermeável. A Figura 2.9 mostra o esquema do fluxo na zona entre as camadas.

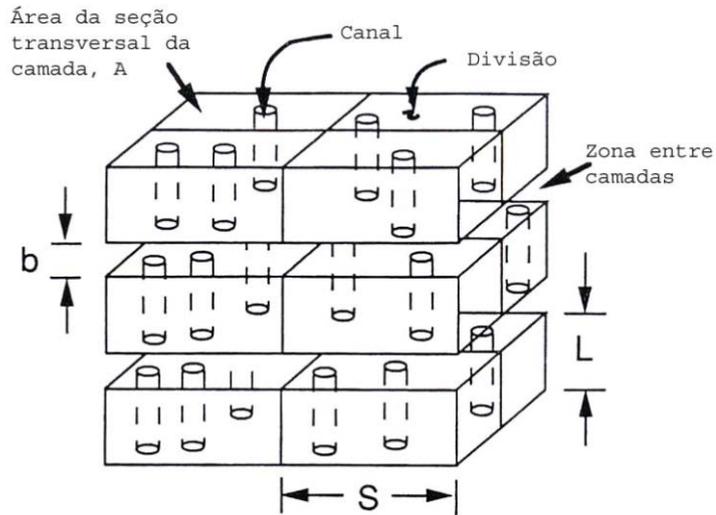


Figura 2.8: Representação de barreira de solo compactado – modelo tri-dimensional dos macroporos (Benson e Daniel, 1994-a)

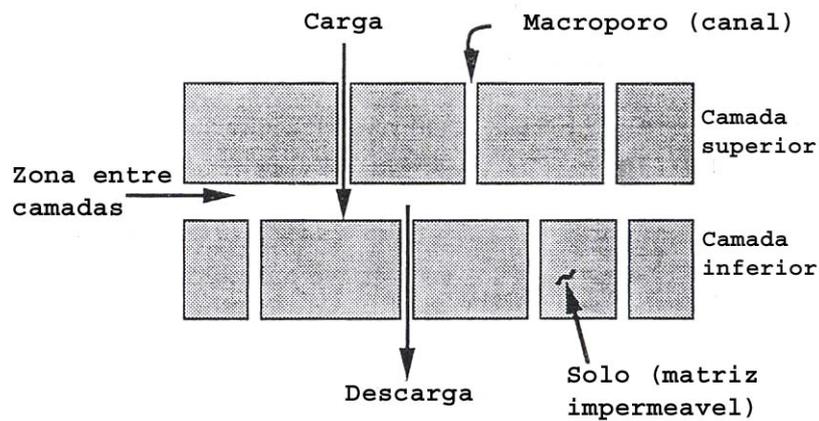


Figura 2.9: Representação do comportamento hidráulico da zona entre camadas (Benson e Daniel, 1994-a)

Para simplificar a análise, Benson e Daniel (1994-a) consideraram somente o fluxo saturado. Frequentemente, a formação de macroporos é associada ao fato do solo ser compactado na umidade abaixo da umidade ótima onde o grau de saturação pode ser menor que 80%. Sob condições não saturadas, pode existir sucção significativa e a condutividade hidráulica não saturada ser muito mais baixa do que a esperada para as condições saturadas. Estes efeitos são ignorados assumindo-se o solo como saturado. Entretanto, como já mencionado anteriormente, os efeitos combinados da sucção (com aumento do gradiente hidráulico) e mais baixa condutividade hidráulica tendem a ser compensados quando combinados na lei de Darcy. Como resultado, a variação do fluxo em barreiras saturadas e não saturadas pode não ser significativamente diferente.

Entretanto, isso exige uma análise mais detalhada para as condições a curto prazo, onde não se tem certeza de como as condições de saturação influenciam na condutividade hidráulica.

Para determinar as distribuições do fluxo e o tempo de percurso do fluido, foi formulado um modelo hidráulico que relaciona as propriedades da barreira às propriedades do fluxo. A zona entre as camadas, mostrada na Figura 2.8, é considerada comportando-se como um aquífero confinado submetido a pontos de injeção (canais acima da zona entre as camadas) e pontos de descarte (canais abaixo da zona entre as camadas). A equação para o fluxo linear é usada para incluir a taxa de fluxo (vazão) Q_j para cada canal. Para o j -ésimo canal, Q_j é:

$$Q_j = J_j (h_{1j} - h_{2j}) \quad \text{Eq. (2.7)}$$

onde J_j é o coeficiente de fluxo do canal j ; h_{1j} é a carga hidráulica total no topo do canal j ; e h_{2j} é carga hidráulica total na base do canal j .

O tempo de percurso do fluido é considerado pela determinação do tempo mínimo de percurso através de todos os caminhos possíveis que penetram toda a camada da barreira. Para obter o tempo de percurso para cada caminho, o tempo de percurso nos canais e nas zonas entre as camadas é considerado e somado. O tempo de percurso dentro do j -ésimo canal t_j é considerado pela combinação da Equação 2.8, o raio do canal r_j , e a espessura da camada L :

$$t_j = \frac{L\pi r_j^2}{J_j (h_{1j} - h_{2j})} \quad \text{Eq. (2.8)}$$

Uma expressão similar fornece o tempo de percurso na zona entre as camadas, t_{jk} , entre os canais j e k nas camadas adjacentes acima e abaixo:

$$t_{jk} = \frac{d_{jk}^2 b}{T_r (h_{2j} - h_{1k})} \quad \text{Eq. (2.9)}$$

onde d_{jk} é a distância vertical entre os canais j e k . A equação 2.9 é uma aplicação direta da lei de Darcy e é exata somente se o gradiente hidráulico for direcionado do canal j para o canal k .

O fluxo que se origina da base da barreira V_f é obtido pela adição das taxas de fluxo do líquido existente nos canais na base da barreira e dividido pela área A . O fluxo

também pode ser interpretado em função da condutividade hidráulica equivalente k_{eq} pela lei de Darcy:

$$k_{eq} = \frac{V_f}{I_m} \quad Eq. (2.10)$$

onde I_m é a média do gradiente hidráulico vertical.

Os autores consideram os modelos acima simplistas e admitem que os mesmos podem não refletir as condições reais de barreiras de solo compactado. Entretanto, as simplificações são necessárias para facilitar a análise.

Estes modelos foram utilizados pelos autores para definição da espessura mínima de barreiras hidráulicas em aterros de disposição de resíduos (Benson e Daniel, 1994-b).

2.2.5 Medida da condutividade hidráulica

A condutividade hidráulica do solo pode ser medida em laboratório ou em campo. As determinações de laboratório são muito mais fáceis de se realizar do que as determinações “in situ”, além de serem mais econômicas. A relação entre a condutividade hidráulica e o índice de vazios pode ser avaliada através dos ensaios de laboratório. Entretanto, como a condutividade hidráulica depende muito da estrutura do solo e devido às dificuldades de se obter amostras de solo representativas, tornam-se necessárias determinações “in situ” da condutividade hidráulica média.

Diferenças significativas podem ocorrer entre a condutividade hidráulica de campo e a condutividade hidráulica medida em laboratório, caso ocorram caminhos de fluxo preferenciais em decorrência da construção inadequada de uma barreira. Day e Daniel (1985) apresentam estudos de casos em que os valores de condutividade hidráulica de campo foram 10 a 1000 vezes maiores do que previstas a partir de dados de laboratório. Nestes casos é necessária a realização de medidas in situ da condutividade hidráulica, de modo que possam ser investigados efeitos da existência de macroporos, fissuras, gradiente hidráulico local, entre outros fatores que podem influenciar o valor da condutividade hidráulica medida. Segundo Rowe (2000), a condutividade hidráulica a ser obtida em campo pode ser adequadamente avaliada pela construção de uma área de ensaio onde o solo é compactado no campo de acordo com as especificações propostas em projeto e então realizando-se ensaios para confirmar se a condutividade hidráulica desejada foi alcançada.

Em condições reais, onde se deve levar em consideração a existência de contaminantes solúveis, a concentração deste na solução (água dos poros), tipo e temperatura ambiente devem ser avaliadas, assim como o coeficiente de difusão, que, neste caso, também tem influência direta na condutividade hidráulica da barreira. As características do percolado alteram a condutividade hidráulica em função das mudanças na micro-estrutura do solo, resultando em estruturas dispersas ou floculadas. A capacidade de retenção é outra característica associada à condutividade hidráulica da barreira e depende não só do tipo de solo, como também do tipo e concentração de contaminantes solúveis. Nestes casos, o mecanismo de transporte do fluido pode variar. Em barreiras hidráulicas de argila, o mecanismo de difusão pode ser tão importante quanto o de advecção.

Os tipos de ensaios de laboratório mais utilizados para medida direta da condutividade hidráulica dos solos são:

A) Ensaio de carga constante

O ensaio de carga constante é utilizado para medida da condutividade hidráulica de materiais predominantemente granulares, ou seja, solos com elevada condutividade hidráulica. No ensaio de carga constante, o líquido flui através de uma coluna de solo sob a aplicação de uma diferença de carga hidráulica constante, ou seja, sob carga hidráulica (e, portanto, gradiente hidráulico) constante e mede-se a vazão correspondente. A carga hidráulica pode ser mantida constante através da utilização de reservatórios, o que torna o ensaio relativamente simples. A condutividade hidráulica é calculada pela seguinte equação:

$$k = \frac{V}{t} \times \frac{L}{\Delta h} \times \frac{1}{A} \quad \text{Eq. (2.11)}$$

Onde:

V – volume percolado (cm³)

t – tempo decorrido (s)

L – altura inicial do cp (cm)

Δh - carga hidráulica (cm)

A – área do cp (cm²)

O ensaio de carga constante é mais preciso para solos relativamente permeáveis onde a vazão é maior. Para solos de baixa condutividade hidráulica só se consegue medidas confiáveis através da aplicação de gradientes hidráulicos elevados ou ensaios de longa duração.

Nas Figuras 2.10 e 2.11 são mostrados os esquemas de ensaios de carga constante com fluxo descendente e fluxo ascendente, respectivamente (Head, 1982).

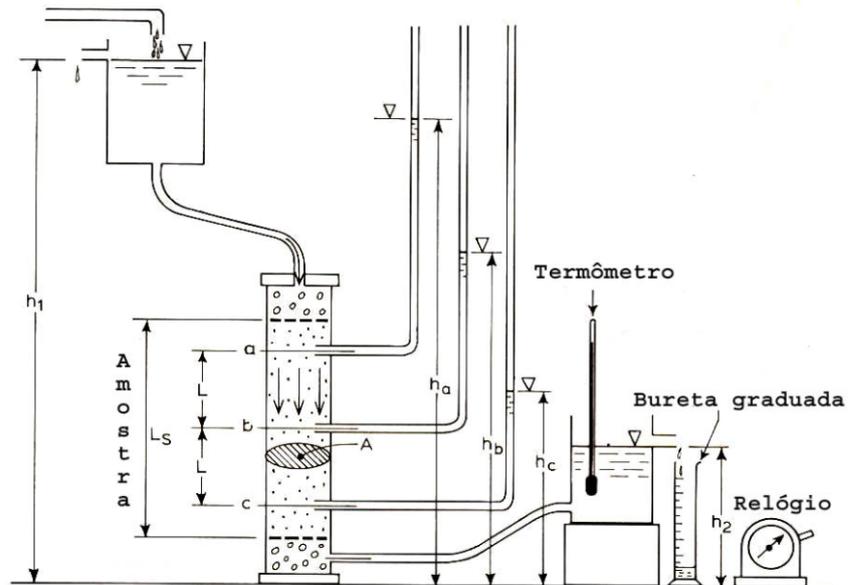


Figura 2.10: Esquema do ensaio de carga constante – fluxo descendente (Head, 1982)

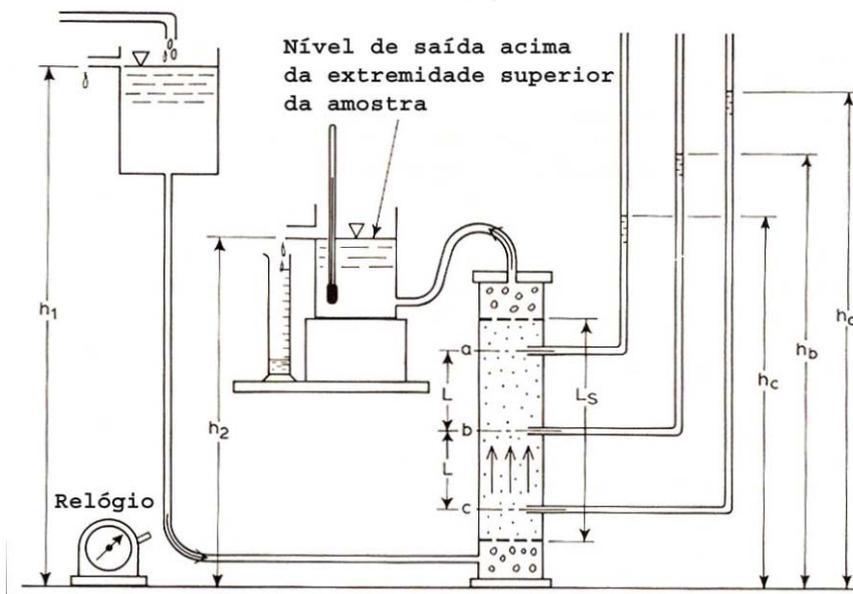


Figura 2.11: Esquema do ensaio de carga constante – fluxo ascendente (Head, 1982)

B) Ensaio de carga variável

O ensaio de carga variável é utilizado para medida da condutividade hidráulica de solos de baixa a média condutividade hidráulica, tais como siltes e argilas. No ensaio de carga variável a perda de carga hidráulica atuante sobre a amostra de solo diminui com o tempo e a vazão é obtida em função da mudança no nível do fluido e da área do tubo no qual a carga diminui. Pode também ser utilizado para solos com condutividade hidráulica acima dos valores recomendados, sendo que para isso a carga hidráulica de saída é constante (atmosfera). A condutividade hidráulica pode ser calculada pela equação (NBR 14545/2000):

$$k = \frac{2,3 \cdot a \cdot L \cdot R_T}{A \cdot t} \cdot \log_{10} \cdot \frac{h_0}{h_f} \quad \text{Eq. (2.12)}$$

Onde:

a – área do tubo de entrada da água (cm²)

L – altura inicial do cp (cm)

R_T – fator de correção (R_T = μ_T/μ₂₀ = viscosidade da água a T°C/viscosidade da água a 20° C)

A – área do cp (cm^2)

t – tempo decorrido (s)

h_0 – carga inicial (cm)

h_f – carga final (cm)

A variação da carga hidráulica pode liberar bolhas de ar dissolvidas, além de causar variações na tensão efetiva que resulta em consolidação da amostra. A aplicação de um gradiente hidráulico inicial adequado pode minimizar este problema.

A figura 2.12 mostra o esquema de ensaio de carga variável (Head, 1982).

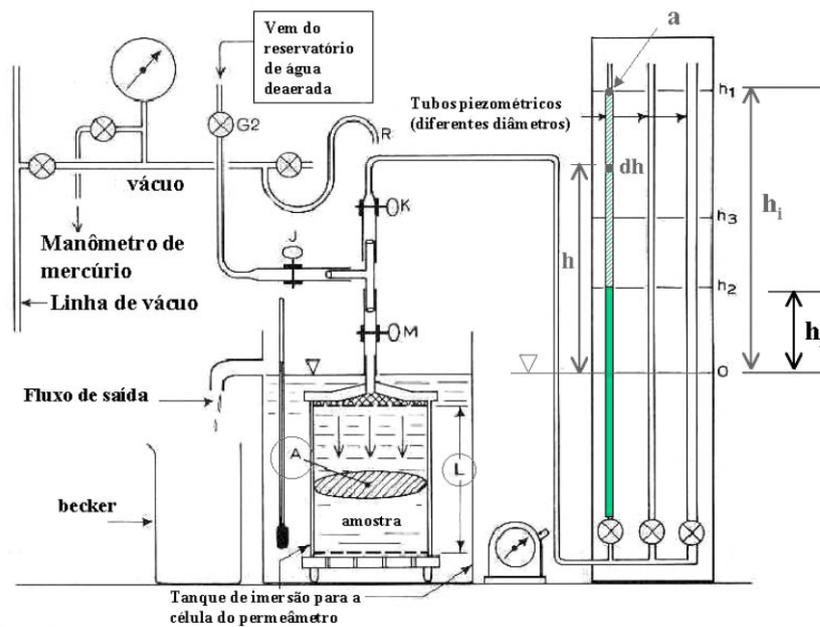


Figura 2.12: Esquema do ensaio de carga variável (Head, 1982)

C) Ensaio de fluxo constante

Neste caso, a velocidade de fluxo é mantida constante pelo bombeamento do líquido percolante através da amostra a uma vazão controlada e pela medida da diferença de pressão hidráulica ao longo da mesma. Quando a velocidade de fluxo e a

diferença de pressão tornam-se estáveis, o ensaio é finalizado e a condutividade hidráulica não mais se altera. É um ensaio curto, porém existe a possibilidade do desenvolvimento de gradientes hidráulicos muito altos quando a velocidade do fluxo é elevada. Além disso, o custo dos equipamentos é elevado quando comparado com os outros tipos de ensaios.

Os detalhes do ensaio de fluxo constante podem ser obtidos em Botelho (2001), que utilizou bomba de fluxo para a realização de ensaios de condutividade hidráulica.

Para a finalização do ensaio deve-se considerar que o fluxo de entrada e saída de água da amostra sejam aproximadamente iguais e que a condutividade hidráulica esteja praticamente estável.

Em qualquer dos ensaios acima descritos geralmente se utiliza água deaerada e destilada a fim de se prevenir que bolhas de ar e agentes presentes na água, tais como microorganismos e sais dissolvidos, possam alterar os valores de condutividade hidráulica. O uso de soluções químicas e contaminantes requer considerações especiais em relação ao projeto dos equipamentos, monitoramento do líquido efluente e cuidados com o operador.

2.2.6 Tipos de permeâmetros

Os permeâmetros utilizados para a realização de ensaios de condutividade hidráulica podem ser divididos em duas categorias descritas em detalhes por Head (1982): permeâmetros de paredes rígidas e permeâmetros de paredes flexíveis.

A) Permeâmetro de paredes rígidas:

O permeâmetro de paredes rígidas consiste de um tubo rígido que contém a amostra. Este tubo tanto pode ser o próprio molde de compactação, quanto uma célula de consolidação edométrica ou um tubo de amostragem.

No primeiro caso, o solo é compactado dentro do tubo e o ensaio de condutividade hidráulica é realizado através da aplicação de uma carga hidráulica. O líquido percolante flui ao longo do eixo da amostra, de forma ascendente ou descendente. O sistema é simples, mas existem as desvantagens de não se conseguir garantia da saturação da amostra, não se poder saturar por contrapressão, não se ter

controle sobre as tensões atuantes na amostra e a possibilidade de ocorrer fluxo lateral pelas paredes do tubo.

A célula de consolidação oedométrica pode ser adaptada para execução do ensaio de condutividade hidráulica com carga variável. No final do estágio de aplicação de carga ($u=0$), o ensaio de condutividade hidráulica é realizado pela conexão da base da amostra ao tubo de vidro com água. Aplica-se uma carga inicial entre a base e o topo da amostra. O ensaio de carga variável é realizado em geral em 24 horas, observando-se as variações com o tempo do nível de água no tubo.

Outra possibilidade é retirar uma amostra indeformada e realizar o ensaio de condutividade hidráulica diretamente no tubo de amostragem. Entretanto, cuidados especiais devem ser tomados, pois pode ocorrer fluxo lateral se houver problemas de amostragem ou a presença de pedregulhos no interior da amostra. Também não se tem garantia da saturação da amostra.

B) Permeâmetro de paredes flexíveis

Os ensaios deste tipo geralmente são realizados em células triaxiais onde a amostra é selada por uma membrana de látex que impede o fluxo lateral. As linhas de drenagem no topo e na base do corpo-de-prova são destinadas à saturação e à realização do ensaio. A diferença de pressão pode ser medida usando um transdutor diferencial de pressão e a saturação pode ser garantida pela medida do parâmetro B de Skempton, que relaciona a variação na poro-pressão medida (Δu) em função da variação na pressão confinante aplicada na célula ($\Delta \sigma_c$).

Carpenter e Stephenson (1986) utilizaram uma célula triaxial para verificação da influência de fatores como o gradiente hidráulico, o grau de saturação da amostra, a duração do ensaio e a relação comprimento/diâmetro da amostra na condutividade hidráulica de argilas.

Allan e Kukacka (1995) também utilizaram uma célula triaxial para análise da condutividade hidráulica de amostras de *grout* e solo-cimento reforçados com fibras microfissuradas.

Os ensaios de condutividade hidráulica em células triaxiais podem ser realizados com aplicação de contra-pressão para saturar a amostra o que é uma vantagem em relação aos ensaios de paredes rígidas. Além disso, pode-se monitorar as tensões verticais e horizontais com reprodução das condições de campo em laboratório. Outra vantagem é a existência de células de diversos tamanhos e a realização de ensaios em amostras indeformadas.

2.3 SOLOS REFORÇADOS COM MATERIAIS FIBROSOS

2.3.1 Aspectos gerais

Em geral, um solo bem compactado apresenta boa resistência à compressão e ao cisalhamento. Entretanto, a resistência à tração é baixa ou até mesmo inexistente. Assim como no concreto armado, a inclusão de reforços supre esta deficiência. Segundo Ehrlich (1999), areias que têm taludes máximos limitados a cerca de 30° podem apresentar taludes verticais quando reforçadas.

A inclusão de fibras no solo com o objetivo de melhorar suas propriedades transforma o solo em um material compósito fibroso. Neste caso, o solo representa a matriz que configura geometricamente o material compósito e transfere os esforços de umas fibras às outras e entre elas e a superfície adjacente. As fibras são responsáveis pela resistência e rigidez do material compósito, controlando a abertura e o espaçamento entre as fissuras.

As tensões de tração mobilizadas nos reforços são função da interação entre o solo e o reforço, que pode ser por atrito ou por resistência passiva. A Figura 2.13 mostra que, na zona ativa o sentido do movimento relativo solo-reforço é oposto ao que se verifica na zona resistente, e, portanto, a tensão de tração máxima deve ocorrer na fronteira entre as duas zonas, que é a superfície potencial de ruptura (Ehrlich, 1999).

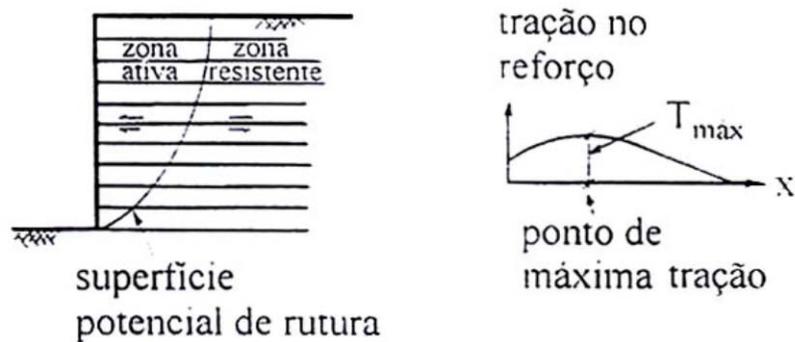


Figura 2.13: Representação das zonas ativa e resistente e ponto de máxima tração nos reforços de solos (Ehrlich, 1999)

O colapso de um sistema solo-reforço pode se dar por deslizamento das fibras ou ruptura por tração das mesmas. Entretanto, mesmo que ocorra a ruptura por tração, as extremidades das fibras irão deslizar, uma vez que a resistência à tração não pode ser mobilizada ao longo de todo o comprimento das fibras. Para fibras perfeitamente rígidas, a distribuição de tensões de cisalhamento e tensões axiais no sistema solo-reforço é o apresentado por Michalowski e Zhao (1996) e Michalowski (2008) e mostrado na Figura 2.14.

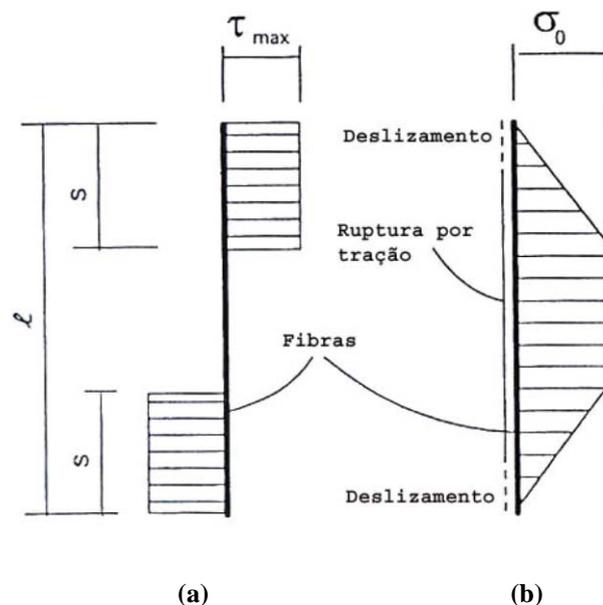


Figura 2.14: (a) Distribuição de tensões de cisalhamento na interface fibra-matriz; (b) tensões axiais na fibra (Michalowski e Zhao, 1996)

Para definição do modelo de trabalho admite-se que não ocorre deslizamento entre o solo e o reforço, ou seja, existe aderência perfeita entre eles, os quais formam um sistema contínuo. A Figura 2.15 representa o mecanismo de mobilização de tensões em uma massa de solo reforçado, onde: ε – deformação horizontal; σ_s – tensão de compressão no solo; T – força de tração nos reforços; S_h e S_v – espaçamentos horizontal e vertical dos reforços, respectivamente. Neste caso, considera-se o estado de tensões correspondente ao repouso quando a deformação horizontal é nula. Nesta situação os reforços não estão mobilizados. Com a deformação lateral as tensões horizontais no solo diminuem, tendendo à condição ativa, e crescem as tensões nos reforços até que o equilíbrio seja satisfeito (Ehrlich, 1999). A rigidez relativa do reforço também exerce influência sobre o comportamento do sistema. Quanto maior a rigidez do reforço, menores são as deformações e maiores as tensões de tração mobilizadas.

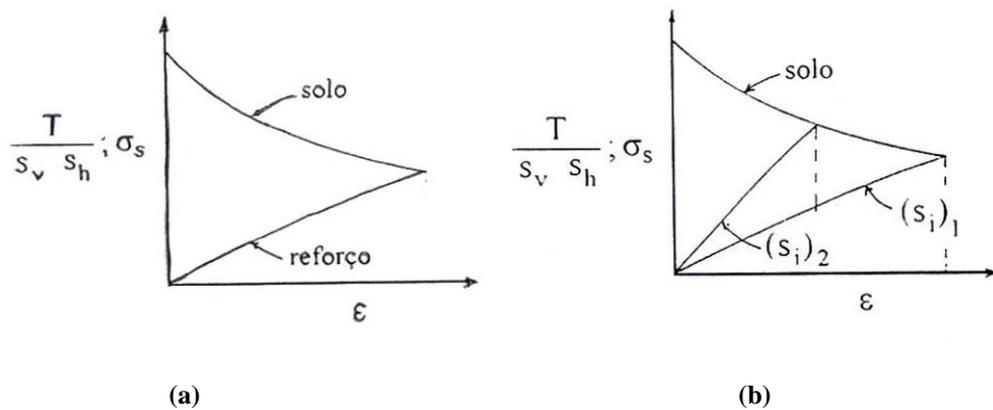


Figura 2.15: Representação do mecanismo (a) Mobilização de tensões em uma massa de solo reforçado (b) Sistemas com diferentes valores de rigidez relativa ($S_{i2} > S_{i1}$) (Ehrlich, 1999)

Segundo Ehrlich (1999), a tensão de tração máxima nos reforços é determinada para a condição de equilíbrio limite, considerando as forças necessárias ao equilíbrio a partir da resistência à tração dos reforços e da resistência ao cisalhamento do solo.

As propriedades mecânicas e do compósito solo-fibra dependem da porcentagem de fibras, em peso, assim como das propriedades mecânicas das fibras, do comprimento, forma e composição das mesmas e das propriedades mecânicas da matriz, que no caso de solo-cimento, são influenciadas também pelo tipo e teor de cimento.

Vários trabalhos mostram a influência da orientação das fibras em relação ao plano de ruptura. Gray e Maher (1989) apud Consoli et al (2001) e Gray e Al-Refeai (1986), postulam que fibras distribuídas aleatoriamente mantêm a resistência isotrópica, limitando os planos potenciais de fragilidade que podem desenvolver-se paralelamente ao reforço orientado, enquanto que, para outros autores, os elementos de reforço devem estar posicionados na direção das deformações de tração do solo, maximizando a contribuição do reforço. No entanto, no caso de fibras curtas e com uma relação comprimento/diâmetro (l/d) muito grande é praticamente impossível distribuir as fibras na massa de solo de maneira que fiquem posicionadas na direção dos esforços de tração. O modelo proposto por Michalowski e Zhao (1996) para ruptura de solos granulares reforçados com fibras considera a distribuição uniforme das fibras e aleatoriamente orientadas. Sendo assim, deve existir uma amostra representativa na qual a concentração de fibras e a distribuição da orientação possam ser consideradas uniformes.

Em relação ao teor de fibras, Taylor (1994) apud Heineck (2002) mostra que uma maior resistência pós-fissuração e menor dimensão das fissuras podem ser obtidas com alto teor de fibras, desde que as mesmas possam absorver as cargas adicionais causadas pela fissura. Um alto valor de módulo de elasticidade causaria um efeito similar. Quanto maior o módulo, maior a probabilidade de haver arrancamento das fibras.

A aderência entre as fibras e a matriz é outra importante característica do material compósito, visto que, por exemplo, o tamanho das fissuras pode ser reduzido com uma maior aderência.

O aumento da resistência das fibras aumenta também a ductilidade do compósito. A resistência necessária depende das características pós-fissuração, assim como do teor de fibras e das propriedades de aderência fibra-matriz.

Para uma dada tensão de cisalhamento superficial aplicada à fibra, esta será melhor utilizada se o seu comprimento for suficientemente capaz de permitir que a tensão cisalhante desenvolva uma tensão de arrancamento igual à sua resistência à tração. Portanto, quanto maior for o comprimento das fibras, menor será a possibilidade delas serem arrancadas (Heineck, 2002).

2.3.2 Tipos de fibras

As fibras utilizadas em materiais compósitos podem ser as mais diversas possíveis, podendo ser naturais, minerais, metálicas e poliméricas.

As características de comportamento de cada fibra, tais como suas propriedades físicas, químicas e mecânicas estão relacionadas ao material do qual são compostas e ao seu processo de fabricação e influenciam no comportamento do material compósito.

A eficiência do uso do reforço depende de três fatores principais em relação às propriedades da interface fibra-matriz: a diferença entre os módulos de elasticidade da fibra e da matriz, a compatibilidade química entre eles (a fibra deve ser quimicamente neutra e não deteriorável) e a diferença de expansão térmica entre fibra e matriz. Além disso, a fibra não deve sofrer ataque de fungos, bactérias ou álcalis e não ser nociva à saúde.

Fibras naturais

As fibras naturais foram os primeiros tipos de fibras a serem utilizados pelo homem como material de construção.

As principais fibras naturais utilizadas como reforço de materiais de construção são as fibras de coco, bambu, algodão, sisal, piaçava, juta, malva e cana de açúcar.

As pesquisas no Brasil e no exterior concentram-se principalmente nas fibras de coco e sisal devido à alta disponibilidade e os preços relativamente baixos.

A Tabela 2.3 apresenta as principais propriedades físicas e mecânicas de algumas fibras naturais citadas (Braga, 2001).

Tabela 2.3: Propriedades físicas e mecânicas das fibras naturais

Fibra	Massa esp. real (kg/dm³)	Absorção máxima (%)	Alongamento na ruptura (%)	Resist. à tração (MPa)	Módulo elast. (MPa)
Sisal	1,37	110	4,9 a 5,4	347 a 378	15,2
Piaçava	1,05	34,4 a 108	6	143	5,6
Coco	1,18	93,8	23,9 a 51,4	95 a 118	2,8
Bambu	1,16	145	3,2	73 a 505	5,1 a 24,6

Fonte: Braga, 2001

No contexto atual, estudos relativos aos solos reforçados com fibras naturais têm sido relatados em todo o mundo, podendo-se citar os trabalhos apresentados por Ghavami et al (1999) e Morel et al (2000) sobre o uso de fibras de coco e sisal como reforço de solos.

Fibras minerais

As fibras minerais mais utilizadas na construção civil são as fibras de carbono, vidro e asbestos. Na tabela 2.4 são apresentadas as principais propriedades destas fibras, segundo Curcio (2001).

As fibras de carbono são materiais baseados na resistência das ligações entre os átomos de carbono e na leveza dos mesmos. Possuem alta relação resistência/peso próprio, elevada rigidez, boas propriedades elétricas e estabilidade dimensional, além da resistência química e à corrosão elevada. Além disso, mantém suas características de resistência a uma temperatura de até 2000°C.

As fibras de vidro apresentam altas resistências mecânicas e estabilidade dimensional, boas propriedades elétricas, alta resistência química e à corrosão, sendo resistentes ao ataque da maioria dos ácidos. Além disso, é um material não celular e de forma cilíndrica e, deste modo, a umidade não é absorvida e a umidade superficial é rapidamente dissipada. Mantêm as suas propriedades mesmo a uma temperatura de cerca de 340°C, perdendo apenas 50% de sua resistência à tração. A temperatura de fusão é superior a 700°C.

As fibras de asbestos, também conhecidas como amianto, são altamente empregadas na construção civil, apesar de serem proibidas em muitos países por serem nocivas à saúde. Apresentam boa aderência com matrizes compostas de cimento.

Tabela 2.4: Propriedades físicas e mecânicas das fibras minerais

Fibra	Densidade (kg/dm³)	Alongamento na ruptura (%)	Resist. à tração (GPa)	Módulo elast. (GPa)
Carbono	1,70 a 1,90	0,3 e 1,8	5,50	290 a 400
Vidro	2,5	5	1,50 a 4,50	87
Asbesto	2,5	0,62	1,00	160

Fonte: Curcio, 2001

Fibras metálicas

As fibras metálicas mais utilizadas em reforço de materiais compósitos são as fibras de aço. Podem apresentar problemas de corrosão em função do meio em que estão inseridas, o que pode ser minimizado com banho de níquel. A aderência com a matriz pode ser melhorada em função do formato das fibras que pode ser bastante variável.

Fibras poliméricas

Devido à estrutura química variada dos polímeros as fibras poliméricas podem ser consideradas as mais promissoras para o reforço de solos, pois dão origem a diferentes tipos de fibras.

As fibras poliméricas de alto módulo de elasticidade mais importantes foram desenvolvidas de poliamidas aromáticas e são chamadas de fibras de aramida e conhecidas comercialmente por Kevlar. As fibras de aramida são derivadas de moléculas de polímeros com alto grau de aromaticidade (contendo anéis de benzeno) os quais exibem comportamento de líquido cristalino em solução. As moléculas agem como barras rígidas que se alinham paralelamente umas às outras para formar domínios ordenados. Quando soluções destas moléculas são sujeitas ao cisalhamento, os domínios ordenados tendem a se orientar na direção do esforço (Hull e Clyne, 1996). As fibras de aramida são produzidas por extrusão e fiação. Quando a solução polimérica passa pelo

processo de fiação desenvolve um alto grau de orientação e então podem alcançar valores de resistência e módulo de elasticidade elevados.

Outro tipo de fibra polimérica largamente utilizada em reforço de solos são as fibras de polipropileno. As fibras de polipropileno são termoplásticas, ou seja, adquirem uma consistência plástica com o aumento da temperatura. Possuem grande flexibilidade e tenacidade em função de sua constituição. Possuem também elevada resistência ao ataque de várias substâncias químicas e aos álcalis.

As fibras de polietileno têm um módulo de elasticidade baixo, são fracamente aderidas à matriz e altamente resistentes aos álcalis. Apresentam alta durabilidade e grandes deformações de fluência. O PEAD (polietileno de alta densidade) apresenta melhores características de aderência e mais alto módulo de elasticidade. (Heineck, 2002).

As fibras de poliéster apresentam alta densidade, rigidez e resistência e são similares às fibras de polipropileno. O polietileno tereftalato (PET) é o poliéster mais conhecido atualmente. Apresenta alongamento na ruptura de 7 a 50% e densidade relativa entre 1,33 e 1,45. A temperatura de fusão é da ordem de 270°C (Mano, 1991).

A tabela 2.5 apresenta as principais propriedades físicas e mecânicas das fibras poliméricas mais empregadas na construção civil.

Tabela 2.5: Propriedades mecânicas das fibras poliméricas

Fibra	Resist. à tração (MPa)	Módulo elast. (GPa)
Aramida	3500	128
Polipropileno	400	8
Polietileno	24	1,1
Poliéster (PET)	130 a 880	4 e 15

Fonte: Mano, 1991; Hull e Clyne, 1996; Heineck, 2002

2.3.3 Estudos de Solos Reforçados com Fibras Poliméricas

A inclusão de fibras ao solo não tem sido reportada somente como uma alternativa para melhorar o comportamento do solo em relação a resistência à tração e ao cisalhamento. Outras melhorias, tais como o aumento da resistência à fadiga e às

cargas de impacto e dinâmicas, da ductilidade e da tenacidade podem ser observadas (Consoli et al, 2001).

Al-Wahab e El-Kedrah (1995) realizaram um experimento para mostrar o efeito da adição de fibras de polipropileno nas características de compactação, fissuração e contração/expansão de um solo argiloso compactado, moderadamente expansivo. A mistura solo-fibra foi feita com o solo já homogeneizado na umidade de compactação. O tempo de mistura variou de 3 a 8 minutos dependendo da quantidade de fibras utilizada (0, 0,2%, 0,4% e 0,8%). O teor ótimo de fibra considerado foi de 0,2%. Teores maiores não são práticos devido a problemas de mistura, distribuição uniforme das fibras no solo e trabalhabilidade.

O solo com fibras exibe o mesmo comportamento de compactação que o solo sem fibras. No ramo seco a adição de fibras tem um efeito levemente mais acentuado no peso específico aparente seco (γ_d), o que não implica em problemas práticos. Em campo, o próprio solo varia as condições de compactação pela variação de suas características. Além disso, o solo geralmente é compactado na umidade cerca de 2% acima da ótima e, neste caso, no ramo úmido as diferenças não são significativas.

O teor de umidade ótimo não variou com o teor de fibras adicionado. Entretanto, γ_d aumentou com o teor de fibras (até cerca de 0,2%) e depois decresceu com teores mais elevados de fibras. A variação em γ_d , no entanto, não excedeu a 4,5% no ramo seco e na umidade ótima. No ramo úmido a variação de γ_d foi inferior a 2,5%. O benefício da adição de fibras depende muito do controle da umidade de compactação. Teores de umidade excessivos parecem quebrar a ligação entre o solo e as fibras, reduzindo significativamente a eficiência das fibras. A Figura 2.16 mostra as variações do peso específico aparente seco e da umidade ótima em função do teor de fibras.

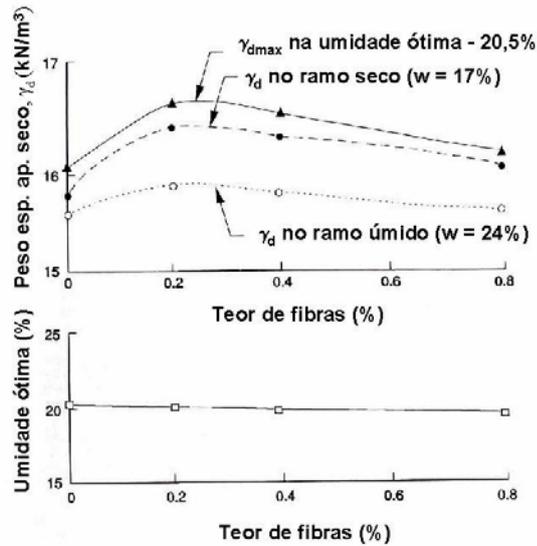


Figura 2.16: Efeito das adição de fibras no peso específico aparente seco e na umidade ótima de um solo (Al-Wahab e El-Kedrah, 1995)

Os ciclos de contração/expansão foram feitos através da secagem da amostra em estufa por 48 horas, mantendo-a em seguida embebida em água à temperatura ambiente por 96 horas. Para quantificar o número e severidade das fissuras na amostra seca, foi utilizado o índice de fissuração, que relaciona o comprimento e a largura das fissuras, o número de fissuras com profundidade superior a 2mm na área superficial da amostra, e a área superficial total da amostra. O índice de fissuração em todos os ciclos reduziu de 25 a 49% quando o solo era reforçado (0,2% de fibras). Além disso, ciclos repetidos de contração/expansão reduziram a resistência à compressão não confinada dos solos reforçados e não reforçados, para amostras compactadas na umidade ótima ou próximas a mesma (Figura 2.17). Apesar da resistência à compressão não confinada ter reduzido com a aplicação dos ciclos para o solo reforçado e não reforçado, o valor último da resistência para o solo reforçado, no 5º ciclo, é duas vezes maior do que para o solo sem reforço. A diferença na resistência entre o solo reforçado e o solo não reforçado é quase à mesma em todos os ciclos, com exceção do 1º ciclo e, depois disso, o mesmo mecanismo ocorreu em ambos os solos com os ciclos subsequentes.

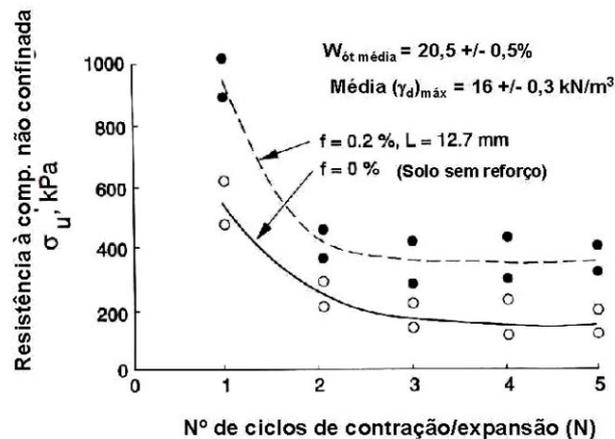


Figura 2.17: Efeito dos ciclos de contração/expansão e da adição de fibras na resistência à compressão não confinada (Al-Wahab e El-Kedrah, 1995)

A adição de 0,2% de fibras ao solo reduziu a deformação por contração e o potencial de expansão de 30 a 35%. Estas reduções na contração/expansão foram observadas somente quando o solo foi compactado na umidade ótima ou próxima a ela. O efeito das fibras na redução foi muito maior no ramo seco da curva de umidade ($w=17\%$) do que no ramo úmido ($w=24\%$). Portanto, a eficiência máxima das fibras somente pode ser atingida sob umidade de compactação controlada., que não deve exceder 2% da umidade ótima. Observou-se que, quando a umidade de compactação excedeu 3% da umidade ótima para este mesmo solo, as fibras não tiveram efeito significativo na redução da expansão.

A pesquisa realizada por **Allan e Kukacka (1995)** consistiu de análise das propriedades hidráulicas e mecânicas de argamassas (tipo *grout*) e solo-cimento reforçados com fibras de polipropileno. A abertura de fissuras em amostras confinadas sujeitas à retração foi reduzida pela ação das fibras. Em relação ao desempenho de barreiras hidráulicas, isto é particularmente benéfico, principalmente para as condições saturadas onde o fluxo através das fraturas é favorecido. A resistência à flexão e a ductilidade aumentaram em função da adição de fibras.

Os ensaios de condutividade hidráulica foram realizados em uma célula triaxial com aplicação de tensões confinantes em níveis tais que simulassem as sobrecargas a que estão sujeitas as barreiras hidráulicas. Todas as amostras foram saturadas por aplicação de contrapressão. As amostras foram sujeitas a ciclos de secagem e molhagem antes dos ensaios de condutividade hidráulica e as amostras fissuradas e não fissuradas

foram submetidas a gradientes de pressão onde a lei de Darcy para fluxo através de meios porosos poderia ser aplicada.

Os resultados mostraram que a aplicação de tensão confinante às amostras tendeu a fechar as microfissuras. Desta forma, as sobrecargas atuantes em um sistema de barreiras influenciam a condutividade hidráulica na presença de fissuras (Figura 2.18).

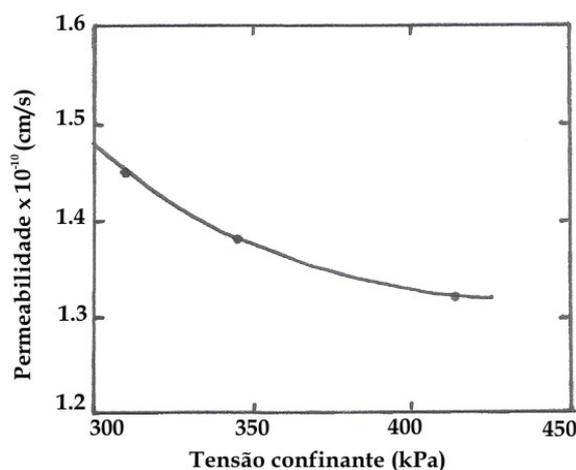


Figura 2.18: Relação entre a permeabilidade e a tensão confinante para amostra de solo-cimento fissurada com 0,2% de fibras (Allan e Kukacka, 1995)

A adição de fibras às amostras não foi significativamente benéfica, já que não reduziu a condutividade hidráulica das amostras após a secagem e ressaturação. Entretanto, deve-se ressaltar que, no caso de materiais cimentícios, a contribuição das fibras depende, sobretudo, das condições de cura das amostras ensaiadas, que neste caso, foram controladas. De qualquer forma, existem outras vantagens potenciais em relação ao uso das fibras, tais como a redução da retração plástica e redução da abertura de fissuras, o que pode ser um fator essencial para o comportamento hidráulico de um sistema de barreiras.

Prietto et al (1999) utilizaram fibras de PET distribuídas aleatoriamente em uma areia fina uniforme artificialmente cimentada para análise do comportamento tensão-deformação através de ensaios de compressão simples e de compressão estática triaxial. Utilizou-se cimento Portland de Alta Resistência Inicial (CPV-ARI) a fim de se reduzir o tempo de cura das amostras. Os autores concluíram que, como era de se esperar, a inclusão das fibras PET aumenta a resistência à compressão simples da areia cimentada, o que é mais significativo para maiores porcentagens de fibra. O comprimento da fibra

não influencia na resistência à compressão simples, apresentando valores variáveis para os diferentes comprimentos sem qualquer tendência de aumento ou redução dos valores.

O comportamento tensão-deformação nos ensaios de compressão triaxial indicou um razoável aumento da tensão desvio com inclusão das fibras, corroborando o que foi observado nos ensaios de compressão simples. Entretanto, neste caso, o comprimento das fibras influenciou positivamente a resistência à compressão triaxial (Figura 2.19). Quanto ao ângulo de atrito, observou-se um aumento em consequência do aumento da resistência por atrito, ao passo que o intercepto coesivo, função única da cimentação, permaneceu inalterado. Embora a adição de fibras PET tenha reduzido sensivelmente o índice de fragilidade do compósito, isto não foi suficiente para mudar o comportamento de frágil para dúctil. Isto se deve à importância das propriedades das fibras no comportamento mecânico do compósito.

A inclusão de fibras PET não influenciou a rigidez inicial. Apesar da grande variabilidade de dados, pode-se concluir que, se existe alguma influência da adição de fibras na rigidez inicial, esta é pequena em comparação ao efeito da cimentação sobre a rigidez do material compósito.

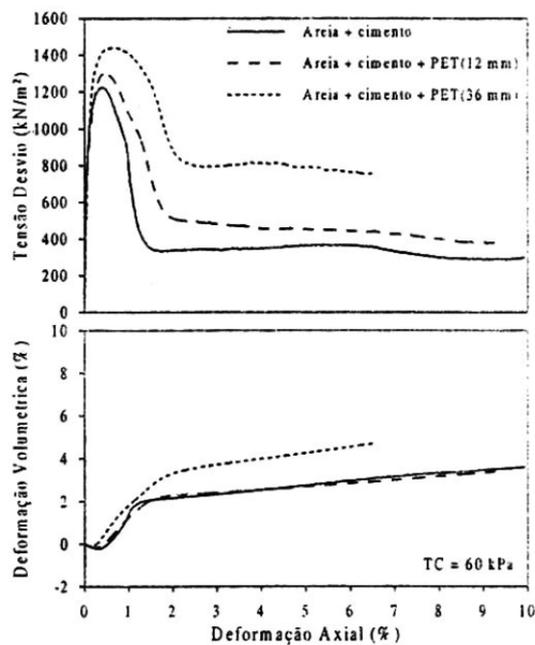


Figura 2.19: Curvas tensão-deformação da matriz cimentada reforçada e não reforçada para tensão confinante de 60kPa (Prietto et al, 1999)

Lima et al (1999) analisaram a influência da adição de fibras de polipropileno no comportamento mecânico de uma mistura solo-cal. Foi utilizado um solo argilo-areno-siltoso, relativamente poroso, uniforme, e com um certo grau de estruturação. Foi também analisada a influência da energia de compactação no comportamento mecânico das misturas para aplicações em estradas. Foram realizados ensaios de compressão simples, compressão diametral e triaxial não-drenado-não-adensado. Ganhos significativos na resistência mecânica do solo foram observados, tanto com a adição de fibras e cal quanto com o período de cura das amostras. Percentualmente, o ganho de resistência com a adição de fibras à mistura solo-cal decresce com o aumento da energia, mas segundo os autores, traz à tona também a grande influência da energia de compactação na resistência à compressão diametral das misturas. Em relação à resistência à compressão simples observou-se um comportamento semelhante. As Figuras 2.20 e 2.21 mostram o comportamento mecânico das diversas misturas em relação ao tempo de cura.

Quanto à coesão, também foram observados acréscimos significativos na resistência mecânica da mistura. À medida que se aumenta a energia de compactação e, conseqüentemente, o valor de coesão, o efeito de ancoragem da fibra decresce.

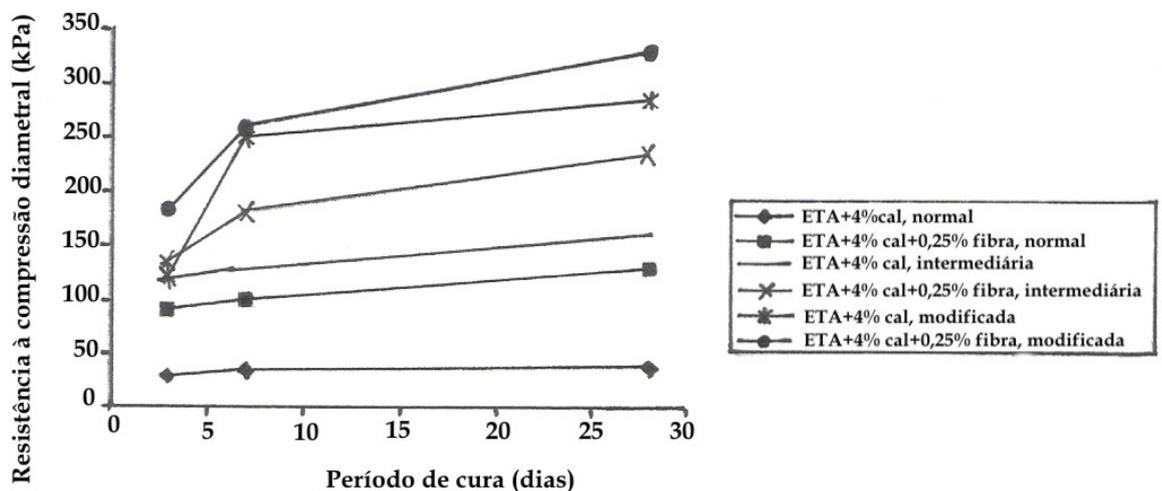


Figura 2.20: Resistência à compressão diametral da mistura solo-cal e do fibrossolocal, para 4% de cal, 0,25% de fibra e períodos de cura de 3, 7 e 28 dias (Lima et al, 1999)

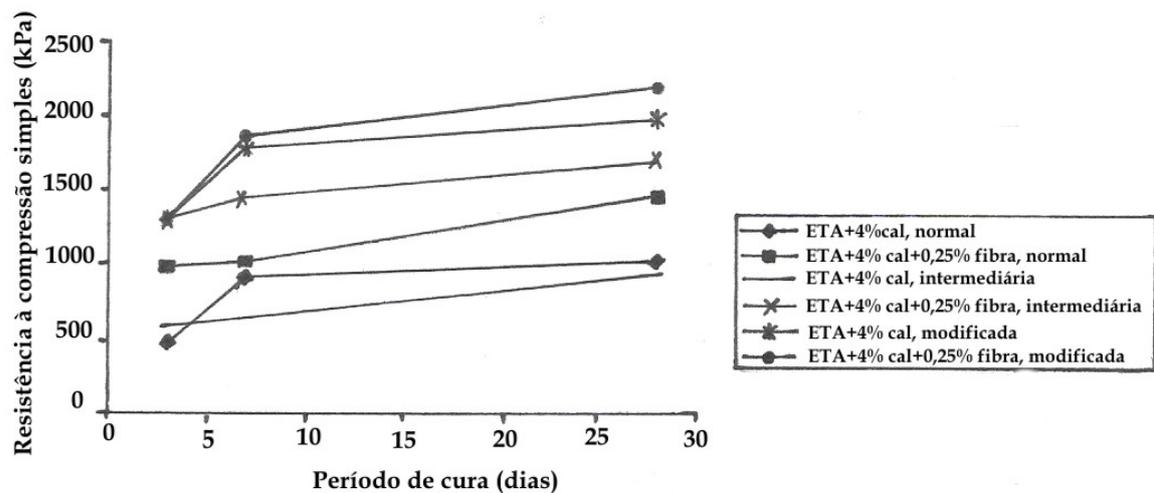


Figura 2.21: Resistência à compressão simples da mistura solo-cal e do fibrossolocal, para 4% de cal, 0,25% de fibra e períodos de cura de 3, 7 e 28 dias (Lima et al, 1999)

A pesquisa realizada por **Caproni Júnior et al (1999)** consistiu no estudo do comportamento de uma areia argilo-siltosa estabilizada com cimento e reforçada com fibras de polipropileno. Foi adotada uma porcentagem fixa de cimento tipo CPIIF-32 para diferentes teores e comprimento das fibras e dimensão dos corpos-de-prova. Dos ensaios de compressão simples pôde-se observar que a tensão de ruptura, tanto do solo-cimento quanto do solo-cimento-fibra, cresceu com o aumento do diâmetro dos corpos-de-prova, independente da porcentagem e comprimento das fibras. Em relação aos ensaios de compressão triaxial observou-se que a estabilização do solo com cimento, sem o reforço com fibras, provocou um aumento significativo da coesão e do ângulo de atrito. Entretanto, para os corpos-de-prova de menor diâmetro o ângulo de atrito foi inferior. O aumento do diâmetro dos corpos-de-prova provocou uma pequena redução da coesão e um aumento considerável do ângulo de atrito. O reforço com fibras, de maneira geral, reduziu os valores de coesão e aumentou o ângulo de atrito interno em relação ao solo-cimento. Para os corpos-de-prova maiores houve redução dos valores de coesão e ângulo de atrito. O aumento do comprimento das fibras não mostrou qualquer relação com a resistência mecânica do compósito solo-cimento-fibra.

Miller e Rifai (2000) utilizaram fibras de polipropileno de 12,5mm de comprimento misturadas a um solo argiloso de média plasticidade ($w_L=40\%$ e $IP=17\%$). Foram determinadas as curvas de compactação para as várias misturas de solo e fibras (0; 0,2; 0,4; 0,6; 0,8%). As amostras foram compactadas (na $w_{ót} + 2\%$) em moldes de

ação medindo 450mm de diâmetro e 100mm de altura para determinação das características de fissuração. Foram feitos ciclos de molhagem e secagem e as características geométricas das fissuras foram monitoradas visualmente ao final de cada ciclo. Ao final do último ciclo eram feitas fotografias da área da superfície das amostras. A área superficial de fissuração era usada para determinação do fator intensidade de fratura das amostras fissuradas, denominada pelos autores de CIF. O fator intensidade de fratura era utilizado para a determinação do fator de redução da fissuração (CR) pela relação:

$$CR = \frac{(CIF_n - CIF_f) \times 100}{CIF_n} \quad Eq. (2.13)$$

Onde: CIF_n – fator intensidade de fissura para amostra de solo natural (sem fibras) (%)

CIF_f – fator intensidade de fissura para amostra de solo reforçado com fibras (%)

A Figura 2.22 mostra que, aumentando-se o teor de fibras de 0,2% para 0,8% ocorre uma significativa redução das fissuras de 12,28% a 88,57%, respectivamente, devido ao aumento na resistência à tração das amostras.

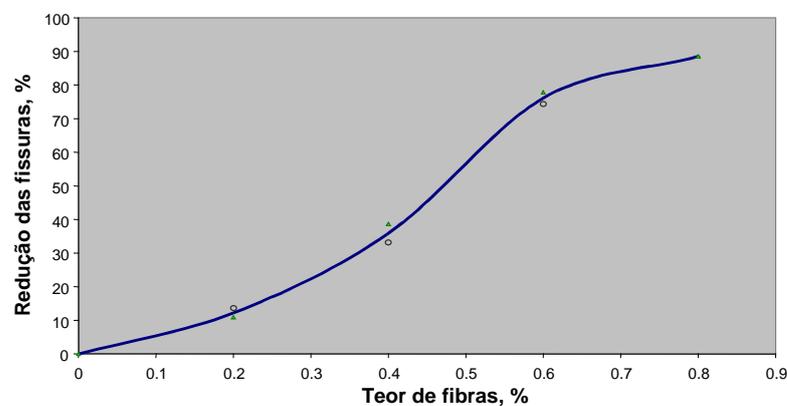


Figura 2.22: Redução das fissuras x Teor de fibras (Miller e Rifai, 2000)

A condutividade hidráulica foi determinada de acordo com a norma ASTM D5084 para amostras preparadas nas mesmas condições anteriores variando-se o teor de fibras entre 0; 0,2; 1,0; 1,5 e 2,0%. Os resultados apresentados na Figura 2.23 mostram uma pequena redução na condutividade hidráulica para as amostras com 0,2% de fibras quando comparadas com amostras de solo natural. Entretanto, com o aumento do teor de fibras, verificou-se um aumento significativo da condutividade hidráulica.

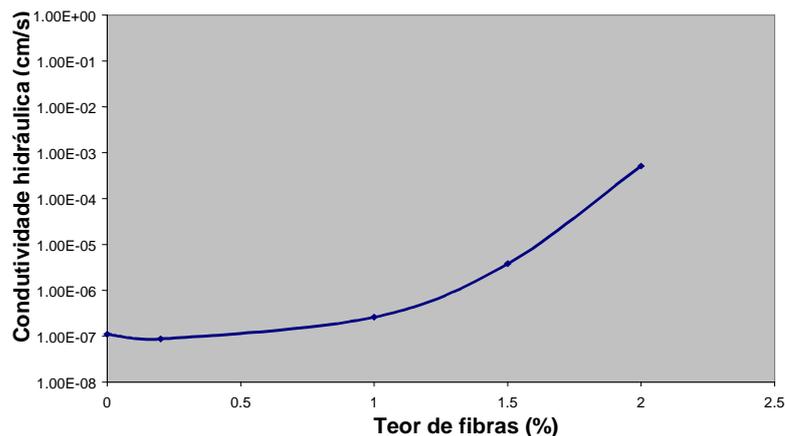


Figura 2.23: Condutividade hidráulica x Teor de fibras (Miller e Rifai, 2000)

O estudo realizado por **Casagrande et al (2002a)** consistiu em um trabalho de campo onde foi avaliado o comportamento de fundações superficiais assentes em camadas de um solo residual areno-siltoso reforçado com fibras de polipropileno. Além dos trabalhos de campo, foram também realizados ensaios de compressão triaxial em laboratório. Os resultados de laboratório mostraram um aumento significativo no intercepto coesivo devido à adição das fibras. Entretanto, o ângulo de atrito não foi significativamente influenciado pela adição das fibras. Os resultados das provas de carga realizadas em campo demonstraram uma significativa redução na magnitude dos recalques e que esta melhoria tornou-se mais acentuada com o aumento dos recalques. Em relação aos mecanismos de ruptura, observou-se que não existe zona de cisalhamento nas camadas de solo reforçadas, concluindo-se que as fibras inibem a formação e a propagação de bandas de cisalhamento localizadas e permite uma redistribuição de tensões em uma área mais ampla. Em relação ao comportamento tensão-deformação do solo reforçado com fibras, observou-se um aumento da resistência com o aumento das deformações axiais. Entretanto, os resultados de campo foram inferiores aos de laboratório. Este fato pode estar relacionado às dificuldades de homogeneização da mistura em campo, o que pode ser evitado com o aprimoramento das técnicas. As Figuras 2.24 e 2.25 mostram os resultados dos ensaios de compressão triaxial drenados para o solo compactado reforçado e não reforçado nas diferentes tensões confinantes aplicadas.

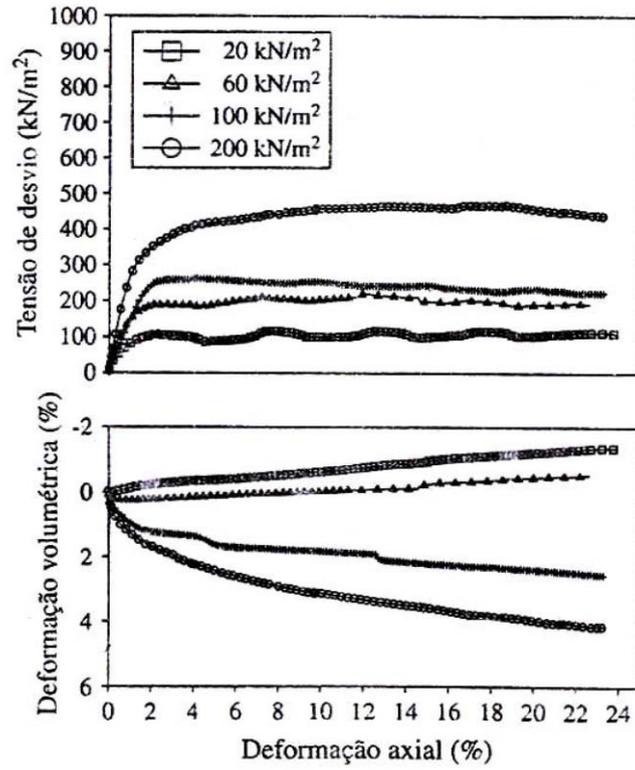


Figura 2.24: Ensaio de compressão triaxial drenado das amostras sem fibras (Casagrande et al, 2002a)

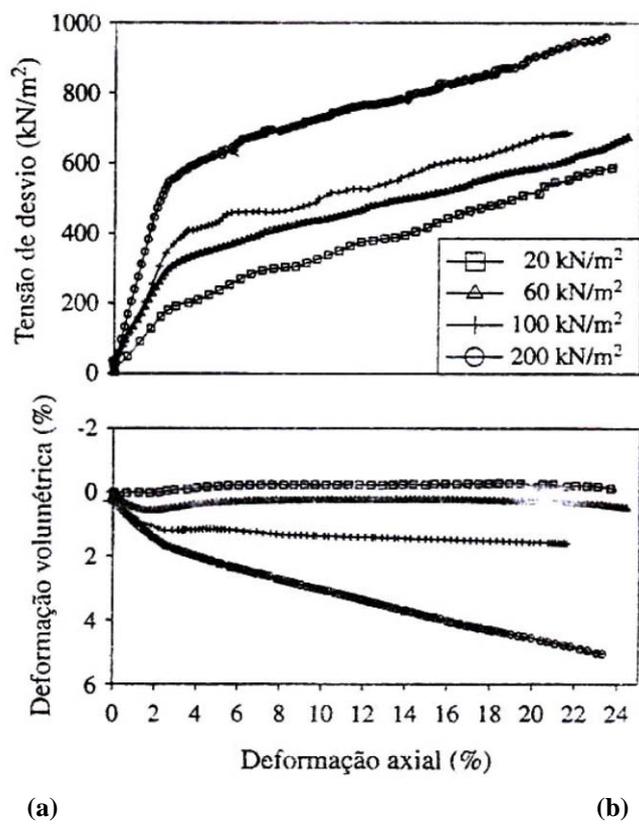


Figura 2.25: Ensaio de compressão triaxial drenado das amostras com 0,5% de fibras (Casagrande et al, 2002a)

Comparando-se as Figuras 2.24 e 2.25 pode-se observar que, para todos os níveis de tensões efetivas avaliados, as amostras de solo compactado reforçado com fibras apresentam um comportamento melhorado em relação às amostras não reforçadas, com aumento de resistência. A variação volumétrica, entretanto, não sofreu grande influência com a adição de fibras.

Em adição ao estudo realizado, **Casagrande e Consoli (2002b)** avaliaram a influência do teor, comprimento e diâmetro das fibras, da tensão de confinamento efetiva, teor de umidade e peso específico seco de compactação, além de ciclos de carga e descarga para análise do comportamento elasto-plástico do compósito. Os teores de fibras adotados foram zero, 0,25, 0,5 e 0,75% de fibra em relação ao peso de solo seco. Em todos os casos observou-se uma melhoria significativa na resposta última (tensão desvio em relação à deformação axial). Além disso, observou-se um aumento da rigidez

do compósito. A Figura 2.26 apresenta as curvas tensão-deformação para os diferentes teores de fibras e tensão confinante de 60kPa, onde se observa um aumento da resistência com o aumento do teor de fibras. A variação volumétrica somente foi levemente influenciada a partir da inclusão de 0,5% de fibras, quando o material torna-se mais compressível.

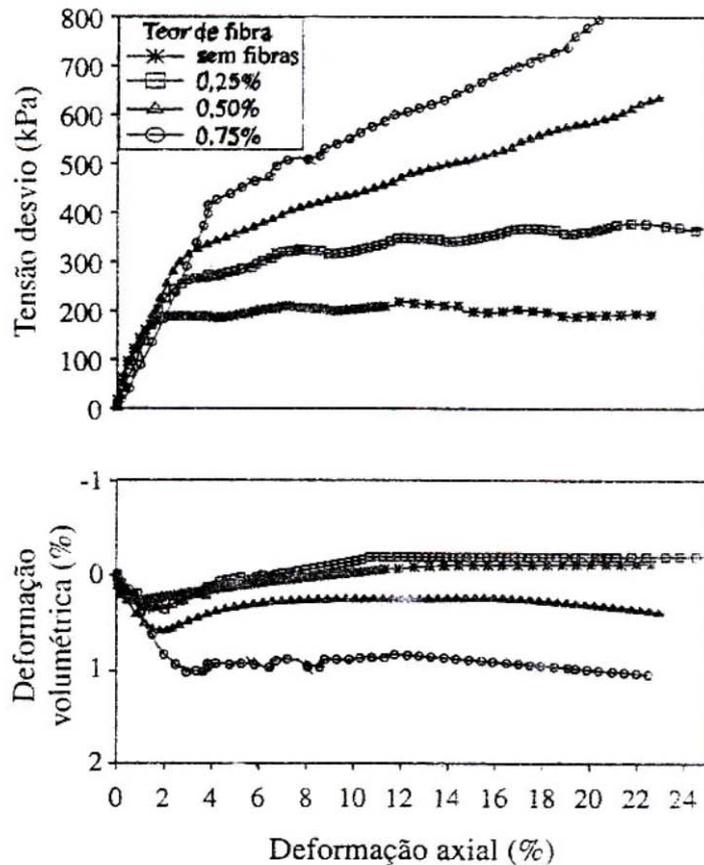


Figura 2.26: Comportamento tensão desvio – deformação axial – deformação volumétrica para diferentes teores de fibras (dados das fibras: $l = 24\text{mm}$, $\phi = 0,023\text{mm}$; tensão confinante – 60kPa) (Casagrande e Consoli, 2002b)

As tensões confinantes aplicadas foram de 20, 60 e 100 kPa e, neste caso, os demais parâmetros foram constantes. Os resultados dos ensaios de compressão triaxial mostraram que, para grandes deformações, a resistência aumenta continuamente a uma taxa constante.

Para análise da influência do comprimento da fibra, somente este parâmetro foi variado. O comportamento tensão-deformação do solo reforçado submetido a grandes

deformações, mostrou um aumento contínuo da resistência com o aumento do índice de aspecto (relação comprimento/diâmetro). As Figuras 2.27 e 2.28 mostram os resultados obtidos.

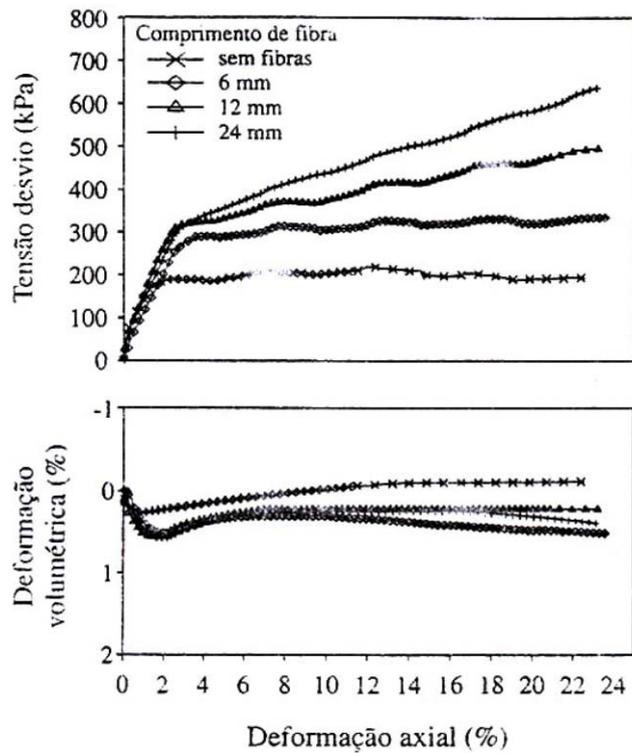


Figura 2.27: Comportamento tensão desvio – deformação axial – deformação volumétrica (0,5% de fibras, tensão confinante de 60kPa) – amostras com diferentes comprimentos de fibras (Casagrande e Consoli, 2002b)

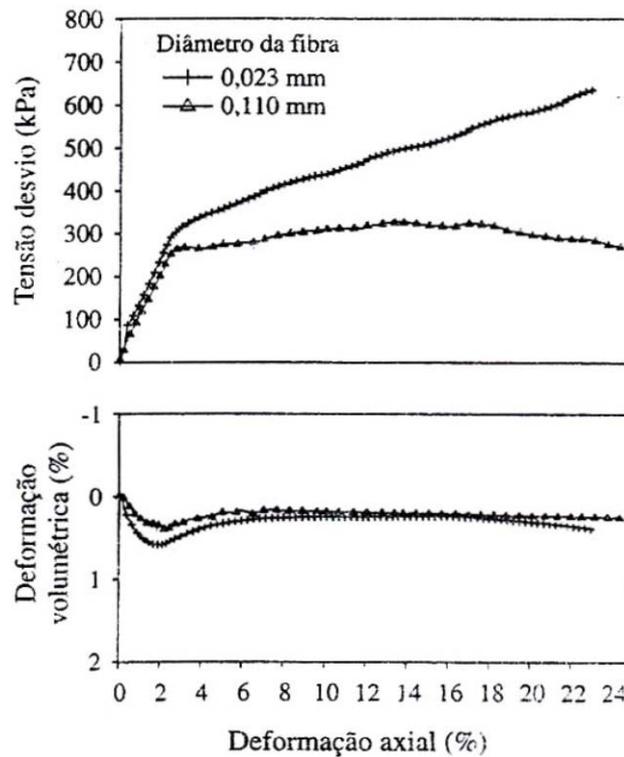


Figura 2.28: Comportamento tensão desvio – deformação axial – deformação volumétrica (0,5% de fibras de 24mm, sob tensão confinante de 60kPa) – amostras com diferentes diâmetros de fibras (Casagrande e Consoli, 2002b)

Para todos os valores de umidade adotados, o desempenho das amostras solo-fibra foi melhor que o das amostras de solo não reforçado.

Os resultados do ciclo de carga e descarga em amostras de solo não-reforçado e solo reforçado demonstraram que o comportamento tensão desvio-deformação axial sob condições de carregamento é predominantemente plástico, para os níveis de deformação axial analisados.

Specht et al (2002) avaliaram o comportamento de misturas solo-cimento-fibra submetidas a carregamentos estáticos e dinâmicos. Neste caso, foram realizados ensaios de compressão não-confinada, compressão diametral, módulo de resiliência, resistência à flexão, fadiga e resistência à compressão triaxial drenados com medidas internas de deformações. O objetivo era avaliar os efeitos da inclusão de fibras poliméricas, sob condições de carregamento estático e dinâmico, sobre as propriedades de resistência e deformabilidade em um solo residual artificialmente cimentado. Foi utilizado um solo residual de arenito, cimento Portland CPV-ARI e dois tipos de fibras de polipropileno

com características físicas diferentes, sendo a primeira (tipo I) em forma de filamentos e a segunda (tipo II) fibrilada, formada por pequenos filamentos unidos.

Os autores concluíram que as fibras com características de maior extensibilidade (tipo I) exercem efeito mais pronunciado no comportamento pós-pico, aumentando de forma expressiva a tenacidade, a ductilidade e a vida de fadiga dos compósitos, ao contrário das fibras mais rígidas (tipo II) que exercem efeito mais pronunciado no aumento da resistência de pico do compósito. As Figuras 2.29 (a) e (b) e 2.30 mostram o comportamento das misturas para 0,5% de fibras dos tipos I e II submetidas a diferentes níveis de tensão confinante (TC).

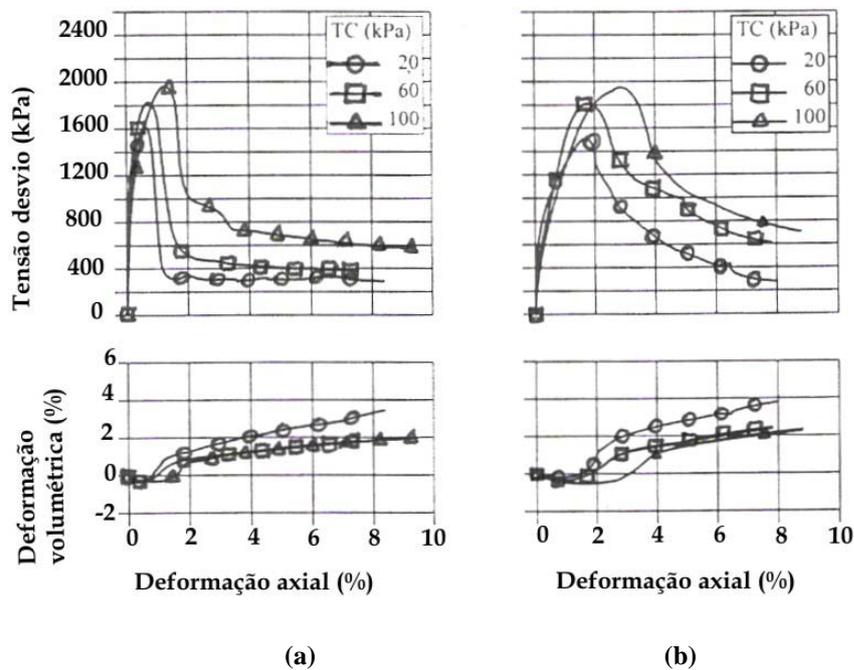


Figura 2.29: Curvas tensão desvio versus deformação axial e deformação volumétrica versus deformação axial. (a) matriz cimentada (7% de cimento); (b) matriz cimentada reforçada com 0,5% de fibra tipo I (12mm de comprimento) (Specht et al, 2002)

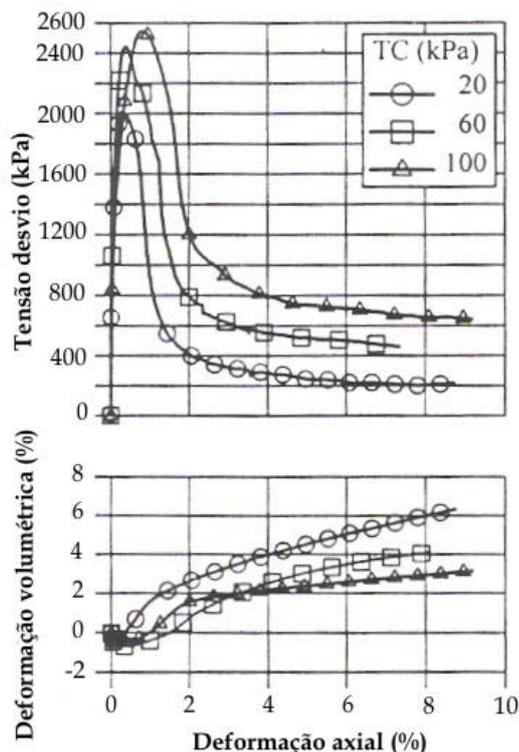


Figura 2.30: Curvas tensão desvio versus deformação axial e deformação volumétrica versus deformação axial de uma matriz cimentada reforçada com 0,5% de fibra tipo II (12mm de comprimento) (Specht et al, 2002)

A adição de fibras aumentou os valores de resistência à compressão não-confinada e de tração na flexão. A inclusão da fibra tipo II causou um aumento dos parâmetros de resistência, intercepto coesivo e ângulo de atrito; a fibra tipo I não alterou estes parâmetros. Em relação ao módulo de resiliência, houve uma tendência de redução pela inclusão de ambos os tipos de fibras, sendo mais pronunciado pela inclusão das fibras tipo I. Para os solos reforçados com fibra tipo II, o comprimento da fibra tende a aumentar o valor do módulo de resiliência. Quanto à rigidez medida nos ensaios triaxiais, para a fibra do tipo I, houve um aumento na deformação de ruptura e redução do módulo secante, enquanto que para a tipo II a deformação foi reduzida e houve um aumento no valor do módulo. Em relação ao modo de ruptura, houve alteração de frágil para dúctil, observado através da análise dos índices de fragilidade.

O principal objetivo do estudo desenvolvido por **Yetimoglu e Salbas (2003)** foi determinar a contribuição do reforço com fibras na resistência ao cisalhamento da areia. Uma série de ensaios de cisalhamento direto foi realizado para investigar o efeito do

teor de fibras no comportamento da areia em todos os estágios: pré-ruptura, ruptura e pós-ruptura.

Foi utilizada uma areia quartzosa limpa e seca em estufa misturada a fibras de polipropileno de 0,05mm de diâmetro, 20mm de comprimento, resistência à tração de 320 a 400 MPa e módulo de elasticidade de 3,5 a 3,9 GPa.

Os resultados mostraram que a envoltória de cisalhamento para as areias reforçadas foi similar à envoltória das areias não-reforçadas, sendo lineares com intercepto coesivo igual a zero. As tensões cisalhantes de pico foram pouco influenciadas pelo teor de fibras. Dessa forma, os valores para os ângulos de atrito puderam ser considerados idênticos para as amostras reforçadas e não-reforçadas.

O reforço com fibras também não apresentou efeito significativo na rigidez inicial da areia. Os deslocamentos horizontais na ruptura foram comparáveis para as areias reforçadas e não-reforçadas sob a mesma tensão vertical normal.

A areia reforçada com fibras teve seu comportamento alterado de frágil para dúctil, exibindo uma menor perda da resistência pós-pico. Este comportamento foi mais pronunciado para tensões normais mais elevadas e também para maiores teores de fibras. O comportamento das areias reforçadas e não reforçadas pode ser visualizado nas Figuras 2.31 (a) e (b).

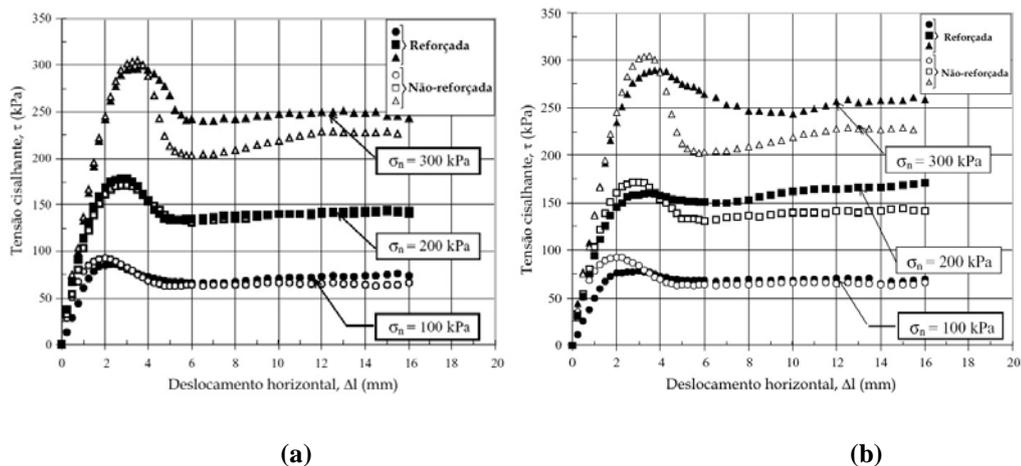


Figura 2.31: Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal para amostras reforçadas e não-reforçadas. (a) teor de fibras 0,10%; (b) teor de fibras 1% (Yetimoglu e Salbas, 2003)

Consoli et al (2005a) analisaram o comportamento de uma areia reforçada com fibras submetida a altas deformações a fim de determinar o efeito causado na resistência ao cisalhamento das misturas. Para isso foram realizados ensaios de cisalhamento em anel (*ring shear*).

As fibras de polipropileno (0,5% em peso de solo seco) com 12mm de comprimento, 0,023 e 1,394mm de espessura, resistência à tração de 120MPa, módulo de elasticidade de 3GPa e deformação linear na ruptura de cerca de 80%, foram adicionadas aleatoriamente ao solo (areia quartzosa fina, uniforme, não plástica).

A Figura 2.32 mostra os resultados obtidos para os ensaios em amostras não-reforçadas e amostras reforçadas, sob tensões normais de 100 e 400 KPa. Pode-se observar que a influência da inclusão de fibras na resistência ao cisalhamento depende das características das fibras. Neste caso, o efeito foi mais pronunciado para as fibras mais finas e sob mais altas tensões normais. Em todos os casos, observou-se que não houve perda da resistência mesmo para maiores valores de deslocamento horizontal.

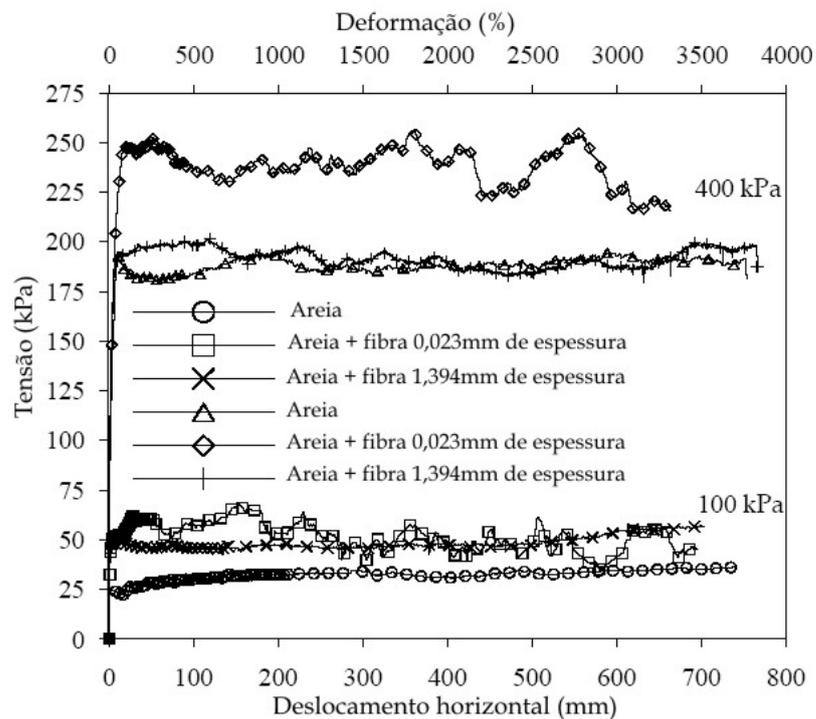


Figura 2.32: Curva tensão versus deslocamento horizontal obtidas de ensaios de cisalhamento em anel em amostras reforçadas e não-reforçadas, com fibras de diferentes espessuras (Consoli et al, 2005a)

Em relação à densidade relativa das amostras, a Figura 2.33 mostra que a resistência ao cisalhamento das amostras não-reforçadas não depende da densidade inicial, ao contrário das amostras reforçadas, nas quais a inclusão de fibras tem efeito mais significativo para amostras mais densas. Como as fibras atuam como uma malha no interior da areia, um menor índice de vazios pode proporcionar uma maior eficiência no trabalho das fibras como reforço na zona de cisalhamento.

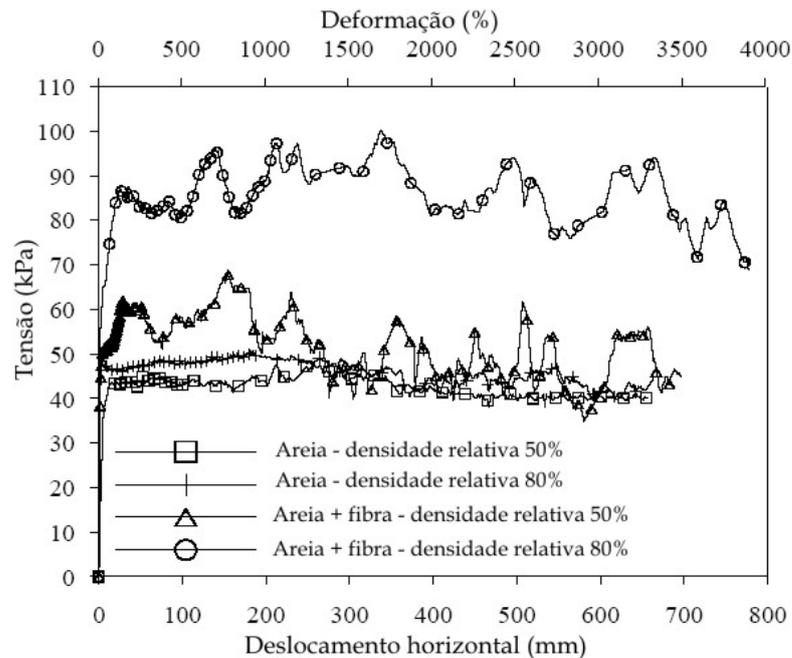


Figura 2.33: Curva tensão versus deslocamento horizontal obtidas de ensaios de cisalhamento em anel em amostras reforçadas e não-reforçadas, com diferentes densidades relativas (Consoli et al, 2005a)

Em todos os casos foram verificadas melhorias nos parâmetros de resistência ao cisalhamento das amostras (ângulo de atrito e intercepto coesivo).

A análise das amostras ao final dos ensaios permitiu verificar que as fibras alongavam e/ou rompiam, indicando a tendência de grandes deformações plásticas antes da ruptura (comportamento dúctil).

O trabalho realizado por **Consoli et al (2005b)** teve como objetivo analisar o efeito da adição de fibras no comportamento tensão-deformação sob compressão triaxial do material compósito, incluindo efeitos da tensão de confinamento e características das fibras.

Foi utilizada uma areia quartzosa e fibras de polipropileno cujas propriedades foram definidas no trabalho de Consoli et al (2005a). O comprimento das fibras foi de 24mm e a espessura equivalente a 0,023mm.

Para areias não-reforçadas, Coop e Lee (1993) apud Consoli et al (2005b) mostraram que amostras com diferentes volumes específicos iniciais convergem para uma única linha normal de compressão no plano $V \times \ln p'$ a altas tensões. A deformação volumétrica plástica que ocorre na compressão abaixo da linha normal de compressão deve estar associada com a quebra das partículas. Os autores observaram que isso ocorre também para areias reforçadas que apresentam volumes específicos iniciais diferentes (Figura 2.34). Também pode ser observado que a inclusão de fibras altera significativamente o comportamento da areia (duas linhas normais de compressão distintas e paralelas para o material reforçado e não-reforçado). A inclusão de fibras pode alterar a localização da linha normal de compressão como o fazem a variação no tamanho, forma e resistência das partículas.

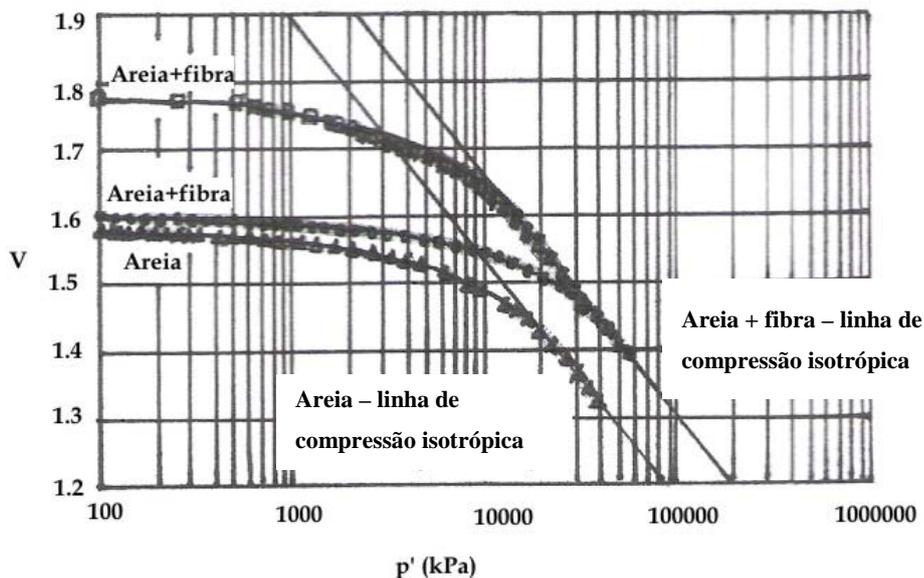


Figura 2.34: Dados do ensaio de compressão isotrópica para amostras reforçadas e não-reforçadas (Consoli et al, 2005b)

A Figura 2.35, elaborada após a verificação da amostra exumada, apresenta a distribuição final do comprimento das fibras onde se pode observar que as mesmas tanto

podem alongar-se (comprimento final das fibras superior a 24mm) quanto sofrer ruptura (quebra – comprimento final das fibras inferior a 24mm). Uma baixa porcentagem de fibras mantém-se no tamanho original. Estes dados indicam que, mesmo se a amostra estiver sob compressão isotrópica, as fibras tendem a sofrer grandes deformações plásticas de tração. O movimento relativo entre as partículas causado pela compressão isotrópica e, conseqüentemente, o surgimento de tensões de tração nas fibras localizadas entre as partículas, pode explicar o comportamento observado. Este comportamento sugere que as fibras agem na tração mesmo que a amostra esteja submetida a grandes deformações volumétricas de compressão e que as fibras sofram grandes deformações plásticas de tração antes da ruptura.

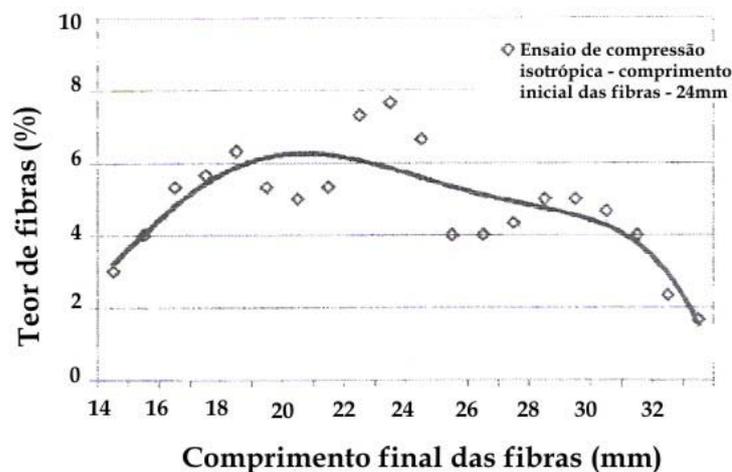


Figura 2.35: Comprimento final das fibras após ensaio de compressão isotrópica (Consoli et al, 2005b)

O estudo desenvolvido por **Kumar et al (2005)** teve como objetivo investigar o ganho de resistência relativa em termos de compressão não confinada de uma argila mole de alta compressibilidade reforçada com fibras de poliéster. Também foi utilizada uma areia fina misturada à argila em porcentagens que variaram de 0 a 12%. As fibras de poliéster utilizadas eram de 3, 6 e 12mm de comprimento (fibras lisas) e 6mm (fibras enroladas), diâmetro entre 30 e 40 μ m, resistência à tração entre 400 e 600 MPa e alongamento na tração superior a 100%. O teor de fibras adotado foi de 0,5%, 1%, 1,5% e 2%.

Foi observado um significativo aumento da resistência à compressão não confinada da argila com a inclusão de fibras. Este aumento variou de 50 a 68% para uma porcentagem de fibras de 3mm de comprimento entre 0 e 2%. Para as fibras de 6mm e 12mm, este aumento foi de 70 a 115% (Figura 2.36).

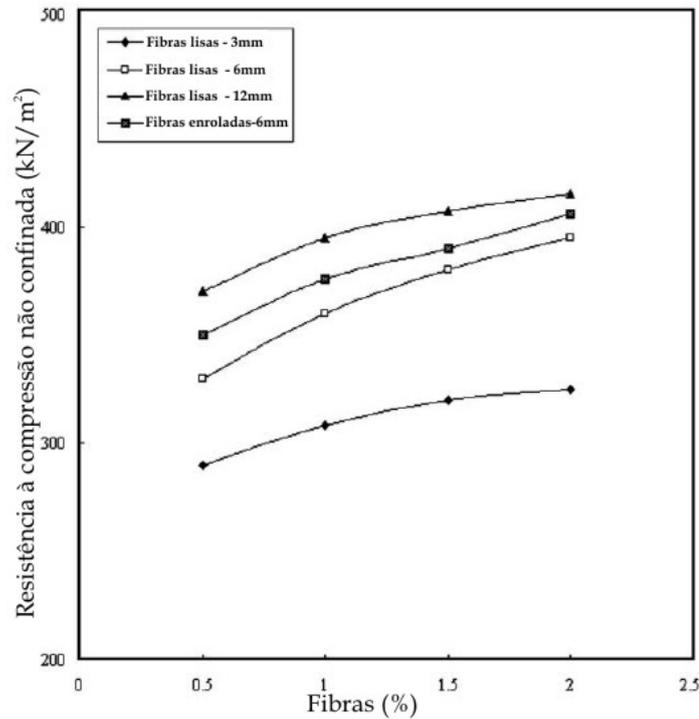


Figura 2.36: Efeito do comprimento das fibras na resistência à compressão não-confinada da argila misturada com fibras em diferentes teores e comprimentos (Kumar et al, 2005)

A Figura 2.37 mostra que a resistência à compressão não-confinada da argila também aumentou com a inclusão de areia. Para uma mistura de argila, fibras e 10% de areia a resistência à compressão pode aumentar cerca de 80 a 135% com o aumento do teor de fibras. A Figura 2.38 mostra o comportamento das misturas.

A resistência também aumentou com o aumento da porcentagem de fibras para todos os casos, conforme pode ser observado nas figuras 2.37 e 2.38.

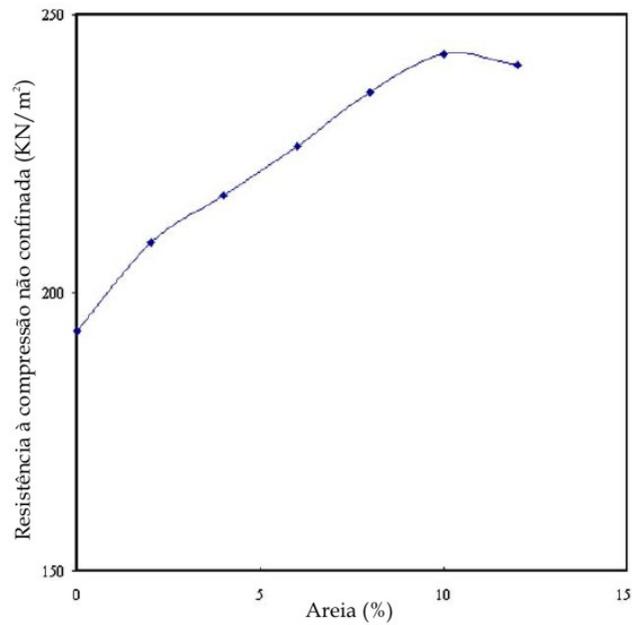


Figura 2.37: Efeito da adição de areia na resistência à compressão não confinada da argila (Kumar et al, 2005)

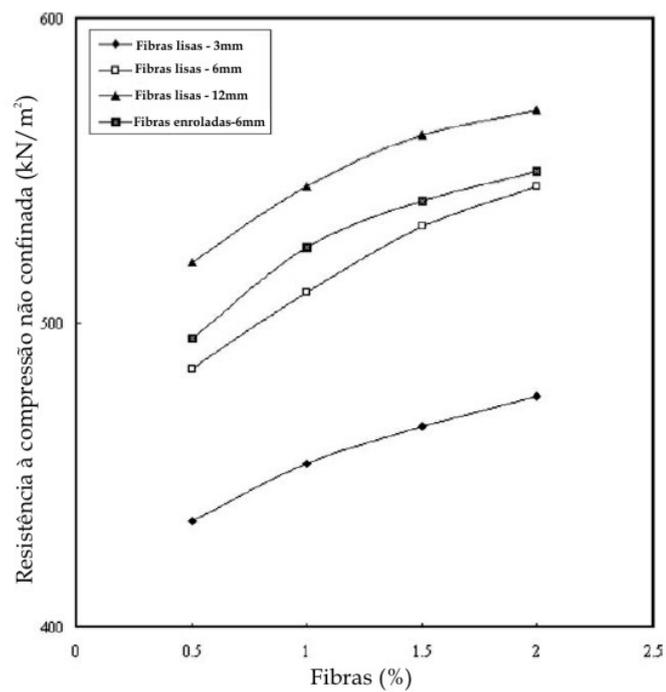


Figura 2.38: Efeito do comprimento das fibras na resistência à compressão não confinada da argila misturada com 10% de areia e diferentes teores de fibras (Kumar et al, 2005)

Consoli et al (2007) realizaram ensaios do tipo “ring shear” em amostras de areia fina, uniforme, não plástica, reforçada com fibras de polipropileno de 0,023mm de

diâmetro e comprimentos de 6, 12 e 24mm. Foram adotadas tensões normais de 20, 100, 200 e 400 kPa.

A Figura 2.39 mostra as curvas de deslocamento horizontal e deformação cisalhante versus tensão cisalhante para as amostras sem fibras e com 0,5% de fibras, submetidas à tensão normal de 200 kPa.

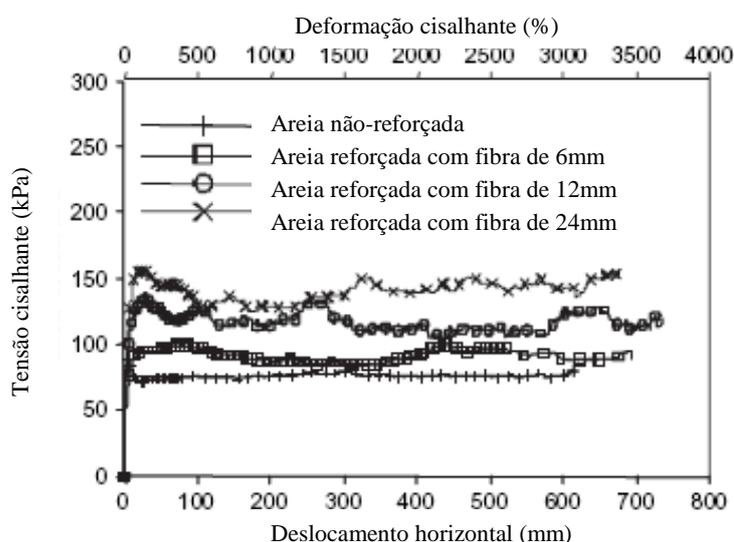


Figura 2.39: Comparação entre os ensaios em amostras reforçadas e não-reforçadas com fibras de diferentes comprimentos sob tensão normal de 200 kPa (Consoli et al, 2007)

Pode-se observar que o reforço com fibras gerou um significativo aumento na resistência ao cisalhamento da areia, sendo este aumento mais pronunciado para as amostras reforçadas com fibras mais longas. A análise das amostras reforçadas exumadas após o término dos ensaios mostrou que as fibras tanto podem sofrer alongamento quanto ruptura e que, quanto maior o comprimento inicial destas, maior a probabilidade delas se romperem. Além disso, quanto maior o deslocamento cisalhante, maior a quantidade de fibras curtas geradas pela ruptura das mesmas, sendo que elas sofrem grandes deformações plásticas antes da ruptura.

Este estudo complementou o trabalho realizado por Consoli et al (2005a) e Casagrande e Consoli (2006) e mostrou um padrão para o comportamento mecânico da areia e do compósito areia-fibra, reforçando os resultados obtidos no primeiro trabalho. A resistência ao cisalhamento depende das características das fibras e o efeito da adição de fibras se pronuncia quanto mais altas forem as tensões normais aplicadas.

Tang et al (2007) também utilizaram fibras de polipropileno de 12mm de comprimento como reforço de um solo argiloso. As fibras foram adicionadas em três diferentes teores: 0,05%, 0,15% e 0,25% em relação ao peso do solo seco. Foram utilizadas amostras cimentadas e não-cimentadas para avaliação do comportamento mecânico. O cimento foi adicionado em dois diferentes teores: 5% e 8% em relação ao peso do solo seco. Foram realizados ensaios de compressão não-confinada e de cisalhamento direto após 7, 14 e 28 dias de cura.

As Figuras 2.40a, b e c mostram, respectivamente, as curvas tensão *versus* deformação axial das amostras não-cimentadas reforçadas com fibras em diferentes teores, amostras não reforçadas cimentadas com diferentes teores de cimento e na condição de cimentada e reforçada com diferentes teores de fibras.

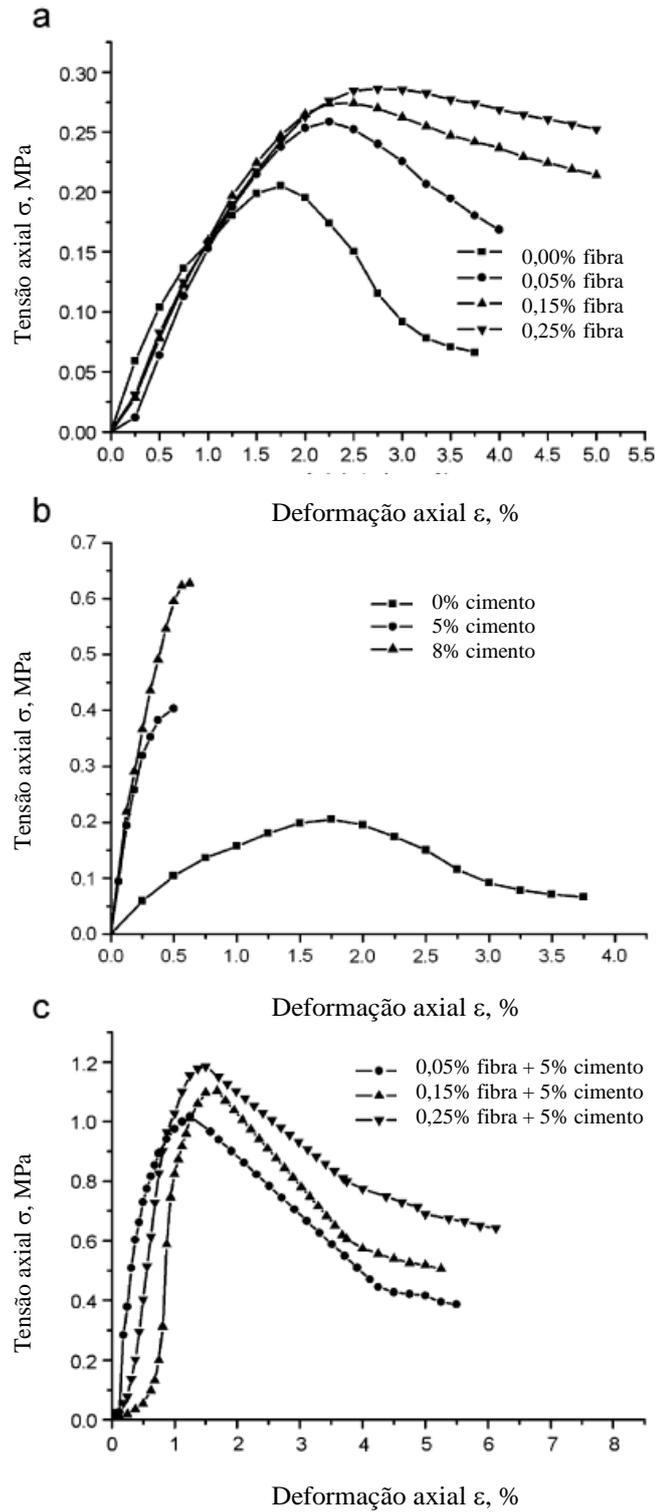


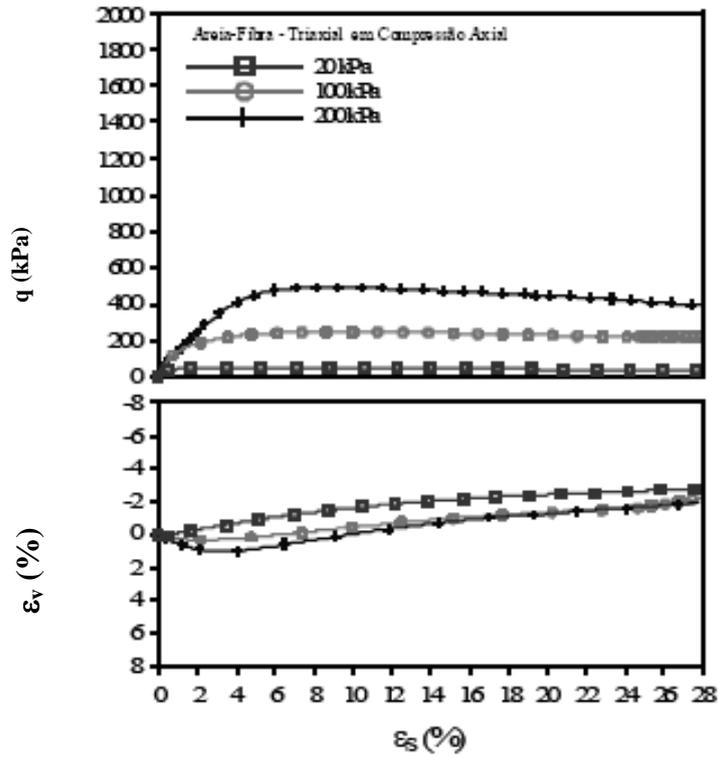
Figura 2.40: Curvas tensão versus deformação: (a) amostras não-cimentadas reforçadas com fibras em diferentes teores; (b) amostras não reforçadas cimentadas com diferentes teores de cimento após 28 dias de cura; (c) amostras cimentadas com 5% de cimento reforçadas com diferentes teores de fibras após 28 dias de cura (Tang et al, 2007)

Os resultados indicaram que a inclusão de fibras ao solo, tanto em amostras cimentadas, quanto em amostras não-cimentadas, favoreceu o aumento da resistência à compressão não-confinada, assim como da resistência ao cisalhamento e da deformação axial na ruptura. Além disso, reduziu a rigidez e a perda de resistência pós-pico tornando o material mais dúctil.

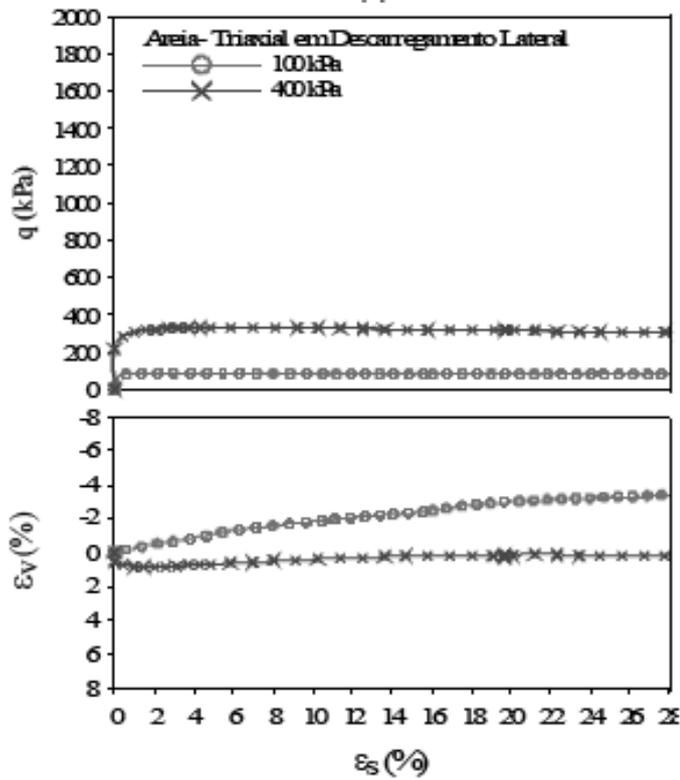
Casagrande et al (2008) realizaram ensaios triaxiais com trajetória de tensão controlada em corpos-de-prova de 38mm de diâmetro e 76mm de altura constituídos dos mesmos materiais utilizados por Consoli et al (2007). Foram utilizadas fibras de polipropileno de 24mm de comprimento. Os ensaios foram do tipo CID, consolidados isotropicamente e drenados, com variação da tensão efetiva média inicial (20, 100, 200, 400 e 680 kPa).

Os resultados mostraram que a adição de fibras ao solo alterou significativamente suas propriedades de resistência e deformabilidade, com a capacidade de mobilizar resistência mesmo quando submetido a grandes deformações. Não foram observadas trincas significativas, nem mesmo a ruptura do corpo-de-prova para todas as amostras reforçadas, independente da trajetória de tensão seguida. Já as amostras sem reforço apresentaram-se mais frágeis, com trincas superficiais que levariam à ruptura se submetidas a maiores deformações.

As figuras 2.41 e 2.42 mostram as curvas tensão desvio e variação volumétrica versus distorção, correspondentes aos ensaios realizados para as amostras sem fibras e com fibras, respectivamente.

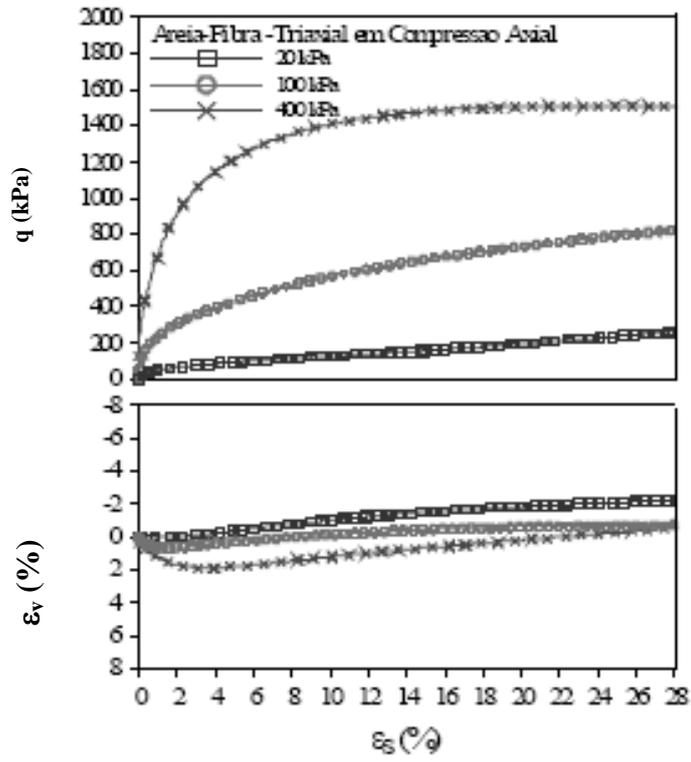


(a)

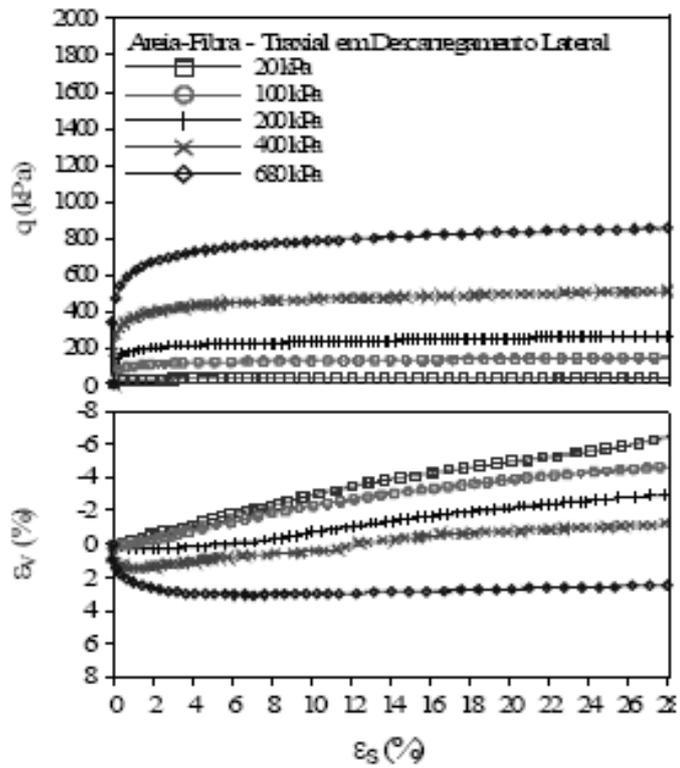


(b)

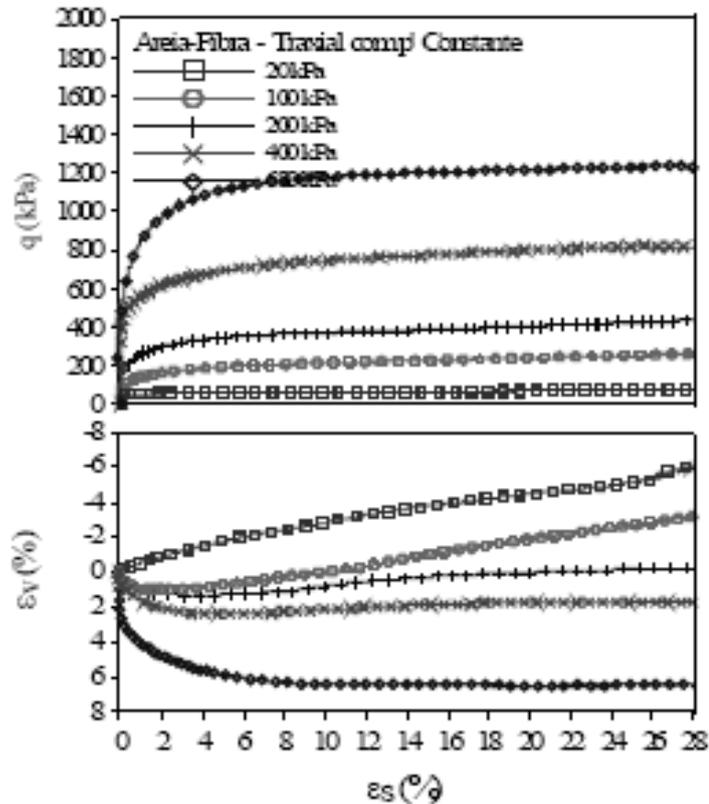
Figura 2.41: Curvas tensão e deformação volumétrica versus distorção para areia em ensaios triaxiais (a) compressão axial e (b) descarregamento lateral (Casagrande et al, 2008)



(a)



(b)



(c)

Figura 2.42: Curvas tensão e deformação volumétrica versus distorção para areia-fibra em ensaios triaxiais (a) compressão axial, (b) descarregamento lateral e (c) p' constante (Casagrande et al, 2008)

Os autores citados concluíram que existe uma taxa única de crescimento de resistência a partir do momento em que as fibras são mobilizadas, que independe das tensões efetivas médias iniciais e se apresenta de forma linear e constante para o solo reforçado. As fibras agem mais efetivamente sob tensões efetivas médias iniciais mais baixas. Os parâmetros de resistência do solo reforçado são representados por um ângulo de atrito elevado na porção inicial e um intercepto coesivo muito alto na segunda porção da envoltória, onde a resistência ao cisalhamento desenvolvida na interface solo-fibra se iguala ou supera a resistência à tração da fibra. O ângulo de atrito do solo reforçado correspondente à parte final da envoltória é praticamente igual ao ângulo de atrito do solo não reforçado.

2.3.4 Estudos de Solos Reforçados com Outros Materiais Fibrosos

Além do reforço com fibras poliméricas foram reportados na literatura muitos trabalhos abordando o uso de fibras de diferentes tipos.

Maher e Ho (1994) utilizaram fibras minerais (vidro), naturais (celulose), além das fibras poliméricas de polipropileno como reforço de um solo com predominância de caulinita. Foram avaliadas as propriedades mecânicas (resistência e ductilidade) sob carregamento estático. A influência de parâmetros como teor de fibras e índice de aspecto (l/d) na resistência à compressão, tração e flexão e na condutividade hidráulica da mistura também foram considerados. Os ensaios de condutividade hidráulica foram realizados em permeâmetro de paredes flexíveis.

Os resultados mostraram que a inclusão de fibras aumentou a resistência à compressão de pico e a ductilidade do solo, sendo este aumento mais pronunciado em teores de umidade mais baixos. O aumento no comprimento da fibra reduziu a contribuição das mesmas para a resistência à compressão de pico, enquanto aumentou a contribuição para a capacidade de absorção de energia e ductilidade (Figura 2.43).

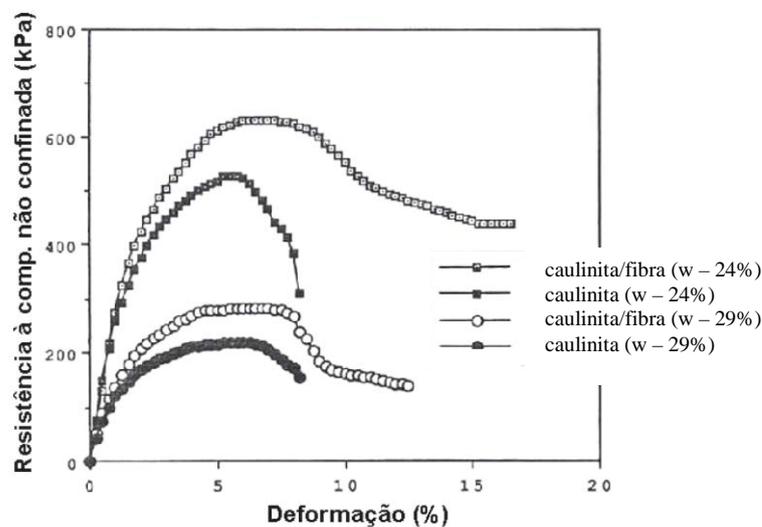


Figura 2.43: Efeito do teor de umidade na contribuição das fibras para a resistência à compressão não confinada (fibras de polipropileno – 2% e 20mm de comprimento) (Maher e Ho, 1994)

A inclusão de fibras aumentou significativamente a resistência à tração, sendo este aumento mais pronunciado também para mais baixos teores de umidade. A contribuição para a resistência à tração aumentou com o aumento do teor de fibras, mas

reduziu com o aumento do comprimento das fibras. Isto pode estar associado ao fato de que, para o mesmo teor, as fibras mais curtas estão presentes em maior número próximo à superfície de ruptura. Logo após a ruptura, as fibras são facilmente arrancadas, o que denota a importância de fibras maiores quando se deseja melhorar a ductilidade e a capacidade de absorção de energia do solo. As Figuras 2.44(a) e 2.44(b) ilustram os resultados obtidos para a resistência à tração.

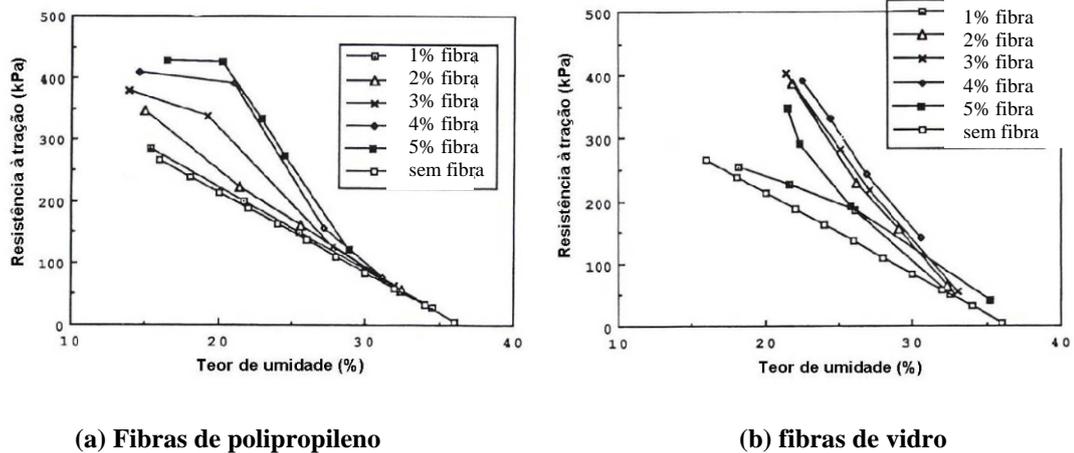


Figura 2.44: Efeito do teor de fibras na resistência à tração dos materiais compostos em diferentes teores de umidade (Maher e Ho, 1994)

A condutividade hidráulica do solo também aumentou com a inclusão de fibras, o que foi mais pronunciado para altos teores de fibras, mas ainda assim manteve-se dentro do limite aceitável para barreira hidráulica. Nos casos onde se deseja estabilidade volumétrica e baixa condutividade hidráulica, o teor de fibras deve ser tal que aumente a estabilidade volumétrica sem exceder a condutividade hidráulica aceitável. A Figura 2.45 mostra os resultados obtidos para a condutividade hidráulica (Maher e Ho, 1994).

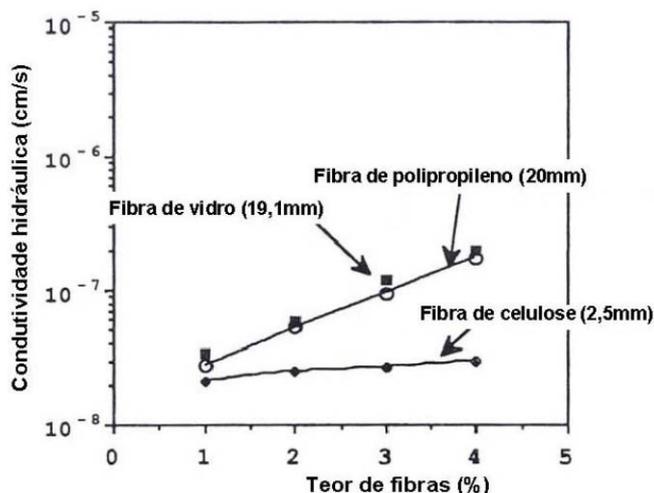


Figura 2.45: Efeito do teor de fibras na condutividade hidráulica do material compósito (Maher e Ho, 1994)

Outros materiais sintéticos provenientes da reciclagem de tapetes e vestuário, moagem de pneus, fibras de poliestireno, além de fibras naturais também têm sido estudados como forma de reforço de solos.

Wang et al (1999) utilizaram fibras de tapete, fibras de polipropileno e de resíduos de vestuário (malha de algodão, nylon, acrílico, estopa, etc.). **Murray et al (2000)** também adotaram as fibras provenientes da reciclagem de tapetes, adicionadas aleatoriamente a um solo tipo silte-arenoso. As fibras de tapete consistem basicamente de uma grande quantidade de fibras de nylon, um reforço de fundo de polipropileno e adesivos, passados por um retalhador. Foram realizados ensaios de compressão triaxial e compactação para avaliar as características de compactação e deformações sob carregamento. Os resultados foram semelhantes nos dois estudos. Observou-se que a inclusão de fibras distribuídas aleatoriamente aumenta a resistência ao cisalhamento de pico da mistura, reduz a perda de resistência pós-pico, aumenta a deformação axial até a ruptura e, em alguns casos, altera o comportamento tensão-deformação. A inclusão de fibras também impede o processo de compactação, causando uma redução na densidade seca máxima das amostras reforçadas com o aumento do teor de fibras. As perdas de resistência associadas com a saturação em serviço são significativamente reduzidas. Os autores sugerem que grandes volumes de fibras de resíduos reciclados podem ser usados como reforço para assegurar a resistência ao cisalhamento e as respostas de

deformações dos solos. Também têm sido reportados vários trabalhos em que o uso de resíduos provenientes da moagem de pneus pode acrescentar melhorias ao solo (**Foose et al - 1996** e **Baykal e Alpatli - 1995**).

Yasufuku et al (2002) avaliaram a reutilização de resíduos de poliestireno expandido como material de enchimento de baixo peso para utilização em aterros sobre solos moles. Foi utilizada uma areia misturada a poliestireno triturado e prensado para investigação das características de compressão, cisalhamento direto e permeabilidade. O poliestireno é um material bioquimicamente estável e seu uso torna a mistura mais leve, aumentando a resistência ao cisalhamento drenada e a permeabilidade do solo original. Isso implica em redução da pressão do solo sobre a estrutura de um muro e melhoria da permeabilidade dos materiais de aterro. A estabilidade pode ser melhorada pelo efeito da redução do peso. Portanto, quanto maior a quantidade de poliestireno adicionada, menor é a resistência solicitada pelo aterro para se manter estável.

Em relação à inclusão de fibras naturais como reforço de solos, pode-se citar os trabalhos de **Ghavami et al (1999)** e **Morel et al (2000)**, ambos sobre o comportamento de solos reforçados com fibras de sisal. O primeiro trabalho ainda apresenta os resultados da adição de fibras de coco. A inclusão destes tipos de fibras aumenta consideravelmente a ductilidade do solo e, em menor escala, a resistência à compressão, além de prevenir as fissuras de retração devido ao processo de secagem.

2.3.5 Comentários finais

De maneira geral observa-se uma melhoria no comportamento mecânico do compósito, principalmente no que se refere à resistência de pico, independente do tipo de fibra utilizada como reforço. Em alguns casos, existe uma tendência de variação dos mecanismos de ruptura, podendo passar de um comportamento frágil para dúctil. Entretanto, o comportamento do compósito está intimamente relacionado ao tipo, teor, comprimento e diâmetro do reforço utilizado, do tipo e teor do aditivo, no caso de solos artificialmente cimentados, além das propriedades do próprio solo. Deve-se ressaltar ainda a importância da interação entre o solo e o reforço, responsável pelas tensões de tração mobilizadas nos reforços, o que pode definir a ruptura do compósito.

Quanto ao comportamento hidráulico, nada se pode afirmar em relação à influência exercida pela inclusão de fibras sem uma análise das condições envolvidas.

Solos cimentados podem apresentar comportamento diferente de solos não cimentados. A presença de fissuras e outros defeitos pode influenciar nos valores de condutividade hidráulica medidos, enquanto a aplicação de tensões confinantes pode reduzir esta influência. Estes e outros fatores têm importância fundamental na análise do comportamento hidráulico de um sistema solo-fibras.

Sendo a condutividade hidráulica a principal característica de um solo compactado utilizado como barreira hidráulica, deve-se determinar um teor ótimo de fibras que seja eficiente na redução de fissuras, apresente uma boa trabalhabilidade na mistura e atinja a máxima densidade seca na compactação sem alterar significativamente os valores de condutividade hidráulica.

PROGRAMA EXPERIMENTAL**3.1 INTRODUÇÃO**

O programa de ensaios teve como principal objetivo investigar e identificar o efeito da adição de fibras de PET reciclado na abertura de fissuras e no comportamento hidráulico e mecânico do solo. Para isso, o programa experimental desenvolvido foi dividido em 3 etapas.

Na primeira etapa foram realizados os ensaios preliminares de caracterização do solo e da fibra e ensaios de compactação do solo e das misturas solo-fibras, aqui denominadas materiais compósitos. Também foram realizados ensaios de condutividade hidráulica em permeâmetro de paredes rígidas, a fim de se determinar, preliminarmente, as características de permeabilidade dos materiais e se ter dados paramétricos para as análises posteriores. Para fins de complementação da caracterização dos materiais foram realizados ensaios de adensamento oedométrico. Em função das dificuldades de homogeneização das misturas solo-fibras, a distribuição das fibras na matriz do solo foi determinada por diferença de densidade, através de tomografia computadorizada, a fim de verificar se existiam variações significativas na estrutura das misturas que pudessem influenciar o comportamento dos materiais. A montagem e calibração dos equipamentos também foi realizada nesta etapa do programa experimental.

Na segunda etapa da pesquisa, o comportamento mecânico do solo e do material compósito foi verificado por meio de ensaios de compressão diametral. A resistência à tração dos materiais foi verificada em função da influência de dois fatores: (i) o uso da membrana de látex confinando o corpo-de-prova; (ii) variações das tensões confinantes. Os ensaios foram realizados em uma célula de ensaios triaxiais especialmente adaptada para se fazer a compressão diametral das amostras de acordo com o método proposto.

A avaliação do comportamento hidromecânico dos materiais foi feita na terceira etapa do programa experimental. Para isso, foi utilizada a mesma célula de ensaios triaxiais dos ensaios preliminares. As amostras eram ensaiadas à tração por compressão diametral e, em seqüência, era realizado o ensaio de condutividade hidráulica do tipo permeâmetro com parede flexível. O ensaio de tração por compressão diametral permite

conhecer não só o comportamento mecânico do solo e das misturas em relação à resistência à tração, como também o efeito da adição das fibras na abertura de fissuras deste tipo.

3.2. MATERIAIS

3.2.1 Solo

O solo utilizado na pesquisa foi coletado em uma antiga área de empréstimo da Bayer S/A, localizada no município de Belford Roxo, distante 40 km do centro do Rio de Janeiro (Figura 3.1). A coleta da amostra seguiu o procedimento padrão para coleta de amostras deformadas. Após a coleta, a amostra foi seca ao ar e destorroada de acordo com os procedimentos descritos pela norma de preparação para ensaios de compactação e caracterização – NBR 6457. Após destorroada, a amostra foi acondicionada em sacos plásticos, onde foi mantida até a utilização para os ensaios.



Figura 3.1: Área de coleta das amostras de solo

Uma caracterização ampla do solo em questão, coletado na mesma região, foi realizada por Mendonça (2000): "trata-se de solos residuais de coloração avermelhada, porosos, permeáveis, consistência macia quando secos, quando úmidos muito friáveis,

não pegajosos, ligeiramente plásticos a não plásticos. A xistosidade da rocha original é nitidamente observada no nível onde foi feita a coleta, bem como veios de quartzo de granulação grosseira que cortam esta xistosidade. Estas amostras são oriundas da decomposição de rochas que compõem o Complexo Paraíba do Sul, que tem como litologias predominantes gnaisses granitóides de composição granítica a tonalítica e gnaisses bandados predominantemente tonalíticos. Pedologicamente os materiais em questão constituem o horizonte C de um Podzólico Vermelho-Amarelo Álico. Estes materiais estão inseridos no contexto geomorfológico de colinas e maciços costeiros, que se localizam entre as planícies costeiras e os tabuleiros, de um lado, e os terrenos correspondentes à serra do Mar do outro. As colinas têm a forma arredondada de meia-laranja e possuem altitudes inferiores às dos maciços. O clima desta região é quente e úmido com um a três meses secos, com temperaturas acima de 18°C."

3.2.2 Fibra

As fibras utilizadas neste trabalho são de PET – Polietileno tereftalato – fornecidas pela ECOFABRIL S/A. As fibras de PET são quimicamente inertes e possuem características uniformes e bem definidas. As fibras utilizadas possuem comprimento de 10 mm. A espessura das fibras é dada em dtex (1 dtex = 1g/10000m) e esta dimensão é referida como título. Neste caso, foram utilizadas fibras cujo título é 8 dtex, ou seja, 27µm. A Tabela 3.1 apresenta as principais características das fibras, fornecidas pela ECOFABRIL S/A.

Tabela 3.1: Principais propriedades das fibras de PET

Título (dtex)	8
Comprimento (mm)	10
Densidade relativa	1,39
Tenacidade (g/dtex)	2,8
Alongamento na ruptura (%)	48,2

Fonte: ECOFABRIL S/A

3.3 MÉTODOS

3.3.1 Preparo da amostra

Após a coleta, as amostras foram secas ao ar e destorroadas de acordo com o procedimento descrito pela norma NBR 6457 (ABNT, 1984) - Preparação para ensaios de compactação e caracterização.

3.3.2 Caracterização física do solo

A caracterização física do solo incluiu os ensaios de granulometria, densidade real dos grãos e limites de Atterberg, todos realizados no Laboratório de Geotecnia da COPPE.

3.3.2.1 Análise granulométrica

A análise granulométrica foi realizada segundo a NBR 7181 (ABNT, 1984) – Análise granulométrica – combinando dois métodos: de peneiramento e de sedimentação. O defloculante utilizado foi uma solução de hexametáfosfato de sódio.

3.3.2.2 Limites de Atterberg

O limite de liquidez foi determinado segundo a norma NBR 6459 (ABNT, 1984) – Determinação do limite de liquidez. A determinação do limite de plasticidade e do índice de plasticidade seguiu a norma NBR 7180 (ABNT, 1984) – Determinação do limite de plasticidade.

O índice de atividade da fração argila (A_s) ou atividade de Skempton foi calculado pela seguinte equação:

$$A_s = \frac{(I_p \%) }{(\% \text{ menor que } 2\mu\text{m})} \quad \text{Eq. (3.1)}$$

Onde: A_s – menor que 0,75 é inativa;

A_s – de 0,75 a 1,25 é normal;

A_s – maior que 1,25 é ativa;

A atividade de Skempton indica a maior ou menor influência das propriedades mineralógicas e química-coloidal da fração argila nas propriedades geotécnicas de um solo argiloso.

3.3.2.3 Densidade Real dos Grãos

A densidade real dos grãos foi determinada de acordo com a NBR 6508 (ABNT, 1984) – Determinação da massa específica.

3.3.3 Caracterização físico-química do solo

A análise físico-química do solo incluiu a determinação da capacidade de troca catiônica e dos cátions trocáveis, pH em água e em KCl 1N e salinidade. As análises de pH foram realizadas no Setor de Química do Laboratório de Geotecnia da COPPE e as demais foram realizadas na EMBRAPA. Também foi realizada microscopia eletrônica de varredura (MEV), com imagens de elétrons secundários e retroespalhados. A microscopia foi realizada no Laboratório de Microscopia Eletrônica (LME) do Instituto Militar de Engenharia – IME.

3.3.3.1 Capacidade de troca catiônica e cátions trocáveis

A capacidade de troca catiônica e os cátions trocáveis do solo foram determinados através do método da soma das bases trocáveis, conforme procedimento padrão da EMBRAPA (EMBRAPA, 1997).

3.3.3.2 pH em água e em KCl 1N

O pH consiste na medição do potencial elétrico por meio de um eletrodo combinado imerso em suspensão sólido:líquido (água ou KCl), na proporção 1:2,5. Ele foi determinado segundo a metodologia da EMBRAPA (1997). O potenciômetro utilizado para solo e água foi o Analion Modificado 606F com eletrodo Analion V620.

3.3.3.3 Salinidade

Os sais solúveis foram determinados através da medição de cátions e ânions no extrato aquoso obtido na pasta de saturação, conforme EMBRAPA (1997).

3.3.3.4 Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) e Espectroscopia por Dispersão de Energia (EDS).

A composição química foi determinada através de análise qualitativa e semi-quantitativa por Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) e Espectroscopia por Dispersão de Energia (EDS).

O equipamento empregado foi um microscópio eletrônico de varredura de baixo vácuo (MEV JSM 5800-LV) marca JEOL. O feixe de elétrons (principal) foi gerado a partir de um filamento de tungstênio cuja tensão variou entre 10 e 25 kV. A distância de trabalho foi fixada entre 20 e 35 mm.

Tendo em vista o solo ser não-condutor, todas as amostras foram cobertas por deposição de ouro ou carbono. As análises químicas qualitativas e semi-quantitativas por dispersão de energia (EDS) foram obtidas em um equipamento marca NORAN, dotado de rotina ZAF e Bence-Albee para correção composicional.

3.3.4 Análise mineralógica do solo

A mineralogia do solo foi determinada através de difração de Raio-X realizada no Núcleo de Catálise – NUCAT da Escola de Química da UFRJ. A amostra foi seca ao ar e destorroada, passada na peneira número 10; posteriormente adicionou-se água destilada até formar uma pasta, sendo este material orientado e levado para difração.

3.3.5 Caracterização das fibras

A resistência à tração das fibras, em MPa, foi determinada a partir da tenacidade e do título, ambos fornecidos pela ECOFABRIL S/A. A espessura, em μm , foi determinada a partir da densidade (também fornecida pela ECOFABRIL S/A) e do título.

Para fins de complementação da caracterização das fibras foram feitas análises em microscopia óptica no Instituto de Macromoléculas – IMA/UFRJ com aquecimento do material para acompanhar os processos de fusão e recristalização da amostra. Foi utilizada placa de aquecimento marca Linkam, modelo THMS600 com controlador de temperatura marca Linkam, modelo TC93. A amostra foi aquecida a uma taxa de 75°C/s .

Também foram obtidas imagens das fibras por Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) realizada no Laboratório de Microscopia Eletrônica (LME) do Instituto Militar de Engenharia – IME. O equipamento empregado foi o mesmo utilizado para as análises do solo.

3.3.6 Ensaios de compactação

Os ensaios de compactação foram realizados com energia Proctor Normal em cilindro CBR de acordo com a norma NBR 7182 (ABNT, 1984): Solo – Ensaio de Compactação, com o intuito de se determinar a umidade ótima de compactação ($w_{ót}$) e a massa específica seca aparente máxima do solo ($\gamma_{dmáx}$) e das misturas solo-fibras e avaliar a influência das fibras nas condições de compactação do solo. Foram feitos ensaios com 0%, 0,5% e 1% de fibras adicionadas ao solo.

3.3.7 Ensaios de adensamento

O ensaio de adensamento simula o comportamento do solo quando é comprimido pela ação do peso de novas camadas que sobre ele se deposita, quando se constrói um aterro em grandes áreas. É importante para definir (ou interpretar) os valores de tensão confinante usados nos ensaios de condutividade hidráulica e analisar a condutividade hidráulica dos materiais.

Os ensaios foram realizados a título de caracterização dos materiais, com a finalidade de se determinar as tensões de pré-adensamento (σ_{vm}) induzidas pela compactação das amostras e a condutividade hidráulica.

Os ensaios de adensamento foram realizados de acordo com a norma NBR 12007 – Solo – Ensaio de adensamento unidimensional (ABNT, 1990), conduzidos em amostras sem fibras e amostras com 1,5% de fibras, dimensões de 7,15cm de diâmetro e 2,0cm de altura. As amostras para os ensaios foram extraídas de corpos-de-prova compactados estaticamente. As etapas de preparação e moldagem dos corpos-de-prova para extração das amostras estão descritas no item 3.3.9.1.

A temperatura dos ensaios foi controlada. Os ensaios foram realizados com inundação das amostras para determinação da condutividade hidráulica. Em cada estágio de pressão eram feitas leituras no extensômetro da altura do corpo-de-prova. As

pressões aplicadas variaram de 3,125 kPa até 1600 kPa, sendo que, a cada estágio, a carga correspondia ao dobro da carga aplicada no estágio anterior. Completadas as leituras correspondentes ao máximo carregamento empregado, era efetuado o descarregamento do corpo-de-prova em estágios que variaram de 400 kPa a 25 kPa.

A tensão de pré-adensamento foi determinada de acordo com o processo de Pacheco Silva (NBR 12007/ABNT, 1990).

As determinações da condutividade hidráulica eram feitas a partir de 25 kPa de carregamento até que os valores, em um mesmo estágio de carga, fossem constantes.

3.3.8 Tomografia computadorizada

Em função da dificuldade de se avaliar visualmente a uniformidade na distribuição das fibras dentro da matriz de solo, foram realizadas tomografias de corpos-de-prova moldados nas mesmas condições dos ensaios hidro-mecânicos. Foram utilizadas duas amostras de 6,5cm de altura e 10 cm de diâmetro, com 1% de fibras.

A tomografia computadorizada é o processo de se obter uma imagem bidimensional ou tridimensional da seção transversal do corpo, através da utilização da radiação, pelo processamento (reconstrução da imagem) de uma série de projeções unidimensionais em diversos ângulos. A importância da tomografia computadorizada está na capacidade de distinguir quantitativamente pequenas diferenças na atenuação da radiação no corpo examinado, de modo que esta diferença pode ser relacionada às diferenças de densidades físicas no corpo (Cardoso, 2004). Um feixe de radiação monoenergético de intensidade (I_0), ao atravessar um objeto homogêneo de espessura (x), sofre uma atenuação, de modo que a intensidade (I) do feixe emergente é representada pela lei de BEER-LAMBERT (Scudder, 1978 apud Cardoso, 2004), dada pela seguinte expressão:

$$I = I_0 \exp - (\mu \cdot x) \quad \text{Eq. (3.2)}$$

onde μ é o coeficiente de atenuação linear total do material para a energia do feixe incidente.

O equipamento utilizado foi o STAC1 - Sistema Tomográfico Assistido por Computador do LIN- Laboratório de Instrumentação Nuclear do Programa de

Engenharia Nuclear da COPPE. Os colimadores da fonte e do detetor são fendas de 1mm de largura por 10mm de altura.

Cada corpo-de-prova foi tomografado em três seções distintas, sendo que a seção 1 está a 5,0 mm abaixo da superfície superior, a seção 2 a 15,0 mm e a seção 3 a 25,0 mm. Cada fatia do corpo-de-prova analisada possui 10,0 mm de espessura. A visualização das imagens tomográficas foi feita através do programa TOMOC (em escala colorida). A interface gráfica para o programa TOMOC permite a visualização da imagem tomográfica reconstruída apresentando ainda a escala de cores que relaciona cada tom com os valores de coeficiente de atenuação encontrados.

3.3.9 Ensaios preliminares de condutividade hidráulica

3.3.9.1 Preparação dos corpos-de-prova

A moldagem dos corpos-de-prova foi realizada diretamente na célula do permeâmetro na umidade ótima definida nos ensaios de compactação (permeâmetro de paredes rígidas). A célula possui 100mm de altura por 100mm de diâmetro e os corpos-de-prova foram compactados com energia de Proctor Normal em três camadas iguais, conforme a norma NBR 7182 (ABNT, 1984).

O solo previamente seco ao ar e destorroado foi homogeneizado e deixado em câmara úmida por, no mínimo, 24 horas, para garantia da homogeneidade antes da compactação.

Quando reforçado com fibras, a quantidade de fibras adicionada à mistura foi determinada em relação ao peso de solo seco. A mistura foi efetuada na seguinte seqüência: solo + fibras e finalmente a água. Esta seqüência foi definida após várias tentativas de se realizar a mistura úmida por ser considerada a mais apropriada, pois permite a homogeneização dos componentes secos da mistura, antes de ser acrescentada a água. Os corpos-de-prova foram preparados um a um, ou seja, para cada corpo-de-prova foi realizada uma mistura de solo, fibras e água preparada separadamente. A mistura foi feita manualmente até ser obtida a homogeneização, verificada visualmente.

3.3.9.2 Ensaio de condutividade hidráulica em permeâmetro de paredes rígidas

Após a conclusão do processo de moldagem, o conjunto solo (ou mistura solo-fibra) + célula do permeâmetro era pesado e, em seqüência, imerso em recipiente com água para saturação por percolação, no sentido ascendente até o surgimento de água no orifício localizado na tampa superior e a percolação se processar sem a presença de bolhas de ar.

A verificação da saturação foi efetuada ao final do ensaio.

O ensaio foi realizado até que a condutividade hidráulica estivesse constante. Os ensaios foram realizados com carga variável por não se ter resultados confiáveis na realização de ensaios de carga constante para solos com baixa condutividade hidráulica.

O gradiente hidráulico máximo adotado foi igual a 15 (NBR 14545/00).

A condutividade hidráulica (k) foi calculada pela Lei de Darcy para ensaio de carga variável, conforme a norma NBR 14545/2000 (equação 2.12).

Os ensaios preliminares de condutividade hidráulica foram realizados com o objetivo de avaliar a influência da adição de fibras ao solo e definir os teores de fibras a serem utilizados na segunda e terceira etapas de ensaios.

3.3.10 Ensaios preliminares de compressão diametral

O comportamento mecânico do solo e do material compósito foi verificado por meio de ensaios de compressão diametral adaptado do método de ensaio ME 138 - Misturas betuminosas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral (DNER, 1994). Os ensaios foram realizados em célula triaxial, sendo os corpos-de-prova submetidos a valores de tensão confinante comparáveis aos valores encontrados em campo para barreiras horizontais de aterros de resíduos. Inicialmente os ensaios foram conduzidos em duas etapas. Na primeira etapa o objetivo foi avaliar a influência do uso da membrana de látex envolvendo os corpos-de-prova nos resultados de resistência à tração. Na segunda etapa foi avaliada a influência da tensão confinante aplicada no comportamento mecânico do material.

Foram realizados ensaios em amostras sem fibras e com a adição de 1% de fibras. Para avaliar a influência da membrana, as amostras foram ensaiadas sem saturação e aplicação de tensão confinante, utilizando como variável somente o uso da membrana. Para avaliar a influência da tensão de confinamento foram adotados 3

valores de tensão confinante: 50, 100 e 200kPa. Nestes casos as amostras também não foram saturadas.

3.3.10.1 Preparação dos corpos-de-prova

A preparação do solo e do material compósito para os ensaios dessa etapa foi semelhante à preparação para os ensaios preliminares de condutividade hidráulica. A compactação, entretanto, foi realizada estaticamente em molde tri-partido, com dimensões de 100 mm de diâmetro e 65 mm de altura, mantendo-se as condições de umidade ótima e massa específica seca aparente máxima já definidas anteriormente. Estas dimensões foram adotadas em função dos limites definidos pelo método de ensaio ME 138 (DNER, 1994). A compactação estática permite uma melhor distribuição da energia.

As amostras foram compactadas controlando-se o peso da mistura adicionada de forma a obter a densidade desejada, procurando atingir os parâmetros de compactação determinados através das curvas de compactação com energia Proctor Normal.

Após a moldagem, os corpos-de-prova eram pesados e encamisados por membrana de látex. A base e o topo dos corpos-de-prova eram vedados por uma tampa em acrílico. Entre as tampas de vedação e o corpo-de-prova era colocado um filtro de material geotêxtil. Como o corpo-de-prova era ensaiado no sentido vertical, as tampas superior e inferior tornaram-se laterais esquerda e direita, onde eram conectados os tubos que faziam a percolação de água pelo interior da amostra no caso dos ensaios posteriores, onde as mesmas foram saturadas. Estes tubos eram conectados diretamente à base da célula triaxial.

3.3.10.2 Ensaio de compressão diametral em célula triaxial

A célula triaxial utilizada foi especialmente adaptada para a realização dos ensaios de compressão diametral. O corpo-de-prova era posicionado dentro da célula, apoiado em um berço de aço no sentido longitudinal. Na Figura 3.2 é apresentado o esquema do ensaio de compressão diametral pelo método ME-138 (DNER,1994).

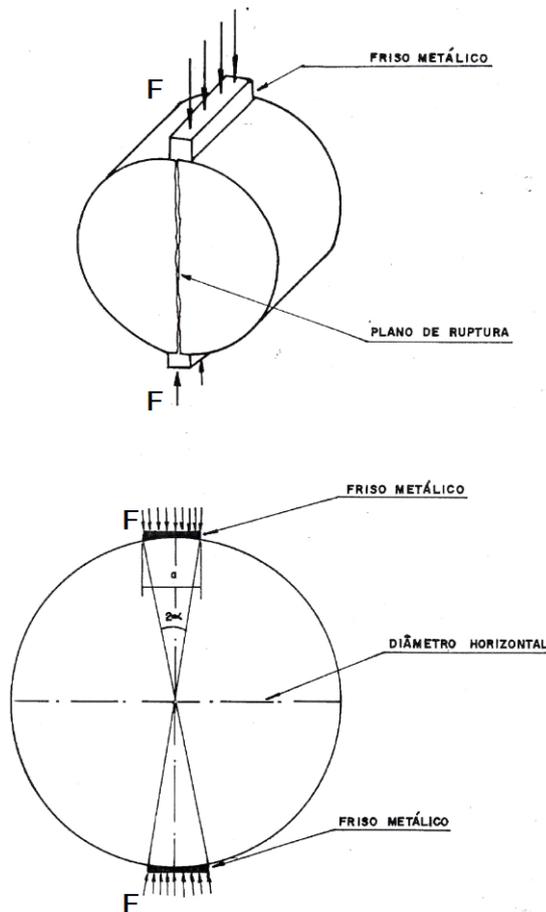


Figura 3.2: Esquema do ensaio de tração por compressão diametral

(a – corda do friso – 12,7mm; F – carga aplicada) (ME-138, DNER/1994)

Para se avaliar a influência da membrana, foram determinados a resistência à tração da amostra e a deformação vertical correspondente.

A célula de carga utilizada para medida da força aplicada foi do tipo externa com capacidade de até 500 kg, fabricada no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ. O transdutor de deslocamentos para a determinação da deformação vertical, fabricado pela Wykeham Farrance, possui um curso máximo de 30 mm. A célula de carga e o transdutor de deslocamentos eram conectados a um módulo de aquisição de dados implementado no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ para a realização das leituras. À extremidade do pistão foi adaptado um friso metálico semelhante ao berço de apoio do corpo-de-prova.

A prensa digital de fabricação da Wykeham Farrance possui uma capacidade máxima de carga de 50 kN e o curso total do pistão é de 100 mm. A velocidade na qual a prensa pode ser acionada varia de 0 a 9,99999 mm/min. A velocidade adotada para todos os ensaios foi de 0,25 mm/min.

Os corpos-de-prova eram submetidos à compressão até a ruptura por tração, monitorada visualmente pela abertura da trinca na direção da carga aplicada e com controle da deformação vertical.

A tensão de tração (σ_t) para os ensaios sem confinamento lateral foi calculada de acordo com a norma ME-138 (DNER, 1994), adaptada para este estudo:

$$\sigma_t = \frac{2 \times F}{100 \times \pi \times D \times H} \quad \text{Eq. 3.4}$$

onde:

σ_t – tensão de tração (MPa)

F – força aplicada (N)

D – diâmetro do corpo-de-prova (cm)

H – altura do corpo-de-prova (cm)

Com o confinamento a tração sofrida pelo material sob solicitação de compressão diametral reduz-se. A tração só irá de fato ocorrer se a tensão confinante for inferior ao alívio de tensão (σ_d) induzido pela força F no plano vertical. Neste caso utilizou-se também a equação 3.4 e o alívio de tensão foi denominado de tensão desvio ($\sigma_d = \sigma_t$).

A deformação vertical (ε_v) foi medida em função do deslocamento (ΔD) imposto ao conjunto célula + corpo-de-prova:

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta D}{D} \quad \text{Eq. 3.5}$$

ε_v representa um índice das deformações sofridas pela amostra durante a solicitação de compressão diametral. Através deste é possível ter-se um controle das solicitações. Esse índice não representa de fato as deformações sofridas pelo material.

Para avaliar a influência da tensão confinante, também foi utilizado um transdutor de pressão para monitorar a tensão aplicada na amostra. O transdutor de pressão foi fabricado no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ.

A tensão confinante era aplicada através de um conjunto de potes de mercúrio e medida em um módulo de aquisição de dados do tipo Vishay.

Nestes casos os corpos-de-prova eram ensaiados até a ruptura por tração nos diferentes níveis das tensões confinantes aplicadas.

3.3.11 Ensaios hidromecânicos

O principal objetivo dos ensaios da terceira etapa foi avaliar o comportamento hidráulico do solo e do material compósito em função do comportamento mecânico destes materiais. Para isso, os ensaios hidráulicos eram realizados na mesma célula triaxial em que eram realizados os ensaios mecânicos.

A preparação dos corpos-de-prova para os ensaios desta etapa foi semelhante à dos ensaios preliminares de compressão diametral.

Foram ensaiadas amostras sem fibras e com adição de 0,5%, 1,0% e 1,5% de fibras, abrangendo todas as situações estudadas nos ensaios preliminares, no que diz respeito ao teor de fibras adicionado.

Após a montagem da célula triaxial, os corpos-de-prova eram saturados, com aplicação de tensão confinante igual a 10kPa, a fim de evitar a separação entre a amostra e a membrana (ASTM D5084-90). A saturação era feita com percolação de água pelo corpo-de-prova por 24 horas.

A percolação e os ensaios subseqüentes foram feitos adotando-se um gradiente hidráulico máximo igual a 15.

Após a percolação, a seqüência dos ensaios foi a mesma, apenas com variação do teor de fibras adicionadas:

1. Determinação da condutividade hidráulica do corpo-de-prova não fissurado após percolação, sob tensão confinante de 10kPa;
2. Aplicação de 100kPa de tensão confinante;
3. Determinação da condutividade hidráulica nas condições do item anterior;
4. Compressão diametral do corpo-de-prova (abertura de fissura por tração);

5. Determinação da condutividade hidráulica para a condição do corpo-de-prova fissurado;
6. Redução da tensão confinante para o valor inicial – 10kPa;
7. Determinação da condutividade hidráulica do corpo-de-prova fissurado nas condições do item anterior;
8. Desmontagem do ensaio.

A medida do parâmetro B de Skempton para a determinação do grau de saturação das amostras só seria possível com aplicação de contrapressão, que deveria ser mantida durante o ensaio de condutividade hidráulica. Entretanto, para a realização do ensaio de compressão diametral da amostra isso não é possível.

Os ensaios de condutividade hidráulica desta etapa também foram realizados com carga variável medida através de tubo graduado conectado à entrada da amostra. Para a realização de ensaios com carga constante seria necessária a aplicação de gradientes hidráulicos muito elevados para reduzir o tempo de ensaio, podendo-se assim, alterar a estrutura da amostra.

A Figura 3.3 mostra o esquema geral dos ensaios mecânicos e hidráulicos e as figuras 3.4(a) e 3.4(b) apresentam a célula triaxial montada para a realização do ensaio e o detalhe do posicionamento do corpo-de-prova sobre o berço metálico, respectivamente.

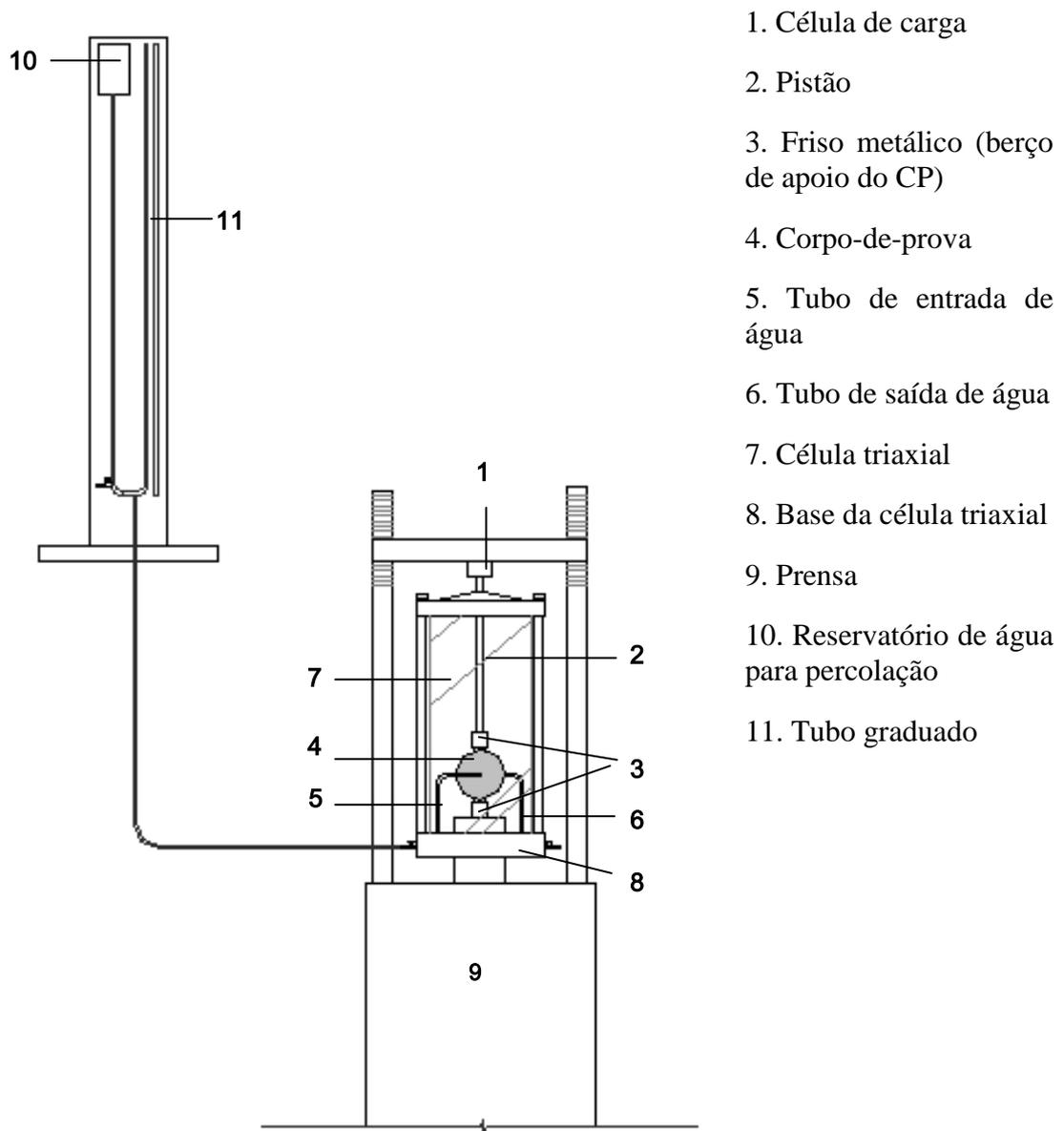


Figura 3.3: Esquema dos ensaios hidromecânicos



(a)

(b)

Figura 3.4: (a) célula triaxial de ensaios; (b) corpo-de-prova posicionado sobre o berço metálico para ensaio

A temperatura ambiente foi controlada e mantida em 20° C. A água utilizada na percolação era destilada.

As determinações da condutividade hidráulica eram feitas até a obtenção de valores constantes, com tolerância de até 25% de variação em relação ao valor médio, para, pelo menos, quatro determinações consecutivas (ASTM D5084-90).

A condutividade hidráulica (k) foi calculada pela Lei de Darcy para ensaio de carga variável.

O ensaio de compressão diametral era feito após submeter a amostra a um incremento de tensão confinante (até 100 kPa). Em função das dificuldades de monitoramento da abertura de trinca nos corpos-de-prova, optou-se por executar os ensaios com controle da deformação vertical. Como o material apresenta ruptura frágil e as condições do ensaio (corpo-de-prova encamisado por membrana de látex) não permitem uma visualização da ruptura do corpo-de-prova, o controle da deformação foi uma forma de garantir a fissuração sem induzir deformações excessivas da amostra. O ensaio era conduzido até uma deformação vertical máxima igual a 10%. Este valor foi definido pelos ensaios preliminares de compressão diametral.

Após a fissuração do corpo-de-prova, era feita a determinação da condutividade hidráulica. Em seqüência, a tensão confinante era reduzida e nova determinação da condutividade hidráulica era realizada. Desta forma, foram feitas determinações da

condutividade hidráulica para duas diferentes condições de confinamento e para as condições de amostras fissuradas e não fissuradas.

4.1.2 Limites de Atterberg e Massa Específica

A Tabela 4.1 apresenta os índices físicos do solo utilizado.

Tabela 4-1: Índices físicos do solo

Densidade real dos grãos	2,656
Diâmetro médio, D₅₀ (mm)	0,090
Limite de liquidez, w_L (%)	49,5
Limite de plasticidade, w_P (%)	23,0
Índice de plasticidade, I_P (%)	26,5
Atividade de Skempton, A_S	1,20

4.1.3 Densidade real dos grãos

O valor da densidade real dos grãos, também apresentado na tabela 4.1, mostrou-se muito próximo ao valor obtido por Mendonça (2000) para um solo de propriedades semelhantes, coletado na mesma região.

4.1.4 Caracterização físico-química

Os resultados dos ensaios físico-químicos realizados são apresentados na Tabela 4.2. A Figura 4.2 mostra as imagens do solo obtidas em MEV com aumentos de 100x, 1000x e 3000x.

Tabela 4.2: Propriedades físico-químicas do solo

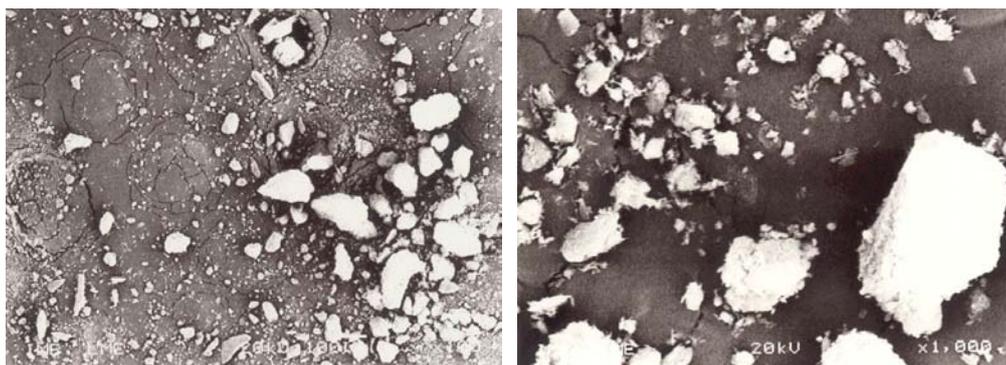
Composição química (%)	Al ₂ O ₃	30,50
	Fe ₂ O ₃	14,06
	K ₂ O	0,13
	Na ₂ O	0,35
	SiO ₂	54,95
pH	H ₂ O	4,72
	KCl 1N	3,95
Complexo sortivo (cmol_c/kg)	Ca ²⁺	0,1
	Mg ²⁺	
	K ⁺	0
	Na ⁺	0
	Al ³⁺	1,1
Sais solúveis (cmol_c/kg)	H ⁺	1,2
	K ⁺	0,01
	Na ⁺	0,01

De acordo com o Manual de Adubação para o Estado do Rio de Janeiro (1998), solos com pH inferior a 4,4 são considerados extremamente ácidos.

A soma das bases trocáveis (SB) foi de 0,1 cmolc/kg. Segundo Alvarez et al (1999) valores inferiores a 0,60 cmolc/kg são considerados muito baixos.

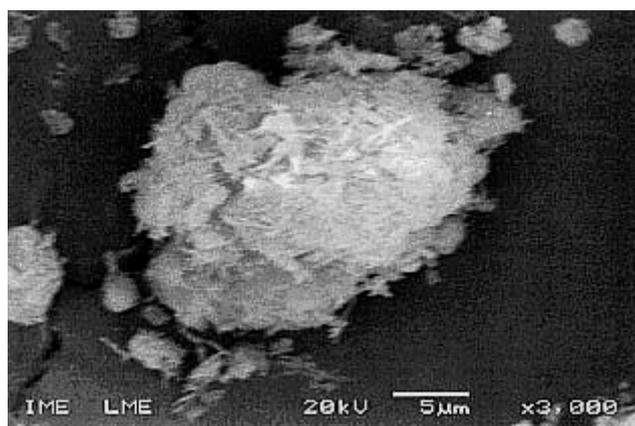
O valor 1,1 cmolc/kg para Al^{3+} refere-se à acidez trocável e é considerado alto por Alvarez et al (1999). A acidez potencial ($Al^{3+} + H^+$) é considerada baixa (referência: 1,01 a 2,50 cmolc/kg).

A salinidade normalmente é medida através da condutividade elétrica. Os valores encontrados foram considerados baixos quando comparados com valores de referência.



(a) x 100

(b) x 1000



(c) x 3000

Figura 4-2: Imagens do solo obtidas em MEV

A composição química semi-quantitativa determinada por MEV mostrou a predominância de sílica e alumina, principais constituintes do argilo-mineral caulinita.

De acordo com as micrografias obtidas em MEV, as partículas do solo apresentam formas irregulares, com a presença de cristais de morfologia acicular na superfície das mesmas (Figura 4.2 c). A caulinita presente no solo é do tipo “mal cristalizada”, pois não foi possível identificar em sua morfologia faces de perfil hexagonal, com os aumentos conseguidos (Figura 4.2), nem mesmo o empilhamento de lamelas que formam as partículas das caulinitas cristalizadas.

4.1.5 Análise mineralógica

A Figura 4.3 apresenta o difratograma da amostra total do solo em que se observa a predominância do argilo-mineral caulinita e do quartzo.

Tanto a identificação da caulinita quanto a do quartzo foram imediatas, devido à intensidade das suas reflexões características $d(A^\circ)$: 7,13 e 3,34, respectivamente. De acordo com SANTOS (1989), o ocultamento dos picos das fases menores e a incerteza da posição do “background” (típico dos argilominerais), dificultam a identificação dos demais minerais presentes.

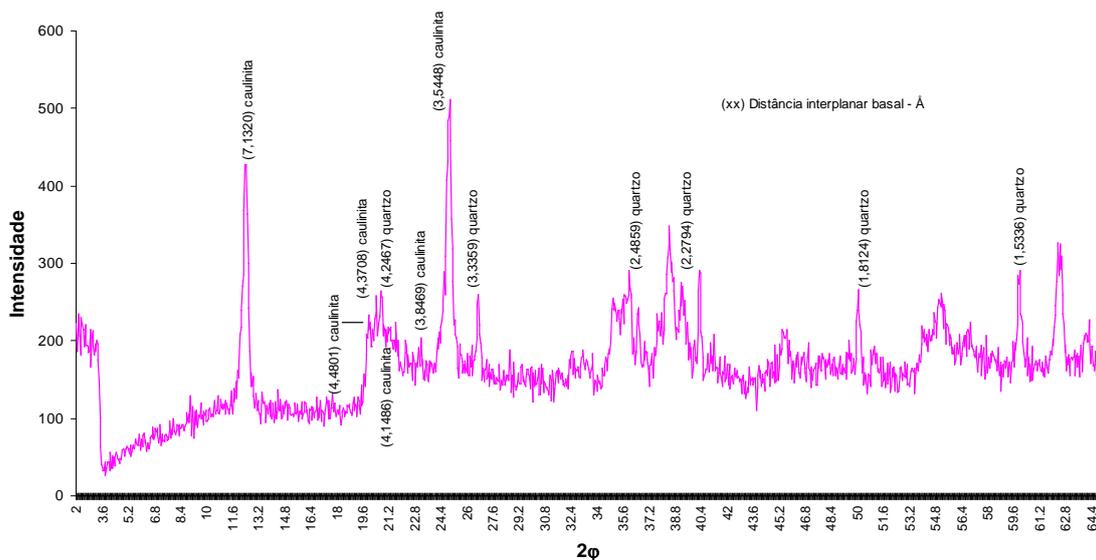


Figura 4-3: Difratograma de raio-x do solo

Apesar da difração de raios-X ser um método qualitativo, a análise conjunta com a composição química semi-quantitativa determinada por MEV e as micrografias permitem distinguir a caulinita como principal argilo-mineral presente no solo, além do quartzo.

De acordo com a análise feita por Mendonça (2000) de um solo coletado na mesma região, na fração argila, o mesmo é composto quase que predominantemente por caulinita, e, em menor quantidade, por goethita, além de traços de illita e hidromica respectivamente.

4.1.6 Caracterização geotécnica

Com base nos dados obtidos das caracterizações realizadas o solo pode ser classificado geotecnicamente, de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), como uma areia argilosa (SC).

4.2 CARACTERIZAÇÃO DAS FIBRAS

As fibras utilizadas possuem 10mm de comprimento. Os valores de espessura e resistência à tração determinados a partir dos dados fornecidos pela ECOFABRIL S/A são os constantes da tabela 4.3. Tanto os dados fornecidos pela ECOFABRIL S/A quanto os determinados a partir dos mesmos estão de acordo com os limites definidos pela literatura para as propriedades do PET.

Tabela 4.3: Propriedades das fibras de PET

Espessura (μm)	27
Resistência à tração última (MPa)	385
Alongamento na ruptura (%) ⁽¹⁾	48,2
Densidade relativa ⁽¹⁾	1,39
VALORES DE REFERÊNCIA ⁽²⁾	
Resistência à tração (MPa)	130 – 880
Alongamento na ruptura (%)	7 – 50
Densidade relativa	1,33 – 1,45

Fonte 1: Ecofabril S/A

Fonte 2: Mano, 1991 e Bonelli, 1993

Quanto à verificação da temperatura de fusão feita em microscópio óptico, foi observado que a amostra fundiu entre 250°C e 260°C, dentro dos limites (250°C e 270°C) reportados pela literatura (Mano, 1991).

Essa variação se deve ao fato de que o polímero é formado por cadeias de diferentes tamanhos que podem ser fundidas em temperaturas diferentes. A Figura 4.4 apresenta a imagem da amostra original das fibras obtida em microscópio “stereo” com luz de fundo para visualização da espessura com aumento de 14x e zoom de 1,5x. As Figuras 4.5(a), (b) e (c) mostram as imagens das fibras obtidas por microscopia eletrônica de varredura – MEV – com aumentos de 100x e 500x.

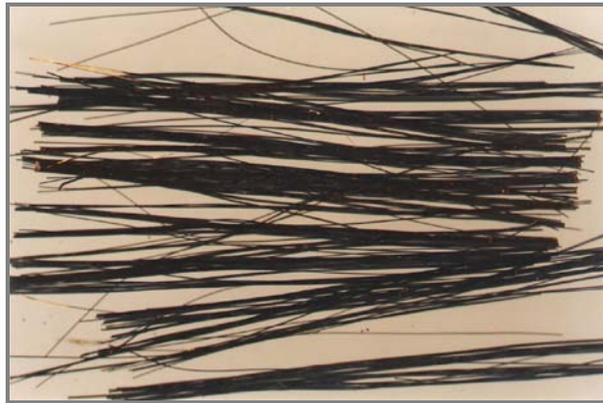
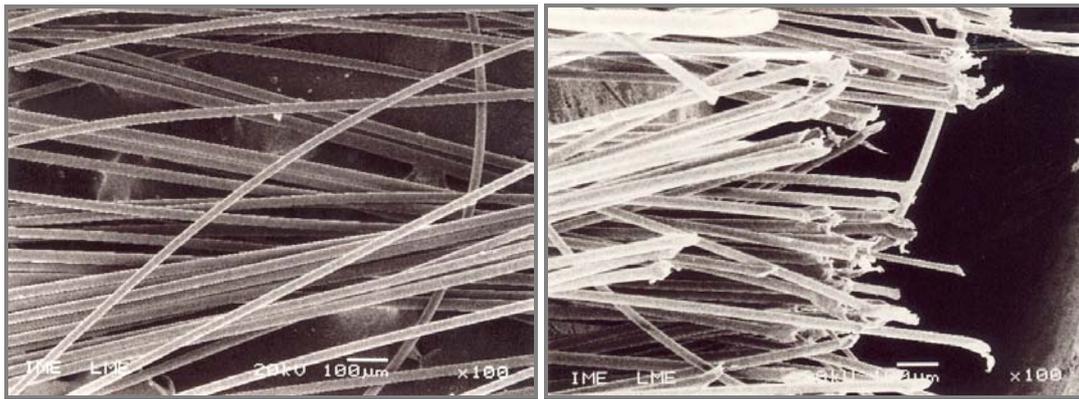
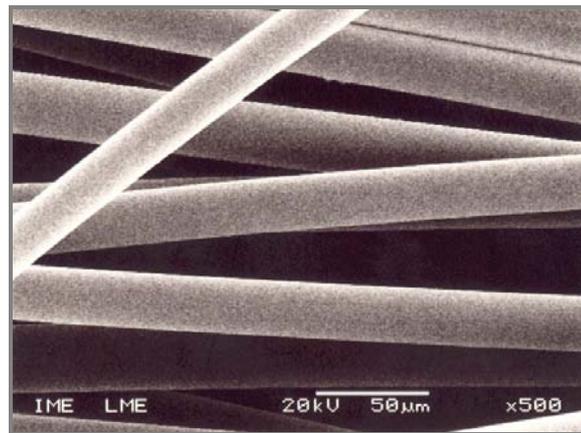


Figura 4.4: Imagem das fibras obtida em microscópio stereo – aumento 14x



(a) x100

(b) x 100



(c) x 500

Figura 4-5: Imagens das fibras obtidas em MEV

Vale ressaltar que as temperaturas dos aterros de resíduos sólidos urbanos normalmente variam entre 30° e 60° C, com valores crescentes com a profundidade até profundidades entre 5 e 10m, quando tendem a se estabilizar. Este também é o limite das profundidades a partir das quais as temperaturas no interior do aterro não são, aparentemente, afetadas pelas variações sazonais da temperatura ambiente (NETO, 2004). Estes valores de temperatura são muito baixos quando comparados com a temperatura de fusão do PET.

4.3 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO

Os ensaios de compactação do solo e das misturas solo-fibras obtiveram valores muito próximos tanto para o peso específico aparente seco máximo, quanto para os teores de umidade ótima de compactação. Estes valores encontram-se listados na Tabela 4.4 e as curvas de compactação apresentam-se sobrepostas na Figura 4.6.

Tabela 4-4: Ensaios de compactação

Teor de fibras (%)	$W_{\text{ótima}}$ (%)	$\gamma_{\text{dmáx.}}$ (g/cm^3)
0,0	21,2	1,640
0,5	21,3	1,620
1,0	20,7	1,625

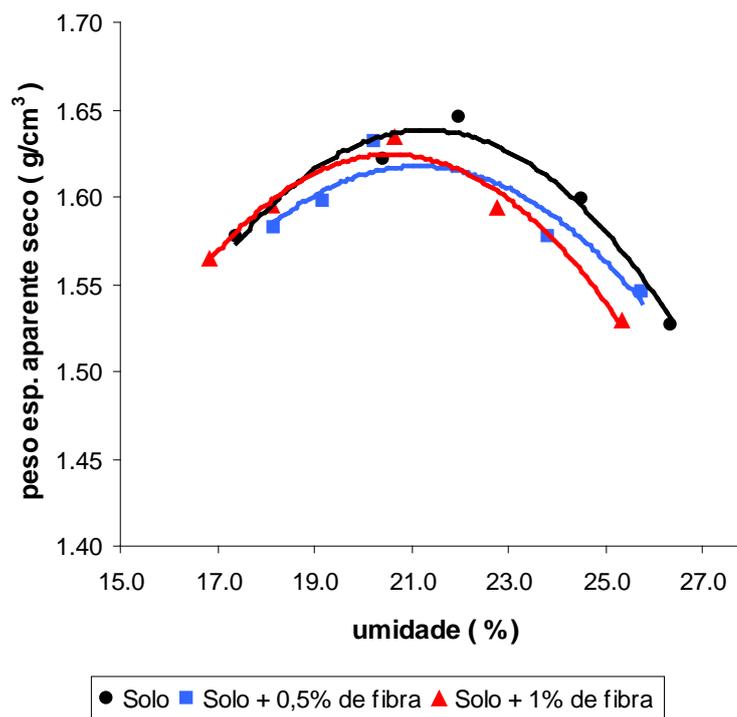


Figura 4-6: Curvas de compactação do solo e das misturas solo-fibras

A adição de 0,5% e 1% de fibras não alterou as características de compactação do solo de forma significativa. A umidade ótima das misturas reforçadas sofreu um desvio máximo igual a 0,5% em relação à mistura sem reforço e o peso específico aparente seco máximo variou cerca de 1,2% ($0,02 \text{ g}/\text{cm}^3$). Os resultados são semelhantes aos reportados pela literatura (Al Wahab e El-Kedrah, 1995; Miller e Rifai, 2000). Para o solo sem adição de fibras, os valores de umidade ótima e massa específica seca aparente máxima são muito semelhantes aos obtidos por Mendonça, 2000.

Sendo o objetivo principal do trabalho investigar o comportamento do solo quando a ele são adicionadas fibras, optou-se por trabalhar com corpos-de-prova moldados em uma única condição de umidade e massa específica seca aparente, limitando-se, desta forma, a quantidade de variáveis a serem investigadas. Como os

valores obtidos foram muito próximos para as diferentes condições de ensaios, foi adotada como umidade ótima para os ensaios subsequentes o valor de 21%, abrangendo assim, todos os valores de umidade ótima encontrados com desvios de, no máximo, 0,3% para os ramos seco e úmido das curvas. A massa específica seca aparente máxima adotada para os ensaios subsequentes foi de $1,63 \text{ g/cm}^3$. Para as amostras com adição de 1,5% de fibras, considerou-se um comportamento semelhante ao das amostras com 0,5% e 1,0% de fibras, adotando-se os mesmos valores para umidade ótima e massa específica seca aparente máxima.

4.4 ENSAIOS DE ADENSAMENTO

Os índices físicos das amostras estudadas estão contidos na tabela 4.5.

Tabela 4.5: Índices físicos das amostras para ensaios de adensamento

Amostra	w_{inicial} (%)	w_{final} (%)	γ_n (g/cm^3)	e_{inicial}	e_{final}	S_{inicial} (%)
SF	23,65	26,25	1,98	0,757	0,454	83,02
CF	24,91	27,31	1,92	0,789	0,407	83,84

SF: sem fibras CF: com 1,5% de fibras

Embora a umidade tenha sido definida nos ensaios de compactação como sendo igual a 21%, este valor não foi obtido nos ensaios de adensamento. Isso se deve às condições inadequadas de manuseio da amostra que foram corrigidas nos ensaios subsequentes.

A Figura 4.7 mostra as curvas índice de vazios versus logaritmo da tensão vertical aplicada nas amostras sem fibras e com 1,5% de fibras. As tensões de pré-adensamento foram determinadas de acordo com o processo de Pacheco Silva (ABNT, 1990).

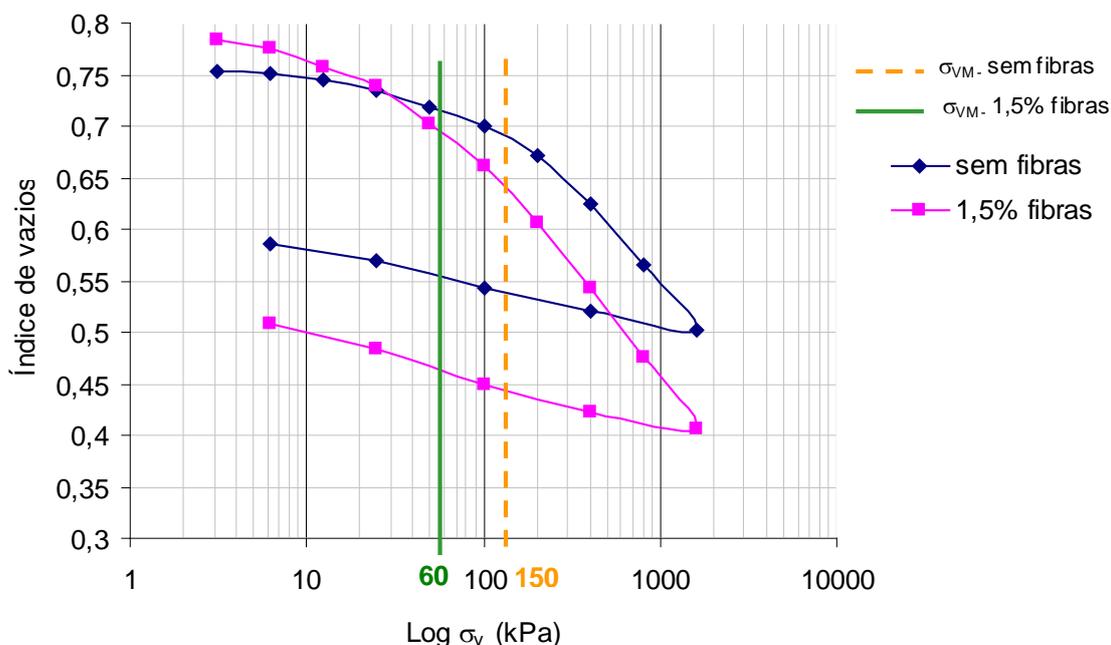


Figura 4.7: Curvas índice de vazios x logaritmo da tensão vertical aplicada

A compressibilidade da amostra ($C_c/1+e_0$) com 1,5% de fibras foi igual a 0,12, enquanto a da amostra sem fibras foi de 0,10. Isto indica que a amostra com fibras é mais compressível do que a amostra sem fibras em toda a faixa de solicitação dos ensaios. Os resultados mostram que a tensão de pré-adensamento reduziu 60% quando se adicionou fibras ao solo. Quando se iniciou o carregamento das amostras houve uma tendência do índice de vazios da amostra com fibras se igualar ao da amostra sem fibras. Quando se atingiu a tensão de pré-adensamento do solo, a amostra com fibras mostrou uma queda do índice de vazios mais acentuada do que a amostra sem fibras. A partir desta tensão, a redução dos índices de vazios passou a apresentar um comportamento bastante semelhante para as duas amostras. Ao final do carregamento, a amostra com fibras apresentou um índice de vazios inferior ao da amostra sem fibras.

A Tabela 4.6 apresenta os valores de condutividade hidráulica diretamente medidos para cada estágio de carregamento e a Figura 4.8 representa a variação da condutividade hidráulica (em escala logarítmica) em função da variação do índice de vazios das amostras.

Tabela 4.6: Valores de condutividade hidráulica em função da tensão vertical aplicada

Tensão vertical (kPa)	Amostra sem fibras		Amostra com 1,5% fibras	
	e	k (cm/s)	e	K (cm/s)
25	0,734	6,50E-06	0,738	9,60E-05
50	0,718	3,00E-06	0,702	6,40E-05
100	0,699	2,80E-06	0,662	2,70E-06
200	0,671	1,80E-07	0,607	1,40E-06
400	0,624	1,30E-07	0,543	3,30E-07
800	0,565	4,80E-08	0,475	2,20E-07

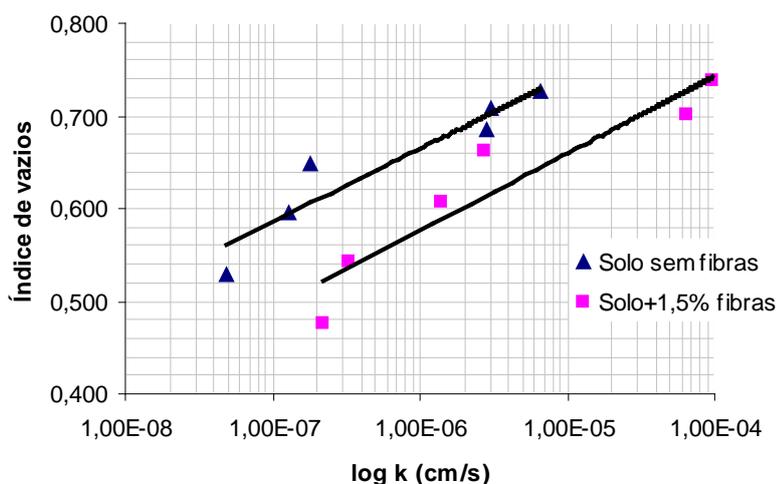


Figura 4.8: Condutividade hidráulica em função do índice de vazios para amostra sem fibras e com 1,5% de fibras

Nota-se pelos resultados obtidos que, até a tensão vertical de 100 kPa, o solo sem fibras apresentou um valor de condutividade hidráulica de mesma ordem de grandeza. A partir daí, a condutividade hidráulica decresceu até 2 ordens de grandeza em relação ao valor inicial, quando o índice de vazios diminuiu, passando a valores aceitáveis pela EPA (1992) para uso como barreira hidráulica. O fato da condutividade hidráulica diminuir com o aumento da tensão vertical ressalta a importância das sobrecargas atuantes nos sistemas de barreiras. A condutividade hidráulica do solo com fibras também reduziu com o aumento da tensão vertical. Entretanto, a condutividade hidráulica aumentou com a adição de fibras independente do índice de vazios da amostra. Isto mostra que, para o teor de fibras estudado, a condutividade hidráulica foi significativamente influenciada pela adição das fibras, o que pode ser diferente para teores de fibras mais baixos. Valores de condutividade hidráulica inferiores a 10^{-7} cm/s só foram obtidos para tensões verticais muito elevadas. É provável que o alto teor de

umidade da amostra e o conseqüente decréscimo do peso específico aparente seco tenham corroborado para o aumento da condutividade hidráulica. Ressalta-se que as dificuldades na homogeneização das misturas aumentam com o aumento do teor de fibras, assim como a probabilidade de existência de defeitos e a criação de caminhos preferenciais para o fluxo de água pela amostra.

4.5 TOMOGRAFIA COMPUTADORIZADA

A tabela 4.7 apresenta os índices físicos das amostras submetidas à tomografia. As duas amostras foram de solo + 1% de fibras.

Tabela 4.7: Índices físicos da amostras para tomografia

Amostra	$w_{compactação}$ (%)	γ_n (g/cm ³)	e (índice de vazios)
01	20,83	1,96	0,633
02	21,06	1,97	0,638

A figura 4.9 mostra as imagens obtidas através de tomografia computadorizada nas 3 seções ao longo do eixo do corpo-de-prova (h=6,50cm). Cada imagem corresponde a uma fatia de 10mm de altura, sendo que a 1ª imagem foi obtida a 5mm da superfície da amostra e assim sucessivamente. Tanto a imagem da amostra 01 quanto da amostra 02 permitem verificar que os coeficientes de atenuação mais baixos aparecem com maior frequência na altura 3, ou seja, mais próxima da altura correspondente ao meio do corpo-de-prova. Os coeficientes de atenuação mais altos ocorrem com maior frequência nas alturas 1 e 2, ou seja, mais próximos à superfície do corpo-de-prova. O coeficiente de atenuação médio ($\mu_{médio}$) para cada altura encontra-se listado na tabela 4.8.

Tabela 4.8: Coeficientes de atenuação

Posição	Altura (mm)	$\mu_{médio}$ (cm ⁻¹)	
		Amostra 01	Amostra 02
1	5 – 15	0,0151	0,0148
2	15 – 25	0,0145	0,0148
3	25 – 35	0,0142	0,0141

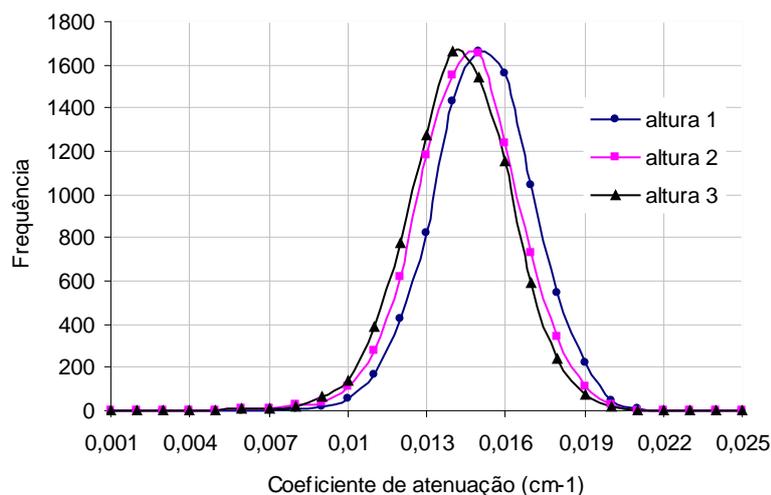


Figura 4.10: Curva coeficiente de atenuação versus frequência da amostra 01

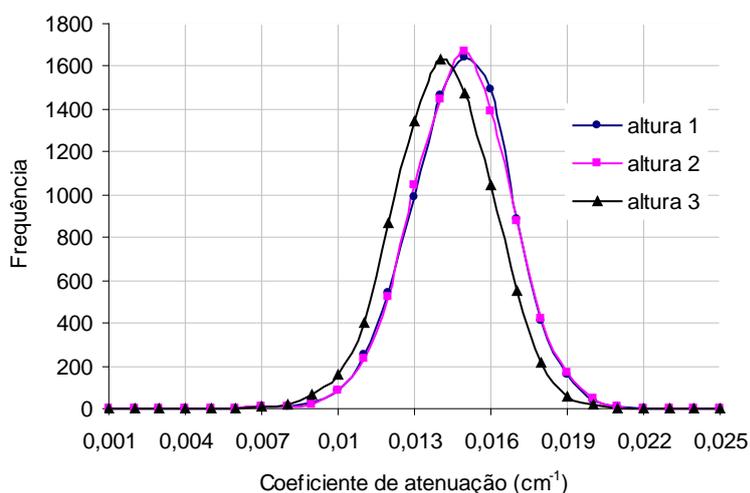


Figura 4.11: Curva coeficiente de atenuação versus frequência da amostra 02

Tanto as imagens quanto as curvas frequência versus coeficiente de atenuação permitem verificar pequenas diferenças na atenuação da radiação que estão relacionadas às diferenças de densidade dos materiais que constituem as amostras e às diferenças nas seções em que foram realizadas as tomografias. O coeficiente de atenuação e, portanto, a densidade das amostras diminui quando a análise caminha para o interior do corpo-de-prova. Isso mostra que as faces do corpo-de-prova são um pouco mais densas.

Imagens obtidas de amostras moldadas de formas distintas da realizada neste trabalho apresentaram as mesmas características, o que permite dizer que a forma de compactação das amostras não altera o resultado obtido (Cardoso, 2004). Além disso, utilizando como base a média aritmética entre os coeficientes de atenuação médios, os desvios variaram de 0,68% a 3,42%, o que não foi considerado significativo para o estudo realizado. Considerando que a altura 3 (de 25 a 35mm) corresponde ao meio do corpo-de-prova e que a partir desta altura as densidades voltam a crescer, a distribuição das fibras na massa de solo pode ser considerada homogênea para as duas amostras estudadas.

RESULTADOS E ANÁLISE DOS ENSAIOS HIDRÁULICOS E MECÂNICOS

5.1 ENSAIOS PRELIMINARES DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA

Os ensaios preliminares de condutividade hidráulica foram realizados em amostras sem fibras e com adição de 0,5% e 1,0% de fibras, compactadas na umidade ótima definida nos ensaios de compactação. Os valores obtidos e as condições de execução dos ensaios estão listados na Tabela 5.1. Para as amostras sem fibras, os resultados encontrados foram da mesma ordem de grandeza dos valores apresentados por MENDONÇA (2000).

Tabela 5.1: Resultados dos ensaios preliminares de condutividade hidráulica

Nº do ensaio	Teor de fibras (%)	w comp (%)	γ_n (g/cm ³)	e comp.	S comp. (%)	w final (%)	k (cm/s)	k média (cm/s)
1	0	21,84	1,99	0,619	93,71	23,11	$2,75 \times 10^{-7}$	$1,86 \times 10^{-7}$
2		21,19	1,98	0,648	86,85	21,66	$9,36 \times 10^{-8}$	
3		20,56	1,97	0,660	82,74	25,85	$1,25 \times 10^{-6} (*)$	
4	0,5	21,31	1,97	0,651	86,94	23,02	$3,66 \times 10^{-7}$	$2,84 \times 10^{-7}$
5		20,90	1,96	0,610	91,00	24,22	$1,56 \times 10^{-7}$	
6		19,59	1,93	0,596	87,30	25,22	$3,31 \times 10^{-7}$	
7	1,0	21,76	1,97	0,790	73,16	31,06	$3,72 \times 10^{-7}$	$2,92 \times 10^{-7}$
8		20,86	1,97	0,626	88,63	22,10	$1,69 \times 10^{-7}$	
9		20,62	1,97	0,619	88,50	22,53	$3,34 \times 10^{-7}$	

w: umidade; e: índice de vazios; S: grau de saturação; k: condutividade hidráulica.

(*) valor excluído do cálculo de $k_{m\acute{e}dia}$

Os resultados mostram que a condutividade hidráulica média tende a crescer com o aumento do teor de fibras, como esperado (Figura 5.1). Independente da estrutura do material, as fibras podem criar caminhos preferenciais para o fluxo no interior da matriz de solo.

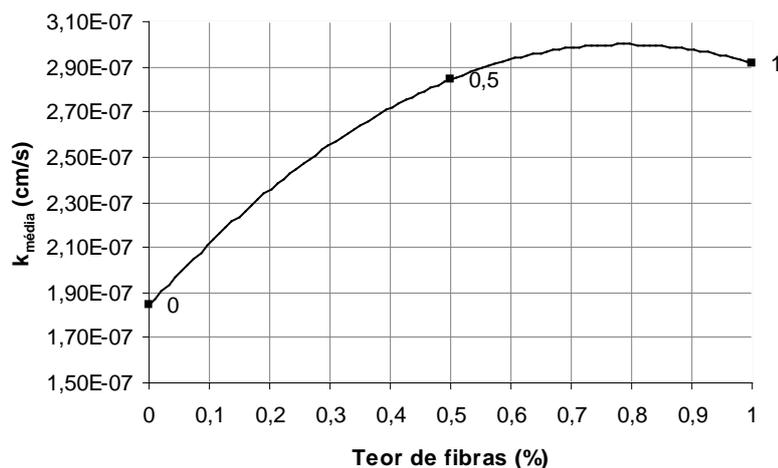


Figura 5.1: Condutividade hidráulica média versus teor de fibras

Comparando-se amostras com o mesmo teor de fibras, pode-se observar uma tendência de redução da condutividade hidráulica com o aumento do teor de umidade de moldagem e que a condutividade hidráulica volta a crescer para os teores mais altos de umidade como pode ser observado na Figura 5.2. Lambe (1962) afirma que solos compactados abaixo da umidade ótima adquirem arranjos dos grãos semelhantes a estruturas floculadas, e esta estrutura se pronuncia tanto mais quanto menor for a energia de compactação. Já no ramo úmido a estrutura seria tanto mais dispersa quanto maior a energia de compactação. Muitos engenheiros geotécnicos se utilizam deste fator quando desejam uma condutividade hidráulica mais baixa, compactando os solos um pouco acima da umidade ótima. Em todos os casos, a maior condutividade hidráulica também ocorreu para as amostras com maiores índices de vazios.

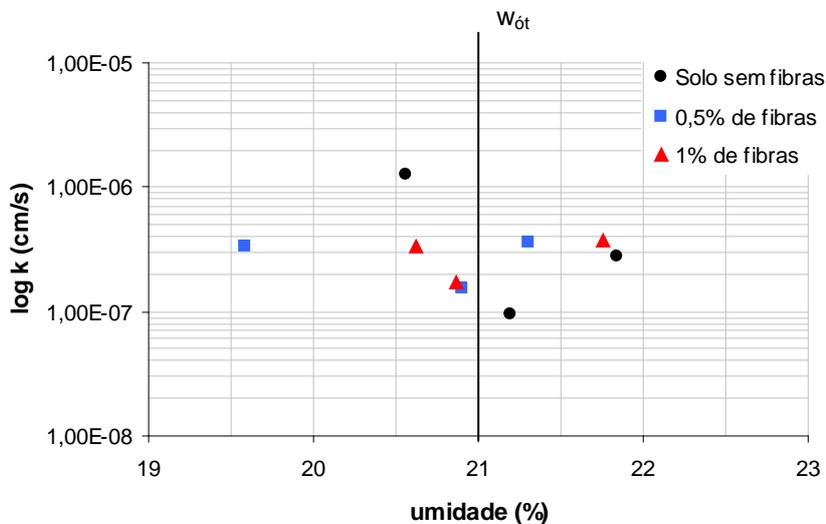


Figura 5.2: Curvas umidade versus log k para amostras com diferentes teores de fibras

Quando comparados ao ensaio de adensamento, observa-se que a condutividade hidráulica da amostra sem fibras foi semelhante à condutividade hidráulica das amostras desta etapa de ensaios. Neste caso, foram comparados valores cujos índices de vazios também foram semelhantes. Entretanto, o índice de vazios da amostra sob adensamento somente foi semelhante ao da amostra desta etapa de ensaios após submetida a tensões verticais superiores a 200kPa. Sob tensão vertical nula, o alto índice de vazios eleva a condutividade hidráulica a valores 10 vezes superiores. Este valor elevado do índice de vazios está associado ao alto teor de umidade na moldagem (cerca de 2,65% acima da umidade ótima). Não foram feitas comparações entre amostras com fibras pois os teores de fibras foram diferentes.

A Figura 5.3 mostra as curvas de condutividade hidráulica versus índice de vazios.

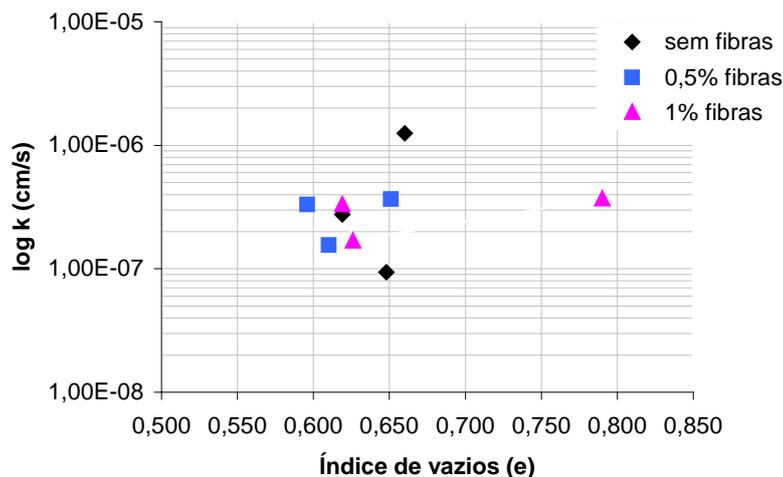


Figura 5.3: Condutividade hidráulica versus índice de vazios

Pela Figura 5.3 pode-se observar que os maiores valores de condutividade hidráulica ocorreram para os maiores índices de vazios, como já foi dito anteriormente e observado pelos dados da tabela 5.1. No caso das amostras com fibras, foram também as que tiveram maiores teores de umidade na moldagem. Entretanto, os menores valores de condutividade hidráulica não ocorreram para os menores índices de vazios e sim para os teores de umidade mais próximos da umidade ótima (21%). As curvas das Figuras 5.1 a 5.3 e os dados da Tabela 5.1 mostram um comportamento típico como o descrito por Lambe (1962).

5.2 ENSAIOS PRELIMINARES DE COMPRESSÃO DIAMETRAL

Os ensaios preliminares de compressão diametral foram realizados com o objetivo de se conhecer o comportamento mecânico do solo e do compósito solo-fibra e definir os níveis de deformação para induzir a abertura de fissuras de tração. Foi inicialmente avaliada a influência da membrana de látex na resistência mecânica das amostras. As amostras posteriores foram submetidas a tensões confinantes de 50, 100 e 200kPa, a fim de se definir níveis de tensão compatíveis aos de campo, permitindo a abertura de fissuras e não influenciando de forma significativa na contribuição das fibras para a melhoria da resistência mecânica das amostras.

5.2.1 Análise da influência da membrana de látex

A influência da utilização da membrana de látex no comportamento mecânico das amostras foi determinada nos ensaios de compressão diametral conduzidos conforme condições mostradas na Tabela 5.2.

Tabela 5.2: Condições de moldagem para ensaios de avaliação da influência da membrana
AMOSTRAS SEM FIBRAS

Cód amostra	Membrana	w (%)	γ_n (g/cm ³)	Índice de vazios (e)
SFSM1	NÃO	21,51	1,99	0,644
SFSM2		20,99	1,98	0,636
SFCM1	SIM	20,98	1,98	0,635
SFCM2		21,72	1,99	0,647

AMOSTRAS 1% FIBRAS

Cód amostra	Membrana	w (%)	γ_n (g/cm ³)	Índice de vazios (e)
CFSM1	NÃO	21,30	1,97	0,639
CFSM2		20,44	1,97	0,628
CFCM1	SIM	20,29	1,95	0,626
CFCM2		21,04	1,96	0,635

As curvas de tensão de tração versus deformação vertical das amostras ensaiadas são apresentadas nas Figuras 5.4 e 5.5 .

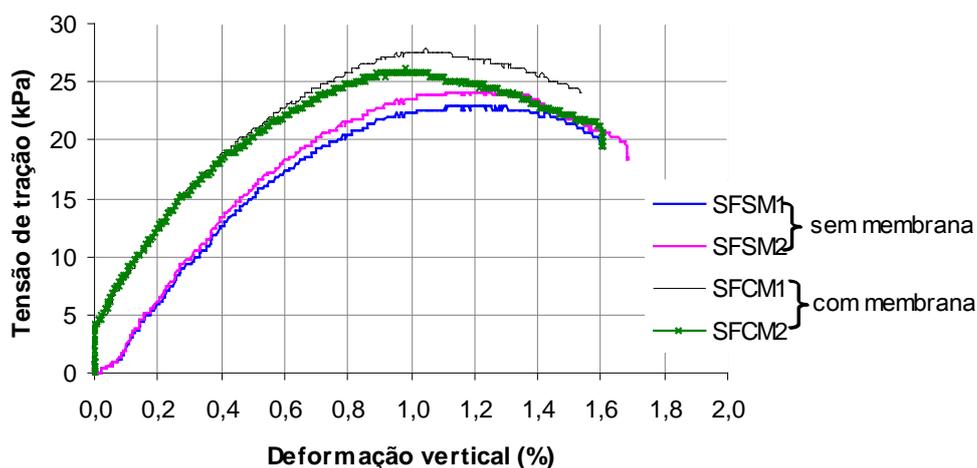


Figura 5.4: Curvas tensão de tração versus deformação vertical – amostras sem fibras

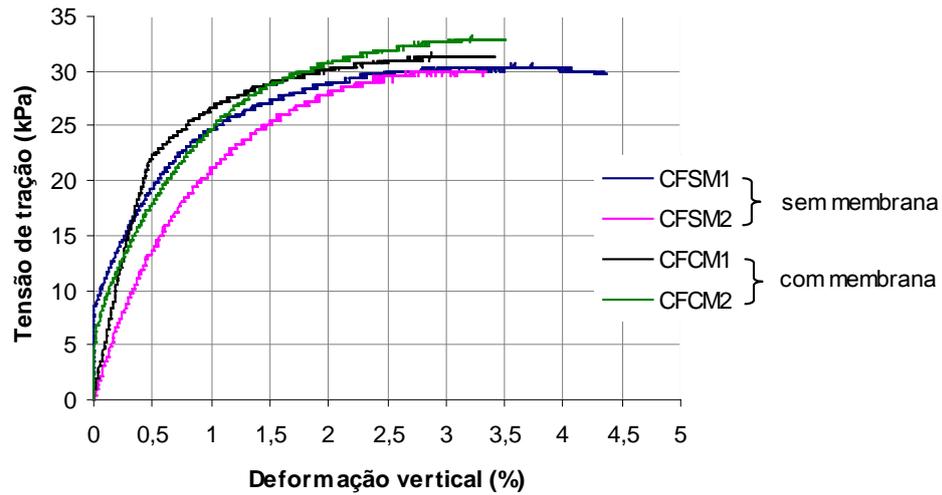


Figura 5.5: Curvas tensão de tração versus deformação vertical – amostras com 1% de fibras

Nas Figuras 5.4 e 5.5 é possível verificar que todas as amostras envolvidas pela membrana de látex podem ter sofrido acomodação no início dos ensaios. Comparando-se as figuras 5.4 e 5.5 observou-se que, para as amostras sem adição de fibras, o uso da membrana causou um acréscimo da tensão máxima em torno de 5,0 kPa ($\cong 22\%$ da resistência máxima) e uma redução da deformação vertical correspondente à tensão máxima de 0,2%. Estas variações não foram consideradas significativas para os ensaios realizados, já que o comportamento do material não se alterou e as variações foram muito pequenas. Observou-se ainda que, tanto para as amostras ensaiadas sem o uso da membrana, quanto para aquelas ensaiadas com membrana, o comportamento do material é semelhante para deformações de até 0,5%. Para deformações mais elevadas ocorrem pequenas alterações que podem ser explicadas pelas diferenças nos índices físicos obtidos na compactação. As amostras compactadas na umidade acima da ótima (SFSM1 e SFCM2) apresentaram valores inferiores para a tensão de tração máxima. No ramo úmido, a estrutura do solo pode tornar-se mais dispersa, reduzindo a resistência mecânica do material.

Para as amostras com 1% de fibras o comportamento parece, em termos relativos, ainda menos influenciado pelo uso da membrana. Para um mesmo valor de deformação a tensão de tração sofreu um acréscimo inferior a 4,0 kPa ($\cong 14\%$ da resistência máxima) quando se comparam amostras ensaiadas sem e com o uso da

membrana. Este comportamento é observado para os diferentes níveis de deformação vertical.

A Figura 5.6 mostra as curvas tensão-deformação mais representativas das amostras ensaiadas.

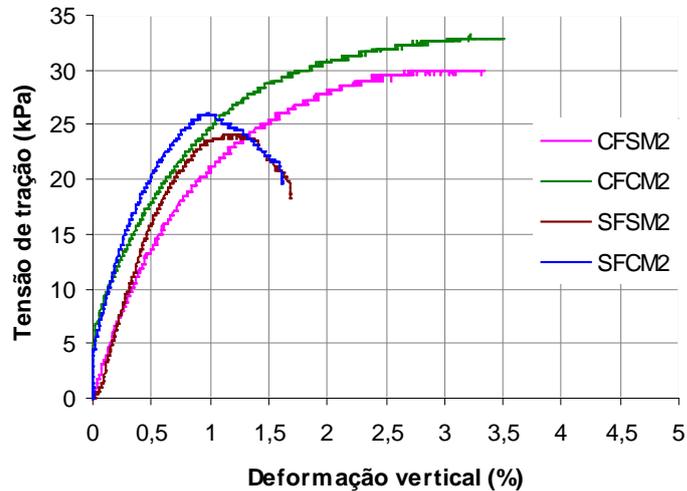


Figura 5.6: Curvas tensão de tração versus deformação vertical para as amostras com fibras e com 1% de fibras

Quando as amostras sem fibras são comparadas com as amostras com 1% de fibras, sem consideração do uso da membrana, é possível verificar um acréscimo da tensão de tração para níveis de deformação vertical superiores a 1%, quando é observada uma alteração no comportamento do material. A presença das fibras imprimiu um comportamento mais dúctil ao conjunto solo-fibra. Abaixo de 1%, o comportamento do material compósito é semelhante ao do solo sem fibras. Como se espera, a resistência mecânica do material é melhorada com a adição de fibras e isso se pronuncia para deformações mais elevadas.

5.2.2 Análise da influência da tensão confinante

A influência da tensão de confinamento das amostras no seu comportamento mecânico foi determinada nos ensaios de compressão diametral conduzidos em amostras preparadas conforme indicado na Tabela 5.3.

Tabela 5.3: Condições de moldagem para os ensaios de avaliação da tensão confinante AMOSTRAS SEM FIBRAS

Cód amostra	Tensão confinante (kPa)	w(%)	γ_n (g/cm ³)	Índice de vazios (e)
SF0	0	20,98	1,98	0,635
SF50	50	21,19	1,99	0,640
SF100	100	21,49	1,99	0,643
SF200	200	21,49	1,99	0,644

AMOSTRAS 1% FIBRAS

CF0	0	20,29	1,95	0,626
CF50	50	20,76	1,96	0,632
CF100	100	21,74	1,96	0,645
CF200	200	20,92	1,96	0,634

Os resultados obtidos são apresentados nas Figuras 5.7 e 5.8 que mostram as curvas de tensão x deformação das amostras ensaiadas sob os diferentes níveis de tensão confinante adotados.

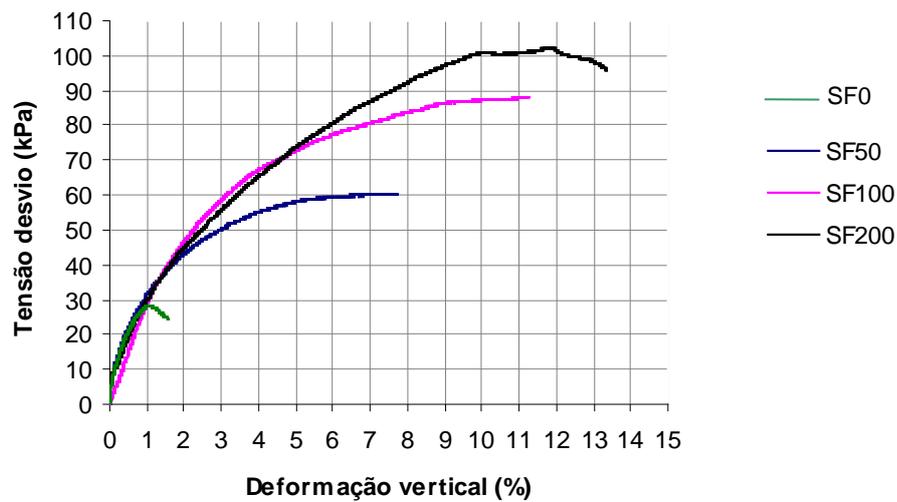


Figura 5.7: Curvas tensão desvio versus deformação vertical para amostras sem fibras – σ_c : 0, 50, 100 e 200kPa

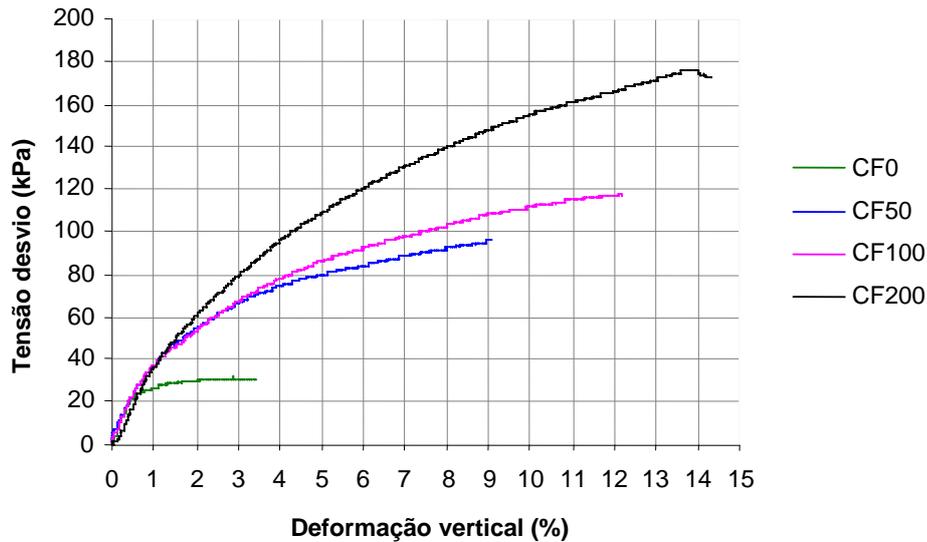


Figura 5.8: Curvas tensão desvio versus deformação vertical para amostras com 1% de fibras – σ_c : 0, 50, 100 e 200kPa

Tanto para as amostras sem fibras quanto para as amostras com 1% de fibras observou-se um comportamento semelhante até cerca de 1% de deformação vertical, ou seja, a aplicação da tensão confinante parece não ter alterado o comportamento do material. Após este valor os ensaios com confinamento mais elevado mobilizaram maiores tensões desvio. Em ambos os grupos de ensaios observou-se que a tensão desvio máxima não cresce proporcional à tensão confinante. Estas diferenças de comportamento, inclusive a contribuição das fibras nos resultados, podem estar associadas à tendência de variação volumétrica da amostra durante o ensaio. Maiores tensões confinantes implicam em menor tendência de expansão.

A adição das fibras melhorou o comportamento do solo para qualquer nível de tensão confinante aplicada. Entretanto, essa contribuição tornou-se mais efetiva para as tensões confinantes mais elevadas, podendo ser observada até altos níveis de deformação vertical.

As figuras 5.9 a 5.12 apresentam os resultados agrupados por nível de tensão confinante aplicada em amostras sem fibras e com 1% de fibras.

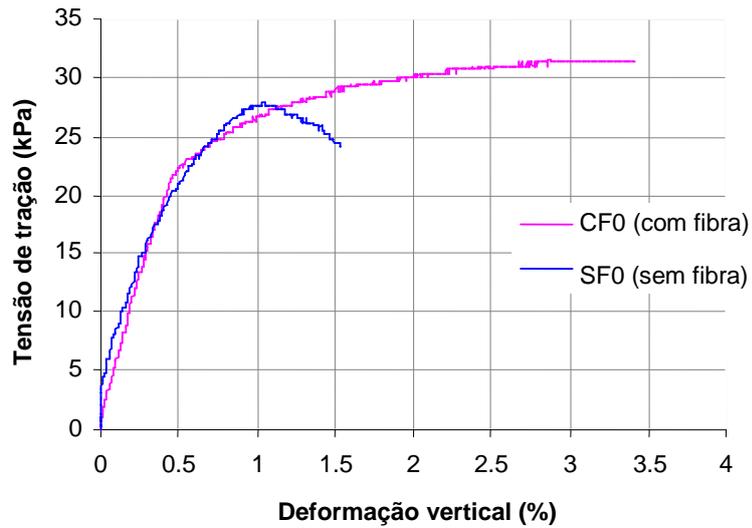


Figura 5.9: Curvas tensão de tração versus deformação vertical sem aplicação de tensão confinante

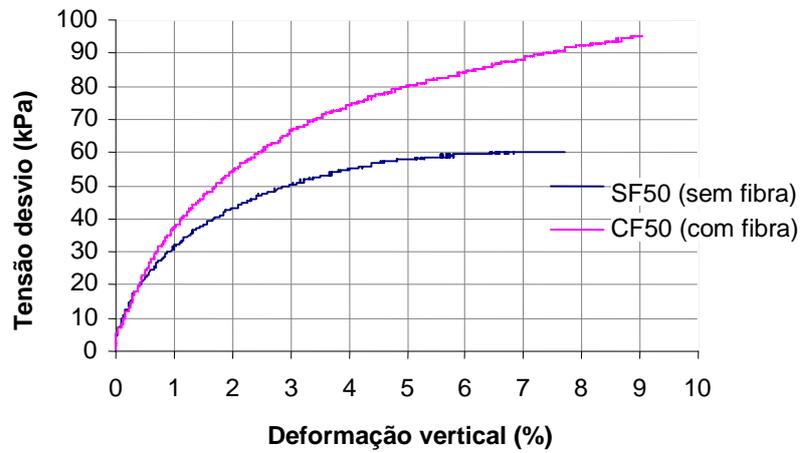


Figura 5.10: Curvas tensão desvio versus deformação vertical - σ_c : 50kPa

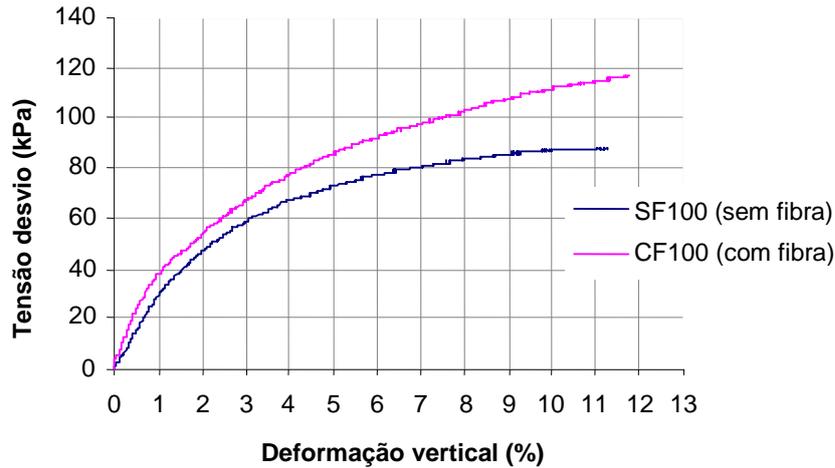


Figura 5.11: Curvas tensão desvio versus deformação vertical - σ_c : 100kPa

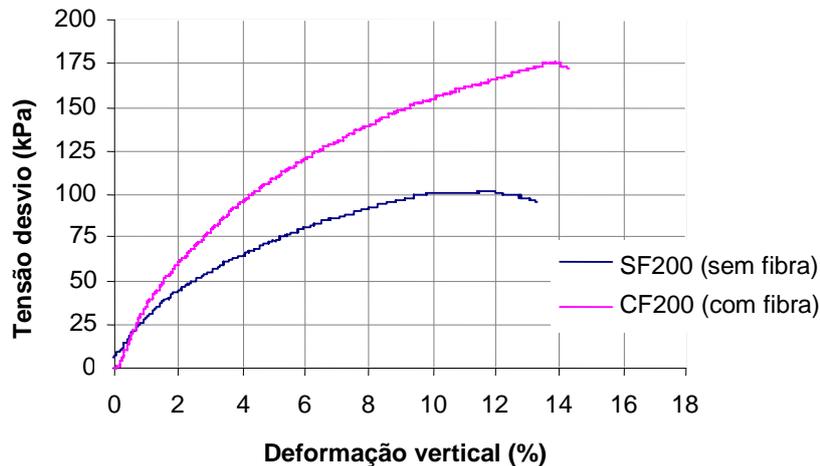
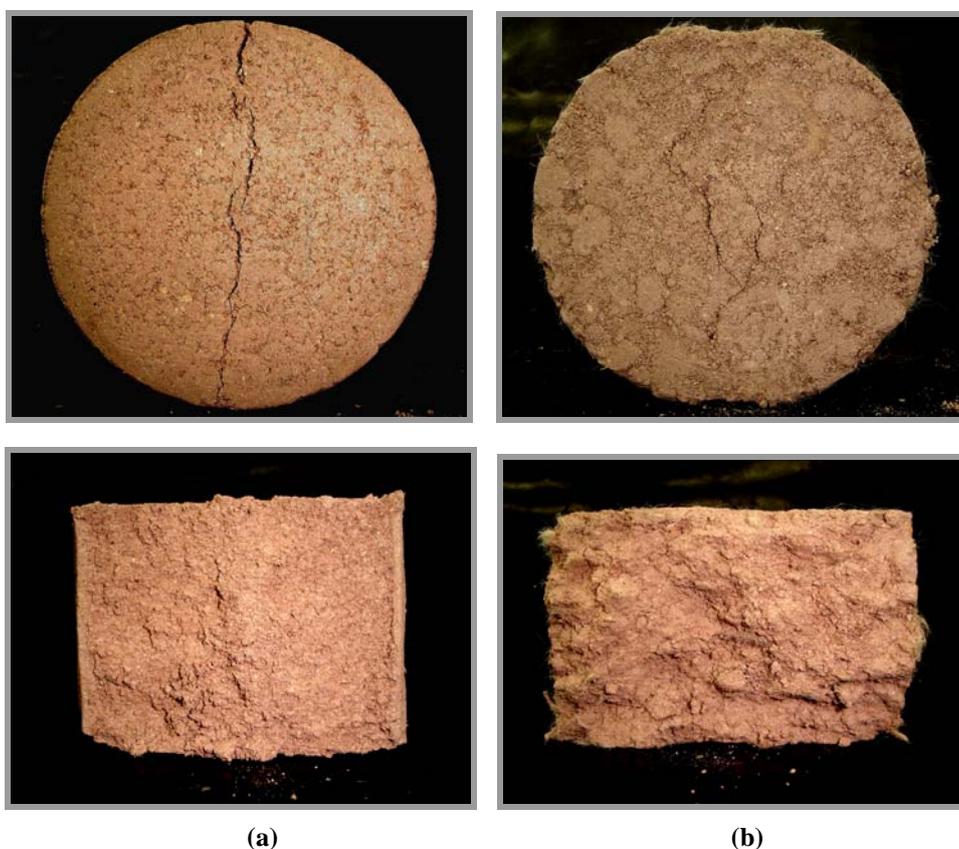


Figura 5.12: Curvas tensão desvio versus deformação vertical - σ_c : 200kPa

Para as amostras ensaiadas sem aplicação de tensão confinante ocorre uma alteração no comportamento do material de frágil para dúctil, com aumento da resistência à tração inferior a 13%. As deformações verticais, no entanto, sofreram acréscimos mais significativos. O comportamento do material composto com relação à resistência à tração parece ser inicialmente controlado unicamente pela matriz de solo. À medida que crescem as deformações, o comportamento passa a ser controlado pela matriz e pelas fibras. Outra observação importante foi que, para as tensões confinantes mais elevadas, a contribuição das fibras também iniciou-se mais rapidamente, a deformações verticais mais baixas.

As figuras 5.13a e 5.13b mostram duas amostras após o encerramento dos ensaios, respectivamente sem adição de fibras e com 1% de fibras.



**Figura 5.13: Imagens das amostras após a abertura de fissuras por compressão diametral
(a) amostra sem fibras (SF0); (b) amostra com 1% de fibras (CF0)**

As figuras 5.13a e 5.13b mostram em evidência a redução na magnitude das fissuras quando se adicionam fibras ao solo. Para as amostras com aplicação de tensão confinante não foi possível a observação de fissuras a olho nu, provavelmente seladas pelo efeito do confinamento. Para tensões confinantes mais elevadas (200 kPa) é provável que não tenha ocorrido ruptura por tração das amostras.

5.3 ENSAIOS HIDROMECAÑICOS

Uma vez comprovadas as hipóteses de que “a adição de fibras aumenta a resistência à tração do solo e reduz a abertura de fissuras de tração” e que “a tensão confinante tende a impedir a abertura de fissuras de tração”, os ensaios desenvolvidos nesta etapa têm como principal objetivo reforçar os resultados obtidos e elucidar as

demais hipóteses formuladas a respeito do comportamento hidromecânico do solo e do material compósito:

- A adição de fibras pode aumentar a condutividade hidráulica do solo, entretanto,
- a redução na abertura de fissuras pela adição de fibras diminui a condutividade hidráulica do solo.

Na primeira fase de cada ensaio foi determinada a condutividade hidráulica do corpo-de-prova não fissurado e com tensão confinante de 10kPa (apenas para impedir o fluxo na interface membrana/amostra).

A compressão diametral dos corpos-de-prova foi realizada sob as condições determinadas nos ensaios mecânicos preliminares. Desta forma, admitiu-se que, para deformações verticais da ordem de 10% e sob uma tensão confinante de 100 kPa, todos os corpos-de-prova apresentaram fissuras.

Os ensaios foram conduzidos em corpos-de-prova preparados conforme indicado na Tabela 5.4.

Tabela 5.4: Condições de moldagem para os ensaios hidromecânicos

Cód amostra	% fibra	w (%)	γ_n (g/cm ³)	e_0	$\sigma_{10\%}$ (kPa)
kSF_1	0	20,53	1,98	0,631	50,75
kSF_2		20,87	1,98	0,634	58,13
k05_1	0,5	20,97	1,96	0,636	63,76
k05_2		21,40	1,97	0,641	63,70
k1_1	1	20,83	1,96	0,633	68,26
k1_2		20,62	1,95	0,630	66,86
k15_1	1,5	20,94	1,96	0,635	75,38
k15_2		20,76	1,96	0,632	75,01

$\sigma_{10\%}$ - tensão desvio correspondente à abertura de fissuras (deformação vertical – ϵ_v – 10%)

Na Tabela 5.5 encontram-se os resultados de condutividade hidráulica obtidos para cada estágio dos ensaios, ou seja, antes e após a compressão das amostras.

Tabela 5.5: Resultados de condutividade hidráulica

Cód amostra	Estagio do ensaio	Condutividade hidráulica (cm/s)	
		$\sigma_c = 10 \text{ kPa}$	$\sigma_c = 100 \text{ kPa}$
kSF_1	antes da compressão	4.89E-06	4.89E-07
	após a compressão	3.87E-07	1.95E-07
kSF_2	antes da compressão	4.92E-06	4.22E-07
	após a compressão	3.53E-07	1.88E-07
k05_1	antes da compressão	4.97E-06	4.97E-07
	após a compressão	3.91E-07	1.76E-07
k05_2	antes da compressão	5.53E-06	8.91E-07
	após a compressão	8.06E-07	2.87E-07
k1_1	antes da compressão	5.06E-06	1.09E-06
	após a compressão	1.31E-06	3.87E-07
k1_2	antes da compressão	5.95E-06	1.75E-06
	após a compressão	1.75E-06	3.86E-07
k15_1	antes da compressão	7.25E-06	1.13E-06
	após a compressão	2.21E-06	3.82E-07
k15_2	antes da compressão	7.27E-06	1.87E-06
	após a compressão	2.42E-06	3.91E-07

σ_c – tensão confinante do ensaio

Dos resultados apresentados na tabela 5.4 pode-se observar, para a deformação vertical de 10%, um aumento na tensão desvio com a adição de fibras. Este aumento é tanto maior, quanto maior o teor de fibras. Estes resultados foram semelhantes aos obtidos nos ensaios preliminares de compressão diametral.

As figuras 5.14 e 5.15 mostram as curvas representativas do comportamento mecânico das amostras ensaiadas.

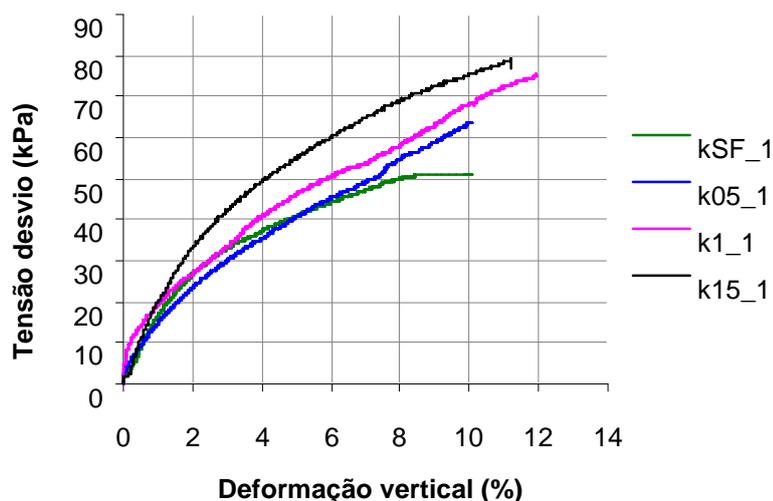


Figura 5.14: Curva tensão desvio versus deformação vertical – 1º grupo de ensaios

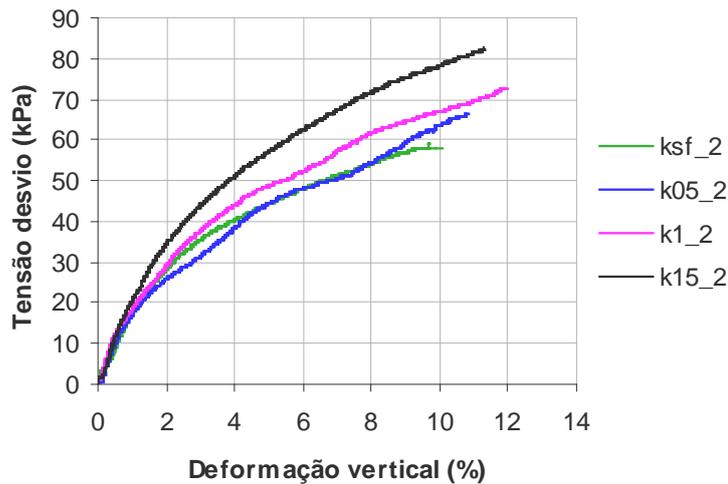


Figura 5.15: Curva tensão desvio versus deformação vertical – 2º grupo de ensaios

Os resultados apresentados nas Figuras 5.14 e 5.15 são semelhantes aos obtidos por Maher e Ho (1994), Al-Wahab e El-Kedrah (1995), Lima et al (1999) e Specht et al (2002) que fizeram estudos similares com diferentes tipos de materiais compósitos. Não foi observada qualquer relação entre os valores de tensão desvio obtidos com os índices físicos das amostras. O modelo proposto por Michalowski e Zhao (1996) para ruptura de solos reforçados com fibras considera, para fibras curtas, a distribuição uniforme e orientação aleatória destas na matriz de solo. Considerando a distribuição uniforme das fibras para as amostras estudadas, pode-se dizer que, quanto maior o teor de fibras, também é maior o número de fibras mais próximas à superfície de ruptura e menor é a probabilidade de que todas elas sejam arrancadas no mesmo instante, desde que as mesmas possam absorver as cargas adicionais causadas pelas fissuras. Neste caso, parte das fibras pode romper-se e parte pode ser arrancada por deslizamento, o que retarda o surgimento de fissuras, aumentando, assim o valor da resistência à tração.

As figuras 5.16 e 5.17 apresentam os resultados de condutividade hidráulica obtidos em função do teor de fibras adicionado às amostras. Nota-se que em todos os casos existe uma tendência do aumento da condutividade hidráulica sendo este mais pronunciado para os mais altos teores de fibras. Os resultados foram semelhantes a estudos anteriores conduzidos com diferentes tipos de materiais (Maher e Ho, 1994; Miller e Rifai, 2000). Para 0,5% de fibras a influência é pouco significativa. Heineck, 2002 apresentou resultados semelhantes para solos residuais.

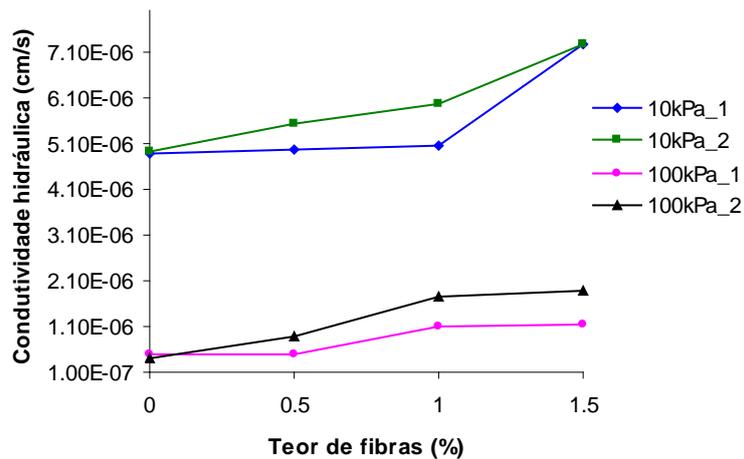


Figura 5.16: Condutividade hidráulica versus teor de fibras das amostras antes do ensaio de compressão diametral

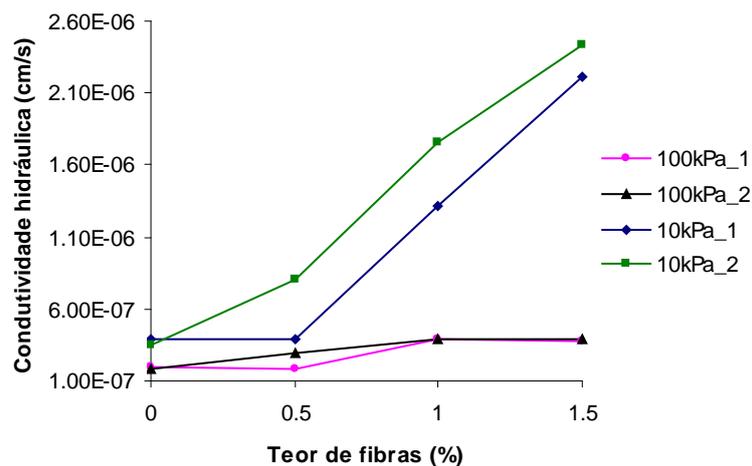


Figura 5.17: Condutividade hidráulica versus teor de fibras das amostras após o ensaio de compressão diametral

Na figura 5.16 as duas curvas na parte superior dos gráficos correspondem às leituras obtidas sob confinamento de 10kPa, ou seja, uma tensão confinante baixa, suficiente para evitar o fluxo na interface membrana/amostra. As curvas na parte inferior dos gráficos correspondem às leituras obtidas após o acréscimo do confinamento para 100 kPa. Pode-se verificar que, embora a condutividade hidráulica aumente com o teor de fibras, a tensão confinante tende a reduzi-la. Estudos anteriores mostraram que a aplicação da tensão confinante tende a fechar as microfissuras e

conseqüentemente, reduzir a condutividade hidráulica (Day e Daniel, 1985 e Allan e Kukacka, 1995). Não se observou uma relação entre os valores de condutividade hidráulica e os índices físicos das amostras. Desta forma, acredita-se que a estrutura do solo tem maior influência no comportamento das mesmas. As amostras com 1,5% de fibras adicionadas, provavelmente apresentaram estruturas do tipo floculada, o que pode ser explicado pelas dificuldades na homogeneização das misturas. As fibras são materiais inertes e praticamente não absorvem água da mistura. Assim sendo, podem servir de caminhos preferenciais para o fluxo de água no interior da amostra, aumentando, conseqüentemente, a condutividade hidráulica, sendo este efeito mais pronunciado quanto maior o teor de fibras.

Na figura 5.17 as curvas na parte inferior correspondem às leituras obtidas após a compressão das amostras, na condição de confinamento igual a 100kPa. Já as curvas na posição superior correspondem às leituras feitas após a retirada do confinamento, ou seja, quando a condição de confinamento retorna a 10kPa. Observou-se neste caso que, quando as amostras são submetidas à compressão, a condutividade hidráulica sofre menor influência da adição de fibras. Observou-se ainda que a condutividade hidráulica das amostras após o ensaio de compressão diametral foi menor do que a condutividade hidráulica das amostras antes do ensaio nos casos em questão. Foram verificados todos os fatores que pudessem influenciar a condutividade hidráulica das amostras após a compressão, tais como o gradiente hidráulico utilizado, o teor de umidade na moldagem, o grau de saturação e o índice de vazios. Como já foi dito anteriormente, como os índices físicos apresentaram desvios de valores muito pequenos, acredita-se que os mesmos não tenham qualquer relação com a redução da condutividade hidráulica. O gradiente hidráulico utilizado foi o recomendado pela ASTM D5084-90. Não foi observado, durante a realização dos ensaios, a ocorrência de erosão interna. Nos ensaios desta etapa a tensão confinante foi de 100kPa. A tensão desvio máxima aplicada (correspondente a 10% de deformação vertical) apresentou-se cerca de 70kPa. Assim considera-se o mesmo não ter sofrido ruptura por tração, ou seja, não ter ocorrido abertura de fissuras.

Quando se reduz a tensão confinante para o valor inicial (10 kPa) a condutividade hidráulica volta a subir, mas não atinge o valor obtido inicialmente.

As figuras 5.18 a 5.21 permitem visualizar o que aconteceu com a condutividade hidráulica durante todo o ciclo de ensaios. Os resultados foram apresentados para as

diferentes condições dos ensaios. Os pontos 1, 2, 3 e 4 representam as leituras de condutividade hidráulica para as seguintes condições:

1. tensão confinante 10kPa, antes da compressão diametral;
2. tensão confinante 100kPa, antes da compressão diametral;
3. tensão confinante 100kPa, após a compressão diametral;
4. tensão confinante 10kPa, após a compressão diametral.

Esta configuração é válida para todos os ensaios realizados.

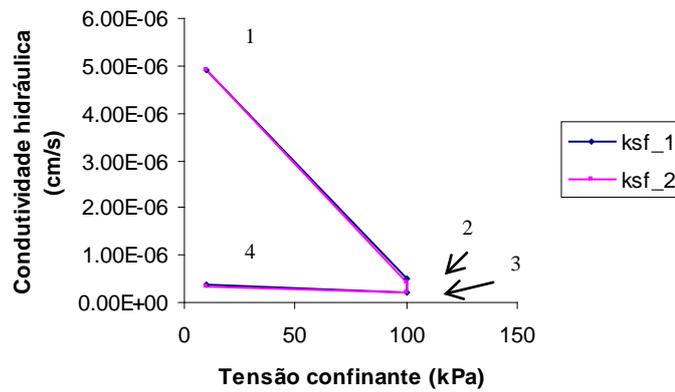


Figura 5.18: Ciclo de leituras de condutividade hidráulica para amostras sem fibras

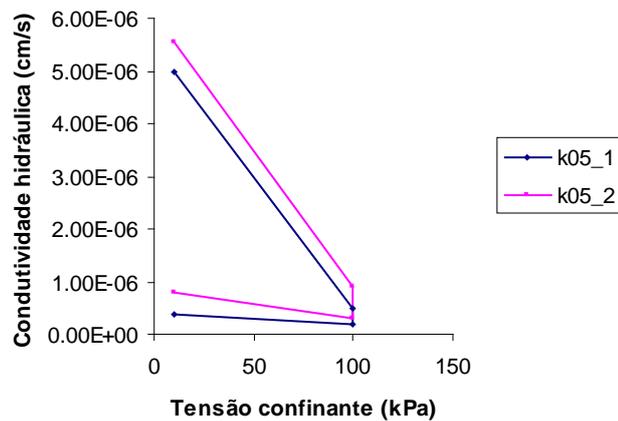


Figura 5.19: Ciclo de leituras de condutividade hidráulica para amostras com 0,5% de fibras

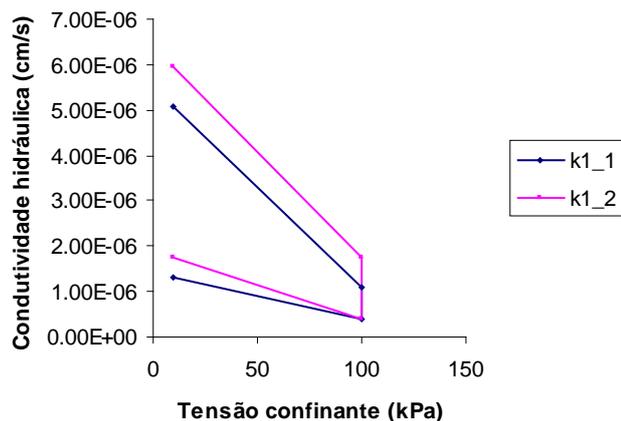


Figura 5.20: Ciclo de leituras de condutividade hidráulica para amostras com 1,0% de fibras

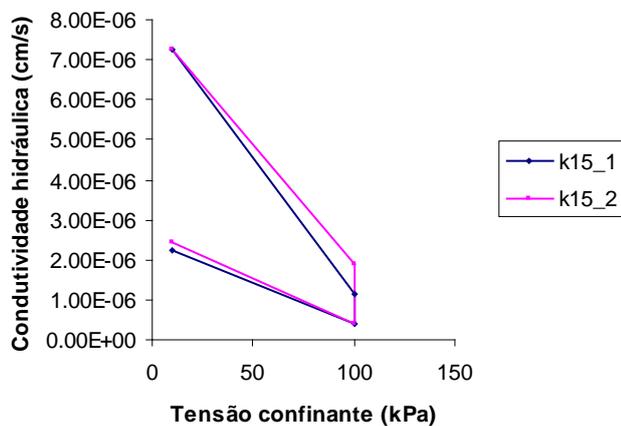


Figura 5.21: Ciclo de leituras de condutividade hidráulica para amostras com 1,5% de fibras

Os resultados mostram um comportamento semelhante para todas as amostras. As variações entre as condições dos ensaios foram da mesma ordem de grandeza.

As Figuras 5.22 e 5.23 apresentam as curvas representativas do comportamento hidráulico em função da tensão confinante aplicada para todos os ensaios realizados, antes e após a compressão diametral das amostras, respectivamente. Estas figuras permitem uma melhor visualização dos resultados obtidos.

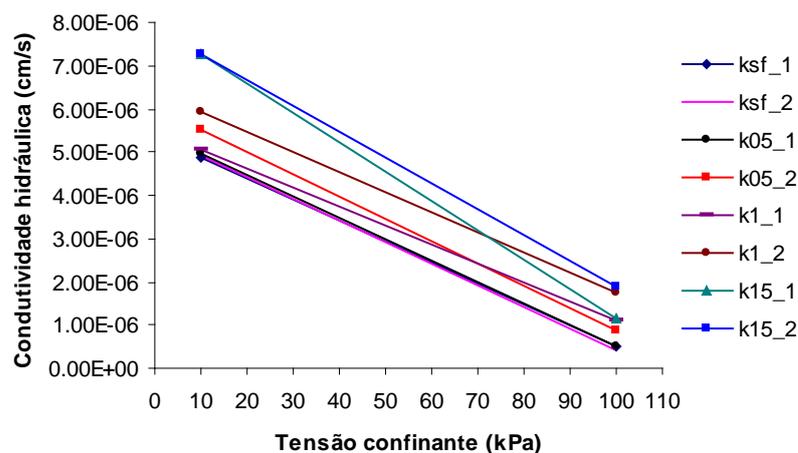


Figura 5.22: Condutividade hidráulica versus tensão confinante para todas as amostras – antes do ensaio de compressão diametral

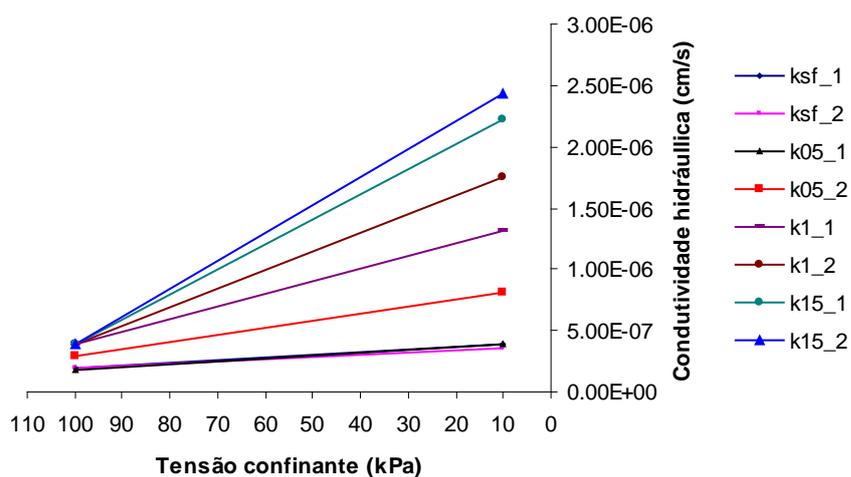


Figura 5.23: Condutividade hidráulica versus teor de fibras de corpos-de-prova trincados – após ensaio de compressão diametral

Das figuras 5.22 e 5.23 verificou-se que o aumento da condutividade hidráulica foi mais acentuado quando as amostras estão sujeitas a tensões de confinamento de 10kPa, principalmente após a abertura das fissuras, ou seja, tensões confinantes mais elevadas tendem a reduzir o efeito das fibras no comportamento hidráulico do solo, principalmente após a compressão diametral.

As figuras 5.24 e 5.25 mostram os resultados de condutividade hidráulica em função da deformação vertical para o 1º e 2º grupos de ensaios realizados. Todas as leituras foram feitas na condição de tensão confinante igual a 100 kPa.

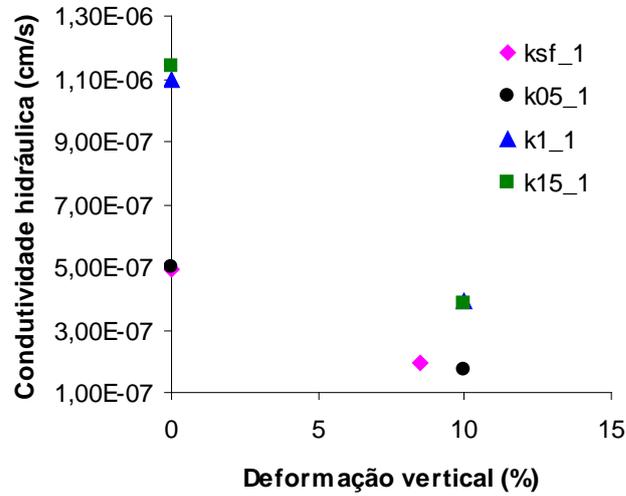


Figura 5.24: Curvas deformação vertical versus condutividade hidráulica para todos os ensaios realizados – σ_c 100kPa – 1º grupo de ensaios

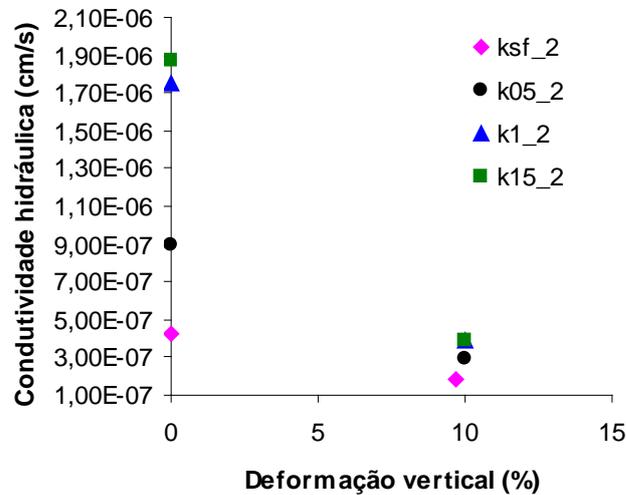


Figura 5.25: Curvas deformação vertical versus condutividade hidráulica para todos os ensaios realizados – σ_c 100kPa – 2º grupo de ensaios

Embora a condutividade hidráulica inicial (em ε_v igual a 0%) seja diferente e tanto maior, quanto mais alto for o teor de fibras, há uma tendência desta convergir para

um valor de mesma ordem de grandeza quando as deformações aumentam. Isto mostra, mais uma vez, que o teor de fibras tem relativamente pouca influência nos resultados de condutividade hidráulica das amostras sob tensão confinante.

5.3.1 Ensaios complementares

Os ensaios complementares de compressão diametral e condutividade hidráulica foram realizados com o objetivo de verificar se o comportamento das amostras segue o mesmo padrão para todos os níveis de deformação vertical e tensões confinantes impostos, ou seja, redução da condutividade hidráulica. Para isso, foram adotadas amostras sem fibras e com 1% de fibras, ensaiadas sob tensões confinantes de 10kPa e 100kPa. A condutividade hidráulica foi medida a cada incremento de 1,00mm de deformação imposta, com desvios da ordem de $\pm 0,1$ mm. Os ensaios foram conduzidos em corpos-de-prova preparados conforme mostra a tabela 5.6.

Tabela 5.6: Condições dos ensaios hidromecânicos complementares

Cód amostra	% fibra	σ_c (kPa)	Umidade (%)	γ_n (g/cm ³)	e inicial	S inicial (%)	$\sigma_{10\%}$ (kPa)
ksf_3	0	10	21,03	1,98	0,634	88,14	16,37
ksf_4		100	21,40	1,99	0,641	88,65	48,60
k1_3	1	10	20,50	1,96	0,628	86,77	25,44
k1_4		100	20,90	1,97	0,633	87,64	63,27

$\sigma_{10\%}$ - tensão desvio correspondente à abertura de fissuras (deformação vertical – ϵ_v – 10%)

A Figura 5.26 mostra o comportamento mecânico das amostras. As amostras de número 3 foram submetidas à compressão diametral sob tensão confinante de 10kPa e as amostras de número 4 foram submetidas à compressão diametral sob tensão confinante de 100kPa.

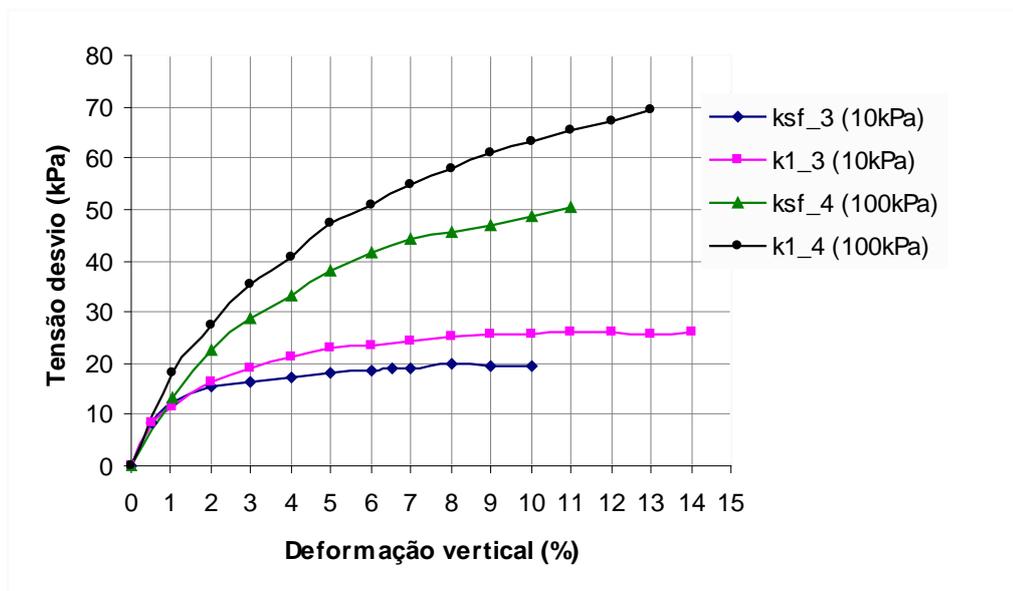


Figura 5.26: Curvas tensão desvio versus deformação vertical dos ensaios hidromecânicos complementares

Os resultados foram semelhantes aos obtidos nos ensaios anteriores, com significativos aumentos da tensão desvio quando se adiciona fibras ao solo. A contribuição das fibras foi maior para as amostras ensaiadas sob 100kPa de confinamento.

Os resultados obtidos para a condutividade hidráulica encontram-se listados na Tabela 5.7 em função das deformações verticais impostas.

Tabela 5.7: Condutividade hidráulica – ensaios complementares

ε_r (%)	Condutividade hidráulica (cm/s)			
	ksf_3	ksf_4	k1_3	k1_4
0,00	4,91E-06	5,36E-07	5,90E-06	2,64E-06
0,50	4,96E-06	-	6,85E-06	-
1,00	5,18E-06	4,54E-07	7,38E-06	1,14E-06
2,00	5,61E-06	3,87E-07	-	9,41E-07
2,50	-	-	8,44E-06	-
3,00	6,70E-06	3,41E-07	8,77E-06	7,68E-07
4,00	7,79E-06	2,65E-07	9,23E-06	6,73E-07
5,00	8,24E-06	2,28E-07	9,69E-06	6,68E-07
6,00	-	1,98E-07	9,74E-06	6,58E-07
6,50	8,91E-06	-	-	-
7,00	8,97E-06	1,86E-07	9,81E-06	6,43E-07
8,00	8,00E-06	2,94E-07	9,90E-06	6,21E-07
9,00	5,05E-06	3,26E-07	9,50E-06	6,54E-07
10,00	3,10E-06	1,9041E-07	8,45E-06	7,37E-07
11,00	-	1,78591E-07	-	7,76E-07
11,50	-	-	6,88E-06	-
12,00	-	-	5,22E-06	6,40E-07
13,00	-	-	-	5,87E-07

Os valores em destaque na Tabela 5.7 mostram os acréscimos e decréscimos da condutividade hidráulica ao longo dos ensaios. A Figura 5.27 apresenta o comportamento hidráulico das amostras em diferentes níveis de deformação vertical.

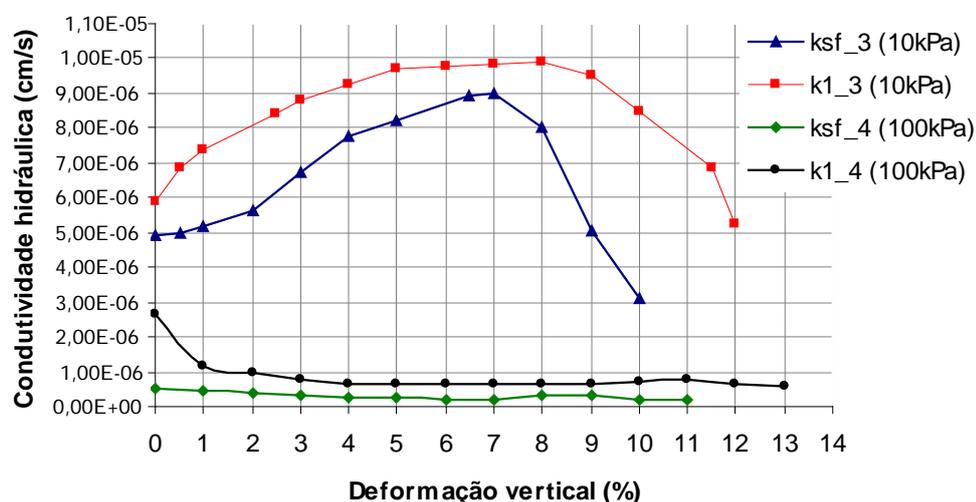


Figura 5.27: Curvas condutividade hidráulica x deformação vertical dos ensaios hidromecânicos complementares

Observa-se que, inicialmente, o comportamento das amostras ensaiadas sob tensão confinante de 10kPa é oposto ao comportamento das amostras ensaiadas sob tensão confinante de 100kPa.

Para as amostras ensaiadas com 10kPa de confinamento, a condutividade hidráulica tende a aumentar à medida que crescem as deformações verticais, até atingir valores entre 7 e 8% de deformação, quando as fissuras começam a surgir, como definido nos ensaios preliminares de compressão diametral. A partir destes valores a condutividade hidráulica decresce chegando próximo aos valores obtidos para as deformações nulas. Isso ocorre provavelmente devido ao carreamento de partículas finas do solo para o interior das fissuras e/ou pelas deformações provocadas pela compressão da amostra com conseqüente alteração da estrutura do material. O comportamento da amostra de solo-fibra é o mesmo da amostra de solo, sendo a condutividade hidráulica da amostra de solo-fibra superior.

Para as amostras ensaiadas com 100kPa de confinamento, a condutividade hidráulica tende a reduzir à medida que crescem as deformações verticais, até atingir

valores entre 7 e 8% de deformação. A partir destes valores a condutividade hidráulica sofre um pequeno acréscimo e volta a reduzir. O acréscimo da condutividade hidráulica ocorre durante as deformações correspondentes à abertura das fissuras. Entretanto, o confinamento tende a selar as fissuras fazendo com que a condutividade hidráulica volte a decrescer. Nestes casos o comportamento da amostra de solo-fibra também é semelhante ao da amostra de solo e apresenta valores de condutividade hidráulica superiores.

Nota-se que o comportamento das amostras confinadas a 100kPa segue o mesmo padrão das amostras ensaiadas anteriormente. No entanto, o comportamento das amostras confinadas a 10kPa é diferente. Como esperado, a abertura de fissuras aumenta significativamente a condutividade hidráulica (cerca de 80%). As amostras com fibras apresentam-se em todas as condições com maior condutividade hidráulica. Entretanto, deve-se considerar (vide Figura 5.26) que a resistência à abertura de fissuras das amostras com fibras é cerca de 25% a 50% superior à resistência das amostras sem fibras. Desta forma, no caso de cobertura (tensões confinantes baixas), as fibras poderão desempenhar papel favorável a evitar-se a abertura de fissuras e o aumento da condutividade hidráulica. Na figura 5.27 observa-se um aumento de 50% na condutividade hidráulica comparando-se a amostra sem fibras após a compressão diametral ($k=9,00 \times 10^{-6} \text{cm/s}$, 7% de deformação) com a amostra com fibras antes da compressão diametral ($k=6,00 \times 10^{-6} \text{cm/s}$, deformação nula) na condição de confinamento igual a 10kPa. É também importante destacar que para elevadas tensões de confinamento (100kPa) verifica-se, independente da adição de fibras, decréscimos na condutividade hidráulica com a deformação sob solicitações de compressão diametral. Tal indica, como esperado, uma menor tendência de abertura de fissuras sob elevadas tensões confinantes como é o caso de barreiras horizontais de depósitos de elevada altura de estocagem.

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

6.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O objetivo principal deste trabalho foi avaliar a potencialidade do uso de fibras de PET adicionadas a um solo de características argilosas para uso como barreira hidráulica. O solo utilizado é típico da região do Rio de Janeiro e apresenta condutividade hidráulica baixa o suficiente para ser empregado em barreiras hidráulicas quando compactado de forma controlada. O teor de finos deste solo é superior ao valor mínimo recomendado pela EPA (1992) para uso em barreiras hidráulicas (30%). Entretanto, ao ser solicitado, pode apresentar aumentos consideráveis da condutividade hidráulica em função da abertura de fissuras que permitem a passagem de líquidos para as camadas subjacentes. Desta forma, o uso das fibras foi avaliado com a finalidade principal de reduzir ou até mesmo evitar a abertura de fissuras e, conseqüentemente, melhorar o comportamento hidráulico do solo.

Com base no conceito de que as fibras podem melhorar o comportamento do solo foram analisadas algumas hipóteses que pudessem explicar de que forma as fibras poderiam ser usadas sem alterar significativamente algumas propriedades físicas do solo e apresentando uma boa trabalhabilidade na mistura. As hipóteses formuladas foram as seguintes:

1. A adição de fibras pode aumentar a condutividade hidráulica do solo;
2. A adição de fibras aumenta a resistência à tração do solo;
3. A adição de fibras reduz (ou previne) a abertura de fissuras de tração;
4. O aumento da tensão confinante reduz a abertura das fissuras;
5. A redução na abertura das fissuras diminui a condutividade hidráulica do compósito solo-fibra.

Estas hipóteses são mais facilmente elucidadas analisando-se o comportamento dos materiais a partir da caracterização dos mesmos até o comportamento das amostras sob as diferentes condições dos ensaios.

6.2 CARACTERIZAÇÃO DAS AMOSTRAS

A caracterização físico-química e mineralógica mostrou que o solo utilizado é formado essencialmente pelo argilo-mineral caulinita, de baixa expansão e capacidade de troca catiônica reduzida, o que tem pouca influência na condutividade hidráulica.

A compactação de amostras com 0,5% e 1% de fibras apresentou comportamento semelhante ao da amostra sem fibras, alterando de forma não representativa os valores de umidade ótima e massa específica seca aparente máxima o que permitiu fixar estes valores para todos os ensaios realizados.

Pelas tomografias realizadas em amostras com 1% de fibras, pode-se verificar que as fibras apresentam uma distribuição uniforme na matriz do solo como no modelo proposto por Michalowski e Zhao (1996) para solos reforçados com fibras.

Embora a umidade tenha sido um índice físico fixo em todos os ensaios, as variações sofridas nos primeiros ensaios permitiram concluir que as amostras compactadas abaixo da umidade ótima tendem a valores mais elevados de condutividade hidráulica, o que confirma a afirmação de Lambe (1962) sobre as variações na estrutura do solo em função da umidade. Para amostras compactadas na umidade muito acima da ótima, como no caso dos ensaios de adensamento, os altos valores de condutividade hidráulica podem estar relacionados à baixa massa específica seca aparente que, neste caso, tem maior influência do que as variações na estrutura do solo.

6.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS AMOSTRAS

A resistência à tração do solo é fortemente influenciada pela adição de fibras. A resistência à tração cresce com a adição de fibras para todos os teores estudados em todos os níveis de deformação vertical impostos (acima de 1%).

O uso da membrana de látex envolvendo o corpo-de-prova exerce pouca influência no resultado dos ensaios. A tensão de confinamento, no entanto, favorece o aumento da tensão desvio, sendo mais pronunciado para os mais altos valores de tensão confinante aplicada. Para as amostras ensaiadas sem aplicação de tensão confinante ocorre uma alteração no comportamento do material de frágil para dúctil quando se adiciona fibras.

Observou-se que o comportamento do material compósito com relação à resistência à tração parece ser inicialmente controlado unicamente pela matriz de solo. À medida que crescem as deformações, o comportamento passa a ser controlado pela matriz e pelas fibras.

A adição de fibras em todos os teores estudados reduziu a magnitude das fissuras de tração. Além disso, as fissuras começaram a surgir em níveis de deformações verticais mais elevados.

6.4 COMPORTAMENTO HIDRO-MECÂNICO DAS AMOSTRAS

O ensaio de adensamento da amostra com 1,5% de fibras mostrou que, embora a redução do índice de vazios para tensões verticais mais elevadas seja mais acentuada do que em amostras sem fibras (a compressibilidade da amostra com fibras é superior), essa redução não é suficiente para reduzir a condutividade hidráulica para valores recomendados pela EPA (1992). Isto mostra que, para o teor de fibras estudado, a condutividade hidráulica foi significativamente influenciada pela adição destas, o que pode ser diferente para teores de fibras mais baixos. Acredita-se que as fibras sejam responsáveis pela formação de caminhos preferenciais para o fluxo, que tendem a aumentar com o aumento do teor de fibras. A utilização de um teor de fibras mais baixo pode gerar resultados mais eficientes. Entretanto, não se pode afirmar que o teor de fibras seja o único responsável pelos elevados valores de condutividade hidráulica, uma vez que a amostra foi compactada com umidade muito acima da ótima nos ensaios de adensamento.

A análise do comportamento hidráulico e mecânico como um conjunto interdependente mostrou que, apesar da adição de fibras ao solo gerar um aumento da condutividade hidráulica, o confinamento favorece a sua redução de maneira significativa, mesmo após solicitado por compressão diametral. A redução da condutividade hidráulica pode estar relacionada às deformações provocadas pela compressão da amostra com conseqüente alteração da estrutura do material ou pelo selamento promovido pelo carreamento de partículas finas do solo para o interior das fissuras. Nos casos de tensões confinantes elevadas (100 KPa) o confinamento foi superior à tensão desvio aplicada, assim não deve ter ocorrido a ruptura por tração e abertura de fissuras.

Para teores de fibras mais elevados (1,5%), a tensão confinante exerceu menor influência na redução da condutividade hidráulica, o que pode ser explicado pela maior probabilidade da existência de intrusões e defeitos provenientes da homogeneização da amostra que favorecem o fluxo de água.

Os ensaios complementares permitiram verificar que, como esperado, a abertura de fissuras aumenta significativamente a condutividade hidráulica das amostras sob baixas tensões confinantes (10kPa). Entretanto, deve-se considerar que a resistência à abertura de fissuras das amostras com fibras é cerca de 25% a 50% superior à resistência das amostras sem fibras. Desta forma, no caso de cobertura (tensões confinantes baixas), as fibras poderão desempenhar papel favorável a evitar-se a abertura de fissuras e o conseqüente aumento da condutividade hidráulica. É também importante destacar que, para elevadas tensões de confinamento (100kPa), verifica-se, independente da adição de fibras, decréscimos na condutividade hidráulica com a deformação sob solicitações de compressão diametral. Tal indica, como esperado, uma menor tendência de abertura de fissuras sob elevadas tensões confinantes como é o caso de barreiras horizontais de depósitos de elevada altura de estocagem.

Assim como já reportado na literatura (Maher e Ho, 1994), a adição de teores elevados de fibras ao solo (> 1%), além de promover o acréscimo da condutividade hidráulica, exerce pouca influência no acréscimo da resistência à tração.

As considerações feitas a respeito dos resultados obtidos neste estudo permitem concluir que a adição de 1% de fibras, além de favorecer o acréscimo da tensão de tração máxima do solo, retarda a abertura de fissuras e reduz a magnitude das mesmas, sem alterar as propriedades desejáveis na compactação e sem influenciar negativamente a condutividade hidráulica do solo quando utilizadas sob tensão confinante. Além disso, apresenta boa trabalhabilidade na mistura, o que torna viável a utilização do compósito solo-fibra como barreira hidráulica.

6.5 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

- Verificar o comportamento hidromecânico dos materiais sob diferentes condições de ensaio, tais como diferentes compacidades, umidades de compactação (abaixo e acima da umidade ótima) e tensões de confinamento;
- Analisar a influência do comprimento das fibras;
- Montagem de modelo experimental reduzido de barreira hidráulica sob diferentes condições de confinamento;

BIBLIOGRAFIA

- ALLAN, M. L., KUKACKA, L. E., *Permeability of microcracked fibre-reinforced containment barriers*. Waste Management, Vol. 15, N° 2, pp 171-177, 1995.
- ALVAREZ V. H., DIAS, L. E., RIBEIRO, A. C., SOUZA, R. B., *Uso de gesso agrícola*. In: Recomendações para o uso de corretivos e fertilizantes em Minas Gerais – 5ª Aproximação, Editores: RIBEIRO, A. C., ALVAREZ, V. H., GUIMARÃES, P. T.G., Viçosa, MG, 359p, 1999.
- AL WAHAB, R. M., EL KEDRAH, M. A., *Using fibers to reduce tension cracks and shrink/swell in a compacted clay*. In: Proceedings... Geoenvironment 2000: Characterization, Containment, Remediation and Performance in Environmental Geotechnics. ASCE. pp.791-803. 1995.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, ASTM D5084 – *Standard test method for measurement of hydraulic conductivity of saturated porous materials using a flexible wall permeameter*. Philadelphia, 1990.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6457 – *Amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro, 1986.
- _____. NBR 7181 – Solo – *Análise granulométrica*. Rio de Janeiro, 1984.
- _____. NBR 6459 – Solo – *Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro, 1984.
- _____. NBR 7180 – Solo – *Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro, 1984.
- _____. NBR 6508 – *Grãos de solo que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica*. Rio de Janeiro, 1984.
- _____. NBR 7182 – Solo – *Ensaio de compactação*. Rio de Janeiro, 1986, 10p.

- _____. NBR 12007 (MB-3336) – *Solo – Ensaio de adensamento unidimensional*. Rio de Janeiro, 1990, 13p.
- _____. NBR 14545 – *Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável*. Rio de Janeiro, 2000, 12p.
- BAXTER, C. D. P., FOX, P. J. and LEONARDS, G. A., *Gradient effects on measured hydraulic conductivity*. In: Proceedings... Geoenvironment 2000: Characterization, Containment, Remediation and Performance in Environmental Geotechnics. ASCE. pp.746-757. 1995.
- BAYKAL, G. and ALPATLI, H. M., *Permeability of rubber-soil liners under confinement*. In: Proceedings... Geoenvironment 2000: Characterization, Containment, Remediation and Performance in Environmental Geotechnics. ASCE. pp.718-731. 1995.
- BENSON, C. H., ZHAI, H. and WANG, X., *Estimating hydraulic conductivity of compacted clay liners*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol.120, Nº 2, pp 366-387. ASCE, 1994.
- BENSON, C. H., and DANIEL, D. E., *Minimum thickness of compacted soil liners: I. Stochastic Models*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol.120, Nº 1, pp 153-172. ASCE, 1994-a.
- BENSON, C. H., and DANIEL, D. E., *Minimum thickness of compacted soil liners: II Analysis and case histories*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol.120, Nº 1, pp 153-172. ASCE, 1994-b.
- BONELLI, C. M. C., *Recuperação secundária de plásticos provenientes de resíduos sólidos urbanos do Rio de Janeiro*. Tese de Mestrado, Instituto de Macromoléculas da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1993..
- BOTELHO, A. P. D., *Implementação de metodologias de ensaios para determinação de relações constitutivas de processos de fluxo em solos com a utilização de bomba de fluxo*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 2001.

- BOYNTON, S. S. and DANIEL, D. E., *Hydraulic conductivity tests on compacted clay*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, N° 4, pp 465-478. ASCE, 1985.
- BRAGA, M. A., *Argamassas de alta resistência com baixa alcalinidade na produção de compósitos reforçados com fibras naturais*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal Fluminense. Niterói, 2001.
- BREDARIOL, A. W., MARTIN, J. P., CHENG, S-C and TULL, C. F., *Flexural cracking of compacted clay in landfill covers*. In: Proceedings... Geoenvironment 2000: Characterization, Containment, Remediation and Performance in Environmental Geotechnics. ASCE. pp.914-931. 1995.
- CAPRONI JÚNIOR, N., PALOCCI, A., BUENO, B. de S., *Estudo de solo-cimento reforçado com fibras de polipropileno*, In: Proceedings... Geossintéticos'99, pp. 183-188, Rio de Janeiro, 1999.
- CARDOSO, E. R., *Estudo da distribuição de vazios em misturas asfálticas de alto desempenho do tipo SMA utilizando tomografia computadorizada*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro/COPPE. 104 p. Rio de Janeiro, 2004.
- CARPENTER, G. W. and STEPHENSON, R. W., *Permeability testing in the triaxial cell*. Geotechnical Testing Journal, Vol. 9, N° 1, pp 3-9. 1986.
- CASAGRANDE, Michèle D. T., CONSOLI, Nilo C., THOMÉ, A. PRIETTO, Pedro D. M., *Comportamento em campo e laboratório de um solo reforçado com fibras*, Solos e Rochas 25, n°3, São Paulo, 2002a.
- CASAGRANDE, Michèle D. T., CONSOLI, Nilo C., *Estudo do comportamento de um solo residual areno-siltoso reforçado com fibras de polipropileno*, Solos e Rochas 25, n°1, São Paulo, 2002b.
- CASAGRANDE, Michèle D. T., CONSOLI, Nilo C., *Comportamento de uma areia reforçada com fibras submetida a ensaios ring shear*, In: Proceedings... COBRAMSEG 2006, Curitiba, Paraná, 2006.

- CASAGRANDE, Michèle D. T., HEINECK, Karla S., CONSOLI, Nilo C., *Comportamento tensão-deformação de uma areia reforçada com fibras submetida a ensaios triaxiais executados em distintas trajetórias de tensões*, In: Proceedings... COBRAMSEG 2008, pp 950 – 958, Búzios, Rio de Janeiro, 2008.
- CONSOLI, Nilo C., MONTARDO, J. P., PRIETTO, P. D. M., *Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: estudo do efeito das propriedades dos materiais constituintes*. Solos e Rochas 24, nº03, São Paulo, 2001.
- CONSOLI, N. C., CASAGRANDE, M. D. T., COOP, M. R., *Behavior of a fiber-reinforced sand under large shear strains*, In: Proceedings... 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (16ICSMGE). pp 1331-1333. Osaka, Japão, 2005a.
- CONSOLI, N. C., CASAGRANDE, M. D. T., COOP, M. R., *Effect of fiber reinforcement on the isotropic compression behavior of a sand*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Proof copy, ASCE, November 2005b.
- CONSOLI, N. C., CASAGRANDE, M. D. T., COOP, M. R., *Performance of a fibre-reinforced sand at large shear strains*, Géotechnique 57, Nº 9, pp 751-756, 2007.
- CURCIO, D. S., *Comportamento de vigas de concreto armado reforçadas com fibras de carbono*. Dissertação de mestrado. Universidade Federal Fluminense. Niterói, 2001.
- DANIEL, D. E. and WU, Y-K. *Compacted clay liners and covers for arid sites*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 119, N 2, pp 223-237. ASCE, 1993.
- DAY, S. R. and DANIEL, D. E., *Hydraulic Conductivity of two prototype clay liners*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol 111, Nº 8, pp 957-970, ASCE, 1985.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, DNER-ME 138 - *Misturas betuminosas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio*. 1994.

- DIXON, D.A., GRAHAM, J., GRAY, M. N., *Hydraulic conductivity of clays in confined tests under low hydraulic gradients*. Canadian Geotechnical Journal. 36: pp. 815-825. Canada, 1999.
- EMBRAPA - EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA, *Manual de métodos de análise de solo*. 2 ed., Rio de Janeiro, 1997.
- EHRlich, M., *Análise de muros e taludes de solos reforçados*, In: Proceedings... Geossintéticos'99, Vol. 2, pp. 73-84, Rio de Janeiro, 1999.
- EPA – ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY – 40 CFR 258.40 (a)(1) - *Code of federal regulations*, Chapter 4 Subpart D, Design Criteria. USA, 1992. Disponível em: <http://www.epa.gov>. Acesso em: Setembro/2004.
- FOOSE, G. J., BENSON, C. H. and BOSSCHER, P. J., *Sand reinforced with shredded waste tires*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol.122, Nº 9, pp 760-767. ASCE, 1996.
- GHAVAMI, K., FILHO, R. D. T., BARBOSA, N. P., *Behavior of composite soil reinforced with natural fibres*. Cement and Concrete Composites. Nº 21, pp.39-48, 1999.
- GRAY, D. H. and OHASHI, H., *Mechanics of fiber reinforcement in sand*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 109, N 3, pp. 335-353. ASCE, 1983.
- GRAY, D. H., REFEAI, T. AL, *Behaviour of fabric versus fiber reinforced sand*. Journal of Geotechnical Engineering, 112, pp.804-820 (1986).
- HEAD, K. H., *Manual of soil laboratory testing*. Vol.2: Permeability, shear strength and compressibility tests. London, 1982.
- HEINECK, K. S. *Estudo do comportamento hidráulico e mecânico de materiais geotécnicos para barreiras horizontais impermeáveis*. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2002.
- HULL, D., CLYNE, T. W., *An introduction to composite materials*. Cambridge University Press, 1996.

- JESSBERGER, H. L., *Waste containmnet with compacted clay liners*. In: Proceedings... Geoenvironment 2000: Characterization, Containment, Remediation and Performance in Environmental Geotechnics. ASCE. pp.463-483. 1995.
- KUMAR, A., WALIA, B. S., MOHAN, J., *Compressive strength of fiber reinforced highly compressible clay*, Construction and Building Materials, pp 1-6. February 2005.
- LAMBE, T. W. and WHITMAN, R. V., *Soil Mechanics*. New York, 1969.
- LAMBE, T. W., *Soil Stabilization*. In: Foundation Engineering. Chapter 4. Edited by Leonards, G., Tokyo, 1962.
- LAMBE, T. W., *Soil Testing for Engineers*. New York, 1951.
- LIMA, D. C., MINETTE, E., BUENO, B. de S., MARQUES, E. T., *Influência da adição de fibra de polipropileno e da energia de compactação na resposta mecânica de uma mistura solo-cal*, Geossintéticos'99, 1999.
- MAHER, M. H., HO, Y. C., *Mechanical properties of kaolinite/fiber soil composite*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol.120, N° 8, pp 1381-1393. ASCE, 1994.
- MANO, E. B., *Polímeros como materiais de engenharia*, São Paulo, 1991.
- MANUAL DE ADUBAÇÃO PARA O ESTADO DO RIO DE JANEIRO, coordenador: Helvécio De-Polli, Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro – UFRRJ, Itaguaí, RJ, 1998.
- MENDONÇA, R. M. G., *Transporte e retenção de ânions em solo tropical residual e saprolítico do estado do Rio de Janeiro*, Dissertação de Mestrado. COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro 2000
- MICHALOWSKI, R. L. and CERMÁK, J., *Triaxial compression of sand reinforced with fibers*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 129, N 2, pp. 125-136. ASCE, 2003.
- MICHALOWSKI, R. L. and ZHAO, A., *Failure of fiber-reinforced granular soils*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol.122, N° 3, pp. 226-234. 1996.

- MICHALOWSKI, R. L., *Limit analysis with anisotropic fibre-reinforced soil*. Géotechnique, Vol.58, N° 6, pp. 489-501. 2008.
- MILLER, C. J. and RIFAI, S., *Fiber reinforcement for waste containment soil liners*. 5st ISEG. 2000.
- MITCHELL, J. K., *Fundamentals of soil behaviour*. New York, NY. John Wiley and Sons Inc., 2 ed, 437p., 1993.
- MOREL, J. C., GHAVAMI, K., MESBAH, A., *Theoretical and experimental analysis of composite soil blocks reinforced with sisal fibres subjected to shear*. Masonry International. Vol 13, N° 2, 2000.
- MURRAY JJ, FROST JD, WANG Y, *Behavior of a sandy silt reinforced with discontinuous recycled fiber inclusions*, Recycled and Secondary Materials, Soil Remediation, and In Situ Testing, Transportation Research Record, USA, 2000.
- NETO, A. L., *Resistência ao cisalhamento de resíduos sólidos urbanos e de materiais granulares com fibras*. Tese de Doutorado. COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2004.
- PINTO, C. S., *Curso básico de mecânica dos solos*. São Paulo, 2000.
- PRIETTO, P. D. M., MONTARDO, J. P., CONSOLI, N. C., *Comportamento mecânico de uma areia cimentada reforçada com fibras PET*, Geossintéticos'99, 1999.
- RIBEIRO, R. A.V. e LOLLO, J.A. *Laboratory evaluation of hydraulic performance of liners produced with lateritic sandy soil stabilized with lime and cement*. Environmental Geotechnics (4th ICEG). 2002.
- ROWE, R. K., *Barrier Systems*. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook. Cap. 25. pp 739-789. Canada. 2000.
- ROWE, R. K., QUIGLEY, R. M. and BOOKER, J. R., *Clayey barrier systems for waste disposal facilities*. London, 1995.

- SÄLLFORS, G. and ÖBERG-HÖGSTA, A-L. *Determination of hydraulic conductivity of sand-bentonite mixtures for engineering purposes*. Geotechnical and Geological Engineering 20: 65-80, 2002.
- SANTOS, P. S. *Ciência e Tecnologia de Argilas*. V. 1. Ed. Blücker – São Paulo, p. 214-231, 1989.
- SPECHT, Luciano P., HEINECK, Karla S., CERATI, Jorge A. P., CONSOLI, Nilo C., *Comportamento de misturas solo-cimento-fibra submetidas a carregamentos estáticos e dinâmicos*, Solos e Rochas 25, nº1, São Paulo, 2002.
- TANG, C., SHI, B., GAO, W., CHEN, F. CAI, Y., *Strength and mechanical behavior of short polypropylene fiber reinforced and cement stabilized clayey soil*, Geotextiles and Geomembranes 25, pp. 194-202, 2007.
- TAYLOR, D. W., *Fundamentals of Soil Mechanics*, Ed. Wiley International, New York, 1948.
- TRITICO, P. A., LANGSTON, R. E., *Practice improvements for the design and construction of clay barrier*. In: Proceedings... Geoenvironment 2000: Clay Barriers. ASCE. pp.624-640. 1995.
- WANG, Y., FROST, J. D., MURRAY, J., JONES, A., *Properties and applications of soil reinforced with recycled fibers*, SPE Annual Recycling Conference, USA, 1999.
- YASUFUKU, N., OCHIAI, H., OMINE, K., SUETSUGU, D., *Geotechnical reuse of waste expanded polystyrene as a light-weight geomaterial*, Environmental Geotechnics – 4th ICEG, Vol.1, pp. 603, Rio de Janeiro, 2002.
- YETIMOGLU, T., SALBAS, O., *A study on shear strength of sands reinforced with randomly distributed discrete fibers*, Geotextiles and Geomebranes. 21. pp. 103-110. (2003)