

**Algumas Considerações a Respeito da
Resistência ao Cisalhamento na Interface
Solo Argiloso - Geotêxtil Não-Tecido**

UNICAMP

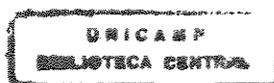
UNICAMP
BIBLIOTECA CENTRAL
SEÇÃO CIRCULANTE

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

**Algumas Considerações a Respeito da
Resistência ao Cisalhamento na Interface
Solo Argiloso - Geotêxtil Não-Tecido**

Maria José Ayres Zagatto Penha

Campinas
1999



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL

Algumas Considerações a Respeito da Resistência ao Cisalhamento na Interface Solo Argiloso – Geotêxtil Não-Tecido

Maria José Ayres Zagatto Penha

Orientador: Prof. Dr. Luiz Antonio Seraphim

Dissertação de Mestrado apresentada à Comissão de pós-graduação da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração de Geotecnia e Transportes.

Atesto que esta é a versão definitiva da dissertação/tese.

Prof. Dr.

Matrícula: 04231-5

05/07/00

Campinas, SP
1999

UNICAMP
BIBLIOTECA CENTRAL

UNIDADE	30		
N.º CHAMADA:	TIUNICAMP		
	P376a		
	Es.		
COMBO BC/	42013		
PROC.	16-278100		
C	<input type="checkbox"/>	D	<input checked="" type="checkbox"/>
PREC.	R\$ 11,00		
DATA	3/10/8100		
N.º CPD			

CM-00144784-8

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA - BAE - UNICAMP

P376a Penha, Maria José Ayres Zagatto
Algumas considerações a respeito da resistência ao cisalhamento na interface solo argiloso - geotêxtil não-tecido / Maria José Ayres Zagatto Penha.--Campinas, SP: [s.n.], 1999.

Orientador: Luiz Antonio Seraphim
Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil.

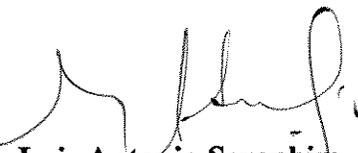
1. Geotêxteis. 2. Cisalhamento. 3. Solos argilosos. 4. Adesão. I. Seraphim, Luiz Antonio. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil. III. Título.

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

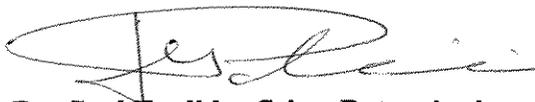
Algumas Considerações a Respeito da Resistência ao Cisalhamento na Interface Solo Argiloso – Geotêxtil Não-Tecido

Maria José Ayres Zagatto Penha

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:



Prof. Dr. Luiz Antonio Seraphim
Presidente e Orientador / Universidade Estadual de Campinas / FEC



Prof. Dr. José Euclides Stipp Paterniani
Universidade Estadual de Campinas / FEAGRI



Prof. Dr. Luiz Roberto Cavicchia
Universidade Estadual de Campinas / FEC

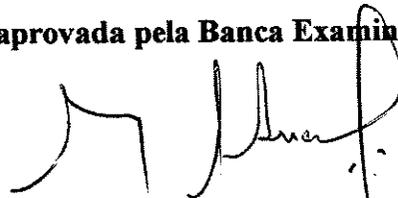
Campinas, 23 de novembro de 1999

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

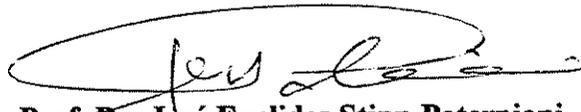
Algumas Considerações a Respeito da Resistência ao Cisalhamento na Interface Solo Argiloso – Geotêxtil Não-Tecido

Maria José Ayres Zagatto Penha

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:



**Prof. Dr. Luiz Antonio Seraphim
Presidente e Orientador / Universidade Estadual de Campinas / FEC**



**Prof. Dr. José Euclides Stipp Paterniani
Universidade Estadual de Campinas / FEAGRI**

**Prof. Dr. Luiz Roberto Cavicchia
Universidade Estadual de Campinas / FEC**

Campinas, 23 de novembro de 1999

A Marcelo, meu marido, por toda compreensão e todo companheirismo demonstrados durante toda esta caminhada.

Agradecimentos

Agradecimentos especiais:

A Deus, por ter me acompanhado em toda essa caminhada,

À minha mãe, Maria Cecília, por todo apoio,

A meu pai, Alcides (in memoriam), por toda luz,

Ao meu marido, Marcelo, por todo incentivo,

Ao meu orientador e amigo, Prof. Seraphim, por toda paciência e dedicação.

Prof. Dr. Luiz Roberto Cavicchia

Prof. Dr. José Euclides Stipp Paterniani

Prof. Dr. David de Carvalho

Prof. Dr. Cássio Eduardo Lima de Paiva

Prof^a Dr^a Maria Teresa Françoso

Prof. Dr. Orlando Fontes Lima Júnior

Luiz Eduardo Meyer

José Benedito Cipriano

Edson Jurgensen

Reinaldo B. Leite Silva

Cleide Medeiros Chaves

José Cavalcante Moura

Ana Paula Furlan

Marcus Vinicius Guerra Seraphico de Assis Carvalho

Paulerman Maria da Conceição Mendes

Natacha G. Parma Perezani

Coordenação de Aperfeiçoamento do Pessoal de Ensino Superior (CAPES)

Resumo

Penha, Maria José Ayres Zagatto. Algumas Considerações a Respeito da Resistência ao Cisalhamento na Interface Solo Argiloso – Geotêxtil Não-Tecido. Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, 1999. 128 páginas. Dissertação.

Pretende-se com a presente pesquisa, analisar a variação da resistência ao cisalhamento na interface solo argiloso – geotêxtil não-tecido, em equipamento de cisalhamento direto. O solo compactado na umidade ótima e na energia Proctor normal, terá sua resistência avaliada tanto na umidade de compactação quanto saturado, com a resistência em ensaios de interface com geotêxtil não-tecido, em condições saturadas. Ainda pretende-se mostrar o comportamento da resistência do conjunto solo-geotêxtil sobre amostras deixadas no tempo e ensaiadas em períodos de 03, 07 e 14 meses, com objetivo de se detectar possíveis variações de resistência do conjunto com o tempo. À luz dos resultados, pretende-se avaliar possíveis variações do valor da adesão solo-geotêxtil nos ensaios efetuados e discutir a inclusão deste valor de resistência nos cálculos de estabilidade de solos reforçados.

Palavras - Chave: Geotêxtil Não-Tecido, Resistência ao Cisalhamento, Interface Solo Coesivo – Geotêxtil Não-Tecido, Cisalhamento Direto, Aderência entre Geotêxtil e Solo Coesivo.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
2. OBJETIVOS	3
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
3.1. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS	4
3.1.1. Atrito e Coesão	8
3.2. TIPOS DE ENSAIO DE CISALHAMENTO	11
3.2.1. Ensaio de Cisalhamento Direto	11
3.2.2. Vane Test.....	13
3.2.3. Ensaio de Compressão Triaxial.....	14
3.2.3.1. Classificação dos Ensaios de Compressão Triaxial.....	15
3.2.4. Ensaio de Compressão Simples.....	16
3.3. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DAS AREIAS.....	17
3.3.1. Fatores que influem na Resistência ao Cisalhamento das Areias.....	18
3.3.1.1. Compacidade Relativa	18
3.3.1.2. Granulometria.....	20
3.3.1.3. Forma dos Grãos.....	20
3.3.1.4. Resistência dos Grãos	20
3.3.1.5. Índice de Vazios Crítico.....	21
3.3.1.6. Grau de Saturação.....	21
3.4. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DAS ARGILAS.....	22
3.4.1. Argilas Saturadas.....	23
3.4.2. Argilas Não - Saturadas.....	25
3.4.3. Programação dos Ensaios de Cisalhamento.....	27
3.5. GEOSINTÉTICOS	28
3.5.1. Definição.....	28
3.5.2. Classificação dos Geossintéticos	29
3.5.2.1. Geotêxteis [GT].....	29
3.5.2.2. Geogrelhas [GG].....	30

3.5.2.3.	Geotelas e Geomalhas (“Geonet”)	32
3.5.2.4.	Tiras Plásticas ou Geotiras	32
3.5.2.5.	Geodrenos ou Geotubos	33
3.5.2.6.	Geomembranas [GM]	33
3.5.2.7.	Fibro-Solo	34
3.5.2.8.	Geocompostos [GC]	35
3.5.3.	Funções dos Geossintéticos	35
3.5.4.	Materiais Poliméricos	38
3.5.5.	Normas para Terminologia e Identificação dos Geossintéticos	38
3.5.6.	Importância da Especificação dos Geossintéticos	41
3.5.7.	Evolução Histórica do Uso de Geossintéticos	41
3.5.8.	Características Relevantes dos Geossintéticos	45
3.5.9.	Propriedades Mecânicas	46
3.5.10.	Evolução das Características dos Geossintéticos	47
3.5.11.	Durabilidade dos Geossintéticos	47
3.5.12.	Vantagens Oferecidas pela Utilização dos Geossintéticos	48
3.5.13.	Vantagens Técnicas	49
3.5.14.	Vantagens Econômicas	50
3.6.	NÃO - TECIDOS	52
3.6.1.	Evolução Histórica dos Não-Tecidos	52
3.6.2.	Utilização dos Não-Tecidos	53
3.6.3.	Processo de Fabricação dos Geotêxteis Não-Tecidos	55
3.6.4.	Propriedades das Fibras ou Filamentos dos Geotêxteis	58
3.6.4.1.	Propriedades Físicas:	58
3.6.4.2.	Propriedades Mecânicas:	59
3.6.4.3.	Propriedades Químico-Biológicas:	59
3.6.5.	Propriedades Físicas dos Geotêxteis	59
3.6.6.	Propriedades Mecânicas dos Geotêxteis	61
3.6.6.1.	Compressibilidade	61
3.6.6.2.	Resistência à Propagação do Rasgo (Trapezoidal)	61
3.6.6.3.	Resistência à Perfuração e à Penetração	62
3.6.6.4.	Flexibilidade	64
3.6.6.5.	Isotropia	64
3.6.6.6.	Resistência à Tração - Alongamento - Módulo de Rigidez	64
3.6.7.	Propriedades Mecânicas do Conjunto Solo-Geotêxtil	64
3.6.7.1.	Resistência à Tração Confinada	66
3.6.7.2.	Resistência ao Cisalhamento Direto	66
3.6.7.3.	Resistência ao Arrancamento	67
3.7.	INTERAÇÃO SOLO – GEOTÊXTEL	67
3.7.1.	Interação Solo-Geotêxtil em Ensaios de Arrancamento	68
3.7.2.	Interação Solo-Geotêxtil por Efeitos de Confinamento	68

3.7.3.	Interação Solo-Geotêxtil em Ensaios de Cisalhamento Direto	69
3.7.4.	Interação Solo-Geotêxtil nos Ensaios de Cisalhamento Direto Realizados	71
3.8.	APLICAÇÕES PRÁTICAS DE GEOSINTÉTICOS EM OBRAS RODOVIÁRIAS	73
3.8.1.	Reforço de um Talude na Recuperação de um Aterro situado na Rodovia SP-123	74
3.8.2.	Reforço de um Aterro sobre Solos Moles na Duplicação da Rodovia Dom Pedro I.	76
3.8.2.1.	Estabilização do Aterro 42	77
3.8.2.2.	Construção dos Aterros da Intersecção de Piracaia	77
3.8.2.3.	Execução de Muros de Solo Reforçado nas Encostas de Petrópolis para Posterior Construção de Rodovia sobre Eles	78
4.	MATERIAIS E MÉTODOS	80
4.1.	DEFINIÇÃO DO LOCAL PARA RETIRADA DE TODO SOLO QUE FOI UTILIZADO NOS ENSAIOS	80
4.2.	COLETA E ARMAZENAMENTO DO SOLO A SER UTILIZADO	80
4.3.	EXECUÇÃO DO ENSAIO DE COMPACTAÇÃO DO SOLO	80
4.4.	MOLDAGEM DE CORPOS DE PROVA PARA POSTERIOR DETERMINAÇÃO DO GRAU DE COMPACTAÇÃO	81
4.5.	MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA QUE PERMANECERAM EXPOSTOS ÀS VARIAÇÕES AMBIENTAIS	81
4.6.	REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO	81
4.7.	REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO UTILIZANDO OS CORPOS DE PROVA QUE PERMANECERAM NO TEMPO	82
4.8.	ANÁLISE DA VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA	91
5.	RESULTADOS	92
6.	DISCUSSÃO	112
7.	CONCLUSÕES	125
8.	SUGESTÕES	127
9.	APÊNDICE	128

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 - Variação das Tensões de Cisalhamento em Função das Deformações de um Solo.....	7
Figura 3.2 - Envoltória de Coulomb.....	7
Figura 3.3 - Atrito e Ângulo de Atrito.....	9
Figura 3.4 - Princípio do Ensaio da Caixa de Cisalhamento: a) início do ensaio, b) durante deslocamento.....	12
Figura 3.5 - Princípio do Vane Test.....	13
Figura 3.6 - Efeito do Cisalhamento em Grãos de Areia: a) Areia Compacta, b) Areia Fofa.....	18
Figura 3.7 - Características de Cisalhamento de areias compactas e fofas: a) tensão de cisalhamento, b) variação de volume, c) variação de índice de vazios.....	19
Figura 3.8 - Envoltórias de Ruptura de Argilas Saturadas.....	24
Figura 3.9 - Envoltória de uma Argila Saturada em Ensaio Não-Drenado.....	25
Figura 3.10 - Envoltória de uma Argila Não-Saturada.....	26
Figura 3.11 - Exemplo de Variação da Coesão em Função da Saturação.....	27
Figura 3.12 - Geotêxteis Não-Tecido e Tecido.....	29
Figura 3.13 - Geogrelha.....	31
Figura 3.14 - Tira Plástica ou Geotira.....	32
Figura 3.15 - Geodreno.....	33
Figura 3.16 - Geomembrana.....	34
Figura 3.17 - Fibro-Solo.....	35
Figura 3.18 - Funções dos Geossintéticos.....	37
Figura 3.19 - Cronologia Aproximada do Aparecimento dos Principais Tipos de Geossintéticos.....	45
Figura 3.20 - Comparação de Custos entre Algumas Estruturas de Contenção.....	51
Figura 3.21 - Processo de Fabricação de Geotêxteis Não-Tecidos.....	56
Figura 3.22 - Agulha Utilizada no Processo de Ligação por Agulhagem.....	56
Figura 3.23 -Esquema de Ensaio para Determinação da Resistência à Propagação do Rasgo.....	62
Figura 3.24 - Situações de Perfuração.....	63

Figura 3.25 - Esquema do Ensaio de Perfuração por Queda de Cone.....	63
Figura 3.26 - Esquema dos Equipamentos para Ensaios de Interação Mecânica Solo-Geotêxtil.....	65
Figura 3.27 - Situações de Comportamento em Cisalhamento Direto.....	67
Figura 3.28 - Seção Transversal da Obra Executada.....	75
Figura 3.29 - Detalhes Típicos do Projeto.....	79
Figura 4.1 - Corpo de prova envolto com a primeira faixa de geotêxtil.....	82
Figura 4.2 - Corpo de prova envolto com a segunda faixa de geotêxtil.....	83
Figura 4.3 - Manta de geotêxtil assentada sobre o solo.....	83
Figura 4.4 - Corpos de prova sobre a manta.....	84
Figura 4.5 - Corpos de prova circundados por corpos de prova de concreto e cobertos pela segunda manta.....	84
Figura 4.6 - Conjunto sendo coberto por areia.....	85
Figura 4.7 - Conjunto totalmente coberto por areia e colocado frente às variações ambientais.....	85
Figura 4.8 - Corpo de prova sendo desenterrado.....	86
Figura 4.9 - Moldagem do anel.....	86
Figura 4.10 - Colocação da primeira metade de solo na caixa.....	87
Figura 4.11 - Ancoragem e adaptação do geotêxtil.....	87
Figura 4.12 - Colocação da segunda metade de solo na caixa.....	88
Figura 4.13 - Colocação dos demais equipamentos constituintes.....	88
Figura 4.14 - Vista do aparelho de cisalhamento.....	89
Figura 4.15 - Aparelho de cisalhamento direto pronto para a realização do ensaio.....	90
Figura 5.1 - Curva de Ensaio de Compactação Proctor Normal.....	92
Figura 5.2 - Envoltória de resistência do solo, sem inclusão do geotêxtil e sem saturação.....	96
Figura 5.3 - Curvas deformação horizontal x tensão cisalhante do solo sem inclusão de geotêxtil e sem saturação.....	97
Figura 5.4 - Curvas deformação horizontal x deformação vertical do solo sem inclusão de geotêxtil e sem saturação.....	97
Figura 5.5 - Envoltória de resistência do solo, com geotêxtil na interface e sem saturação.....	98
Figura 5.6 - Curvas deformação horizontal x tensão cisalhante do solo com geotêxtil na interface e sem saturação.....	99
Figura 5.7 - Curvas deformação horizontal x deformação vertical do solo com geotêxtil na interface e sem saturação.....	99
Figura 5.8 - Envoltória de resistência do solo, sem inclusão de geotêxtil entre as camadas e em condições de saturação.....	100
Figura 5.9 - Curvas deformação horizontal x tensão cisalhante do solo, sem inclusão de geotêxtil entre as camadas e em condições de saturação.....	101
Figura 5.10 - Curvas deformação horizontal x deformação vertical do solo, sem inclusão de geotêxtil entre as camadas e em condições de saturação.....	101

Figura 5.11 - Envoltória de resistência do solo, com geotêxtil na interface e em condições de saturação	102
Figura 5.12 - Curva deformação horizontal x tensão cisalhante do solo, com geotêxtil na interface e em condições de saturação.....	103
Figura 5.13 - Curva deformação horizontal x deformação vertical do solo, com geotêxtil na interface e em condições de saturação.....	103
Figura 5.14 - Envoltória de resistência do solo exposto ao tempo por 03 meses, com geotêxtil na interface e em condições de saturação.....	104
Figura 5.15 - Curva deformação horizontal x tensão do solo exposto ao tempo por 03 meses, com geotêxtil na interface e em condições de saturação.....	105
Figura 5.16 - Curva deformação horizontal x deformação vertical do solo exposto ao tempo por 03 meses, com geotêxtil na interface e em condições de saturação	105
Figura 5.17 - Envoltória de resistência do solo exposto ao tempo por 07 meses, com geotêxtil na interface e em condições de saturação.....	106
Figura 5.18 - Curva deformação horizontal x tensão do solo exposto ao tempo por 07 meses, com geotêxtil na interface e em condições de saturação.....	107
Figura 5.19 - Curva deformação horizontal x deformação vertical do solo exposto ao tempo por 07 meses, com geotêxtil na interface e em condições de saturação	107
Figura 5.20 - Envoltória de resistência do solo exposto ao tempo por 14 meses, com geotêxtil na interface e em condições de saturação.....	108
Figura 5.21 - Curva deformação horizontal x tensão do solo exposto ao tempo por 14 meses, com geotêxtil na interface e em condições de saturação.....	109
Figura 5.22 - Curva deformação horizontal x deformação vertical do solo exposto ao tempo por 14 meses, com geotêxtil na interface e em condições de saturação	109
Figura 5.23 - Gráfico-resumo das envoltórias de resistência.....	110
Figura 6.1 - Gráficos resultantes de Ensaio de Cisalhamento Direto em Interfaces de Areia com Geotêxteis Tecido e Não Tecido.....	115
Figura 6.2 - Gráficos Resultantes de Ensaio de Cisalhamento Direto em Interfaces com Solos de Diferentes Granulometrias.....	116
Figura 6.3 - Gráficos Resultantes de Ensaio de Cisalhamento Direto: Envoltórias de Resistência.....	118
Figura 6.4 - Processo de Enraizamento	124

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Alguns Tipos de Geossintéticos e Suas Respectivas Funções	37
Tabela 3.2 - Normas Brasileiras para Geossintéticos	40
Tabela 3.3 - Denominação dos Não-tecidos em Função de sua Gramatura	52
Tabela 3.4 - Propriedades do Solo Ensaiado.....	72
Tabela 3.5 - Características técnicas do geotêxtil BIDIM® OP-30	72
Tabela 3.6 – Propriedades de Degradação dos Principais Polímeros.....	73
Tabela 5.1 - Resultados obtidos através dos ensaios realizados.....	111
Tabela 6.1 - Parâmetros das Interfaces Solo-Geotêxtil.....	117
Tabela 6.2 - Variação na composição granulométrica do solo.	123

1. INTRODUÇÃO

É cada vez mais freqüente o emprego de geotêxteis, principalmente os não-tecidos, em obras de engenharia civil e particularmente no reforço de taludes em obras rodoviárias. Como alguns exemplos específicos do uso de geotêxteis não-tecidos como reforço em obras rodoviárias podem ser citados os aterros reforçados com geotêxteis sobre solos moles na duplicação da Rodovia Dom Pedro I, São Paulo (CASTRO, 1992); o reforço de um talude na recuperação de um aterro com aproximadamente 30 m de altura, situado no km 35 da rodovia SP-123, entre as cidades de Taubaté e Campos do Jordão, São Paulo (WOLLE & CARVALHO, 1992), trabalho considerado clássico na literatura internacional; a execução de muros de solo reforçado com geotêxtil nas encostas de Petrópolis (Rio de Janeiro) para a construção de rodovia sobre eles (PINTO & OLIVEIRA, 1995), dentre vários outros especificamente em obras rodoviárias.

Também podem ser citadas como exemplo as seguintes rodovias brasileiras: Rodovia dos Bandeirantes, Marechal Rondon, Cândido Portinari, Castelo Branco e Raposo Tavares, as quais possuem geotêxtil sob sua estrutura.

A inclusão do geotêxtil entre camadas de solo compactado tem sido motivo de várias pesquisas para a determinação da resistência do conjunto solo-geotêxtil. GOMES (1993) realizou ensaios de resistência utilizando geotêxteis entre camadas de solo arenoso. Para solos finos, argilosos, resultados de ensaios de arrancamento têm sido mais divulgados. DEL GRECCO & OGGERI (1993) desenvolveram pesquisas com a finalidade de levantar parâmetros de interface de diversos tipos de materiais com geossintéticos (DEL GRECCO & OGGERI, 1993 apud MARQUES, 1998).

Este trabalho pretende mostrar, através de ensaios de cisalhamento direto, a variação da resistência ao cisalhamento na interface solo argiloso compactado x geotêxtil não-tecido, na umidade de compactação e em condições saturadas e também sobre amostras já compactadas e deixadas no tempo, juntas com as mantas de geotêxtil que serão usadas na interface com o solo, que foram ensaiadas em períodos diferentes de exposição (03, 07 e 14 meses), visando detectar possível variação de resistência do conjunto com o tempo.

Pretende-se também, através da verificação da resistência ao cisalhamento dos solos saturados e não saturados, avaliar a possível variação dos valores de adesão e coesão em alguns dos ensaios.

2. OBJETIVOS

O objetivo principal do trabalho é a análise do comportamento do conjunto solo argiloso - geotêxtil não-tecido durante o ensaio de cisalhamento direto. Será analisada a resistência ao cisalhamento do conjunto, e será estabelecida uma comparação entre os valores encontrados quando forem utilizadas amostras com e sem geotêxtil, na umidade ótima de compactação Proctor normal e saturadas.

Também serão analisadas as variações de resistência de amostras que permaneceram expostas às variações ambientais, em diferentes espaços de tempo.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão abordadas algumas considerações sobre resistência ao cisalhamento em geral, tipos de ensaios de cisalhamento, resistência ao cisalhamento das areias, argilas saturadas e não-saturadas e algumas considerações a respeito da programação de ensaios de cisalhamento.

3.1. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS

A resistência ao cisalhamento dos solos está diretamente ligada à sua propriedade em suportar cargas, mantendo sua estabilidade. Toda uma massa de solo se rompe, ao longo da superfície que pode ou não ser bem definida, quando esta resistência ao cisalhamento é excedida.

Um típico exemplo da resistência ao cisalhamento de um solo pode ser representado por um talude, onde uma massa de solo que tende ao escorregamento é suportada pela resistência ao cisalhamento ao longo de uma superfície. O cisalhamento é o resultado do escorregamento relativo de um conjunto de partículas. Analisa-se o deslizamento de uma parte do maciço em relação a outra, que geralmente permanece imóvel.

Na prática, existem diversos tipos de problemas a serem estudados na engenharia, diretamente ligados às características de resistência ao cisalhamento dos solos, dentre eles: a análise da estabilidade de aterros e cortes, os empuxos sobre muros de arrimo e a capacidade de carga de elementos superficiais e profundos de fundações. Em todos os exemplos citados, pode ocorrer deslizamento de uma parte do maciço em relação à parte remanescente.

A ruptura pode ocorrer de maneira brusca, onde uma parte do solo desliza sobre outra, caracterizando uma superfície bem definida, quando se atinge determinada tensão ou deformação. Pode também ocorrer de forma lenta, quando o material continua se deformando por tempo indeterminado sob uma tensão constante, como é o caso do rastejo.

Um solo tem comportamento elástico quando sua curva de descarregamento coincide com a de carregamento. Um solo tem comportamento plástico quando, após o descarregamento, permanece uma deformação residual. Na maioria das vezes um solo tem um comportamento elasto-plástico, comportando-se de forma elástica até determinado valor de tensão, a partir da qual toda deformação não elástica permanece. O comportamento aparentemente elástico pode ocorrer para valores muito pequenos de tensão inicial.

A resistência ao cisalhamento de um solo ocorre devido ao atrito entre as partículas constituintes, e também devido a interações entre partículas decorrentes de defasagem de cargas elétricas, que podem originar uma resistência adicional que independe da tensão confinante atuante, denominada coesão.

Qualquer análise de ruptura em Mecânica dos Solos envolve uma superfície de ruptura, na qual, em todos os seus pontos, a tensão de cisalhamento atinge o valor limite da resistência ao cisalhamento. A ruptura ocorre quando a tensão de cisalhamento se iguala à resistência intrínseca do material considerado.

Segundo MITCHELL (1976), a resistência ao cisalhamento de um solo depende dos seguintes fatores: índice de vazios, ângulo de atrito interno, composição, parâmetros de tensão efetiva, tensão total, história da tensão, temperatura, deformação, velocidade de deformação e estrutura.

A Lei de Coulomb (1773) relaciona a máxima resistência ao cisalhamento de um solo e a tensão normal aplicada. Por ela, a resistência se dava através de um ângulo de atrito ao longo de uma superfície de ruptura. Através dessa lei, concluiu-se que a resistência ao cisalhamento é função de duas componentes básicas: o ângulo de atrito entre as partículas constituintes e a coesão.

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (3.1)$$

Onde, τ) resistência ao cisalhamento; c) coesão; σ) tensão normal; ϕ) ângulo de atrito entre as partículas constituintes.

A equação (3.1) apenas pode ser utilizada considerando-se tensões totais. Uma vez que somente as tensões efetivas mobilizam resistência ao cisalhamento, devem ser consideradas as pressões na água, e a equação passa a ser escrita da seguinte maneira:

$$\tau = c + (\sigma - u) \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (3.2)$$

Onde u) pressão na água existente nos vazios de um solo saturado.

A curva que representa a variação das tensões de cisalhamento em função das deformações de um solo no qual foram aplicados três diferentes valores de tensão normal pode ser esquematizada conforme a fig. 3.1.

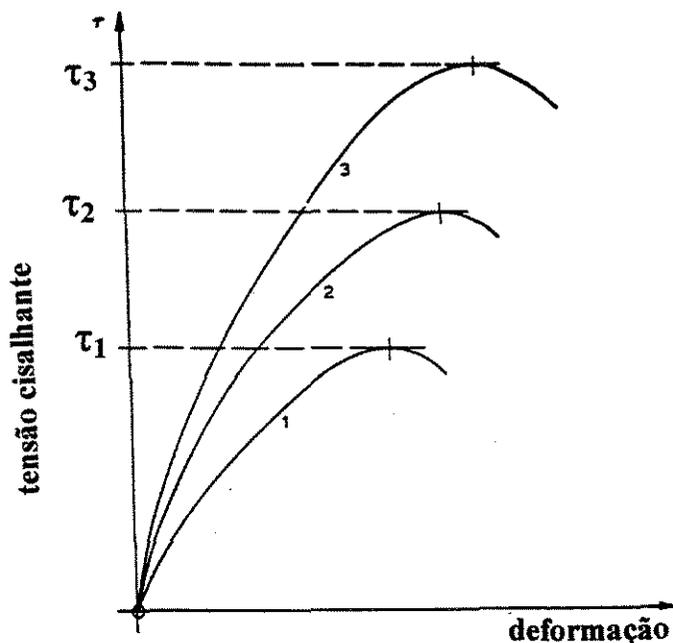


Figura 3.1 - Variação das Tensões de Cisalhamento em Função das Deformações de um Solo.
(Fonte: HEAD, 1994. p. 523)

A envoltória de Coulomb pode ser representada conforme a fig. 3.2, na qual as tensões de cisalhamento variam em função das tensões normais. Esta envoltória se aproxima de uma reta, sua inclinação com o eixo horizontal representa o ângulo de atrito ϕ e sua interseção com o eixo vertical representa a coesão do material.

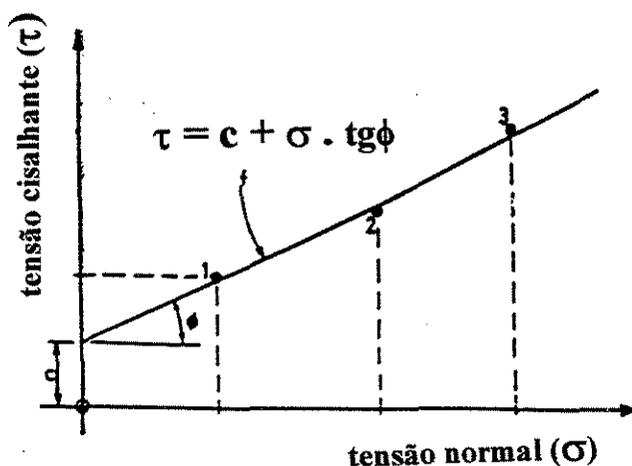


Figura 3.2 - Envoltória de Coulomb.
(Fonte: HEAD, 1994. p. 523)

A envoltória a ser obtida em termos de tensões efetivas pode ser obtida através de ensaios drenados e não-drenados. No primeiro caso, toda a poropressão, u , do carregamento é dissipada ($u = 0$), e as tensões efetivas serão as próprias tensões totais aplicadas. No segundo caso, é possível se instalar um dispositivo que faça a leitura das poropressões, podendo-se calcular as tensões efetivas.

3.1.1. Atrito e Coesão

Considerando um bloco de peso W sobre uma superfície não perfeitamente lisa, observa-se o aparecimento de uma força de reação N da superfície em relação ao bloco, cujo valor é igual a P . Se o bloco é empurrado por uma força horizontal P , uma força F passa a atuar na superfície de contato entre a superfície e o bloco, em sentido oposto ao movimento. A força de reação resultante é obtida através da combinação dos vetores N e F . A resultante R é inclinada de um ângulo α formado com a força normal N , através da superfície de contato.

À medida que o valor da força P é aumentado, a força de atrito F também aumenta, até atingir um valor limite $F_{\text{máx}}$, e o bloco inicia o movimento. A relação $F_{\text{máx}} / N$ é denominada Coeficiente de Atrito (μ) entre o bloco e a superfície, e o ângulo ϕ é a obliquidade máxima da reação R , denominado Ângulo de Atrito. Através da fig. 3.3, pode-se afirmar que:

$$\text{tg } \phi = F_{\text{máx}} / N = \mu \quad (3.3)$$

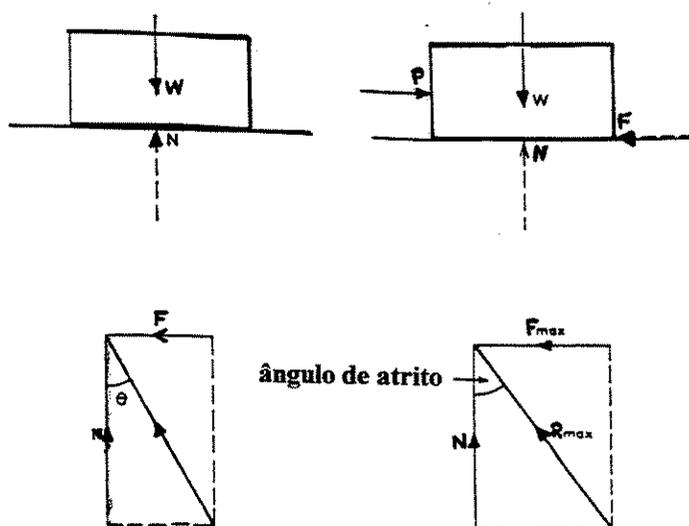


Figura 3.3 - Atrito e Ângulo de Atrito.
(Fonte: HEAD, 1994. p. 523)

Neste caso, a resistência por atrito aumenta à medida que ocorre aumento na tensão normal. Além disso, o valor da $\text{tg } \phi$ cresce com a rugosidade. O deslizamento ocorre quando duas superfícies de contato se rompem por efeito cortante.

O termo “coesão” se refere à coesão verdadeira, devida às forças eletroquímicas de atração e repulsão entre as partículas de argila e também à coesão aparente, que resulta da tensão capilar na água contida nos vazios de um solo não saturado.

A existência de uma tração ou de uma resistência ao cisalhamento que ocorre na ausência de alguma tensão efetiva na estrutura do solo ou no plano de ruptura pode ser tomada como evidência de uma coesão verdadeira.

A coesão verdadeira se desenvolve em solos argilosos. Seu valor aumenta com o aumento do teor de argila no solo e sua respectiva atividade, com a diminuição do teor de umidade, com o aumento na pressão de pré-adensamento e com o aumento da quantidade de material cimentante (MITCHELL, 1976).

Tanto o ângulo de atrito como a coesão variam em função das seguintes condições: natureza do material, condições de drenagem e respectiva dissipação das poropressões, história das sollicitações às quais o material foi submetido, tempo de ruptura, tensões aplicadas e umidade do material.

A coesão verdadeira de um solo ocorre devido a:

- ◆ Cimentação: é representada pelas ligações químicas entre partículas de carbonato, sílica, alumínio, óxido de ferro e compostos orgânicos. Materiais cimentantes talvez sejam derivados dos próprios minerais do solo, como resultado de vários processos de intemperismo.
- ◆ Atrações eletrostáticas e eletromagnéticas: atrações eletrostáticas talvez sejam significativas (maiores que 7kN/m^2) para separar distâncias inferiores a 25 \AA . Atrações eletromagnéticas das forças de Van der Waals podem ser a origem da resistência à tração somente entre partículas de tamanho muito reduzido (menores que $1 \mu\text{m}$).

A coesão aparente recebe esta denominação porque não depende das ligações ou da cimentação entre as partículas constituintes do solo. Ocorre devido a:

- ◆ Tensões capilares: a presença da água nos vazios de um solo parcialmente saturado causa uma atração “aparente” entre as partículas.
- ◆ Forças mecânicas aparentes: partículas entrelaçadas podem causar uma coesão aparente num sistema, sem que existam atrações químicas ou físicas entre as partículas.

Solos granulares, não coesivos, tais como areias secas ou completamente saturadas, com drenagem livre, não apresentam coesão, mas possuem resistência ao cisalhamento relacionada ao atrito intergranular. Sua envoltória de ruptura passa pela origem. Solos coesivos, tais como argilas saturadas moles, apresentam coesão, mas o ângulo de atrito pode ser nulo, conforme o tipo de ensaio utilizado. Neste caso a envoltória de resistência é uma reta horizontal. Solos intermediários apresentam coesão e ângulo de atrito.

3.2. TIPOS DE ENSAIO DE CISALHAMENTO

Os principais ensaios que determinam a resistência ao cisalhamento de um solo são os seguintes:

- ✓ cisalhamento direto;
- ✓ “vane test”;
- ✓ compressão triaxial;
- ✓ compressão simples.

Para a realização destes ensaios, as amostras a serem utilizadas devem estar indeformadas ou, se deformadas, deverão reproduzir as condições a que estarão submetidas na obra.

3.2.1. Ensaio de Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto deve ser executado de maneira lenta, utilizando amostras de pequena espessura, para que não permita o aparecimento de pressões na água existente nos vazios da amostra, nem por efeito de seu adensamento sobre as pressões normais, e nem por efeito das deformações.

No ensaio de cisalhamento direto determina-se, sob uma pressão normal σ , qual a tensão de cisalhamento $\tau = \tau_r$, capaz de provocar a ruptura de uma amostra colocada em uma caixa composta de duas partes deslocáveis entre si, juntamente com duas pedras porosas, uma superior e outra inferior, que permitem a drenagem da amostra.

Inicialmente uma força constante é aplicada de maneira normal ao plano relativo do movimento. A seguir, passam-se a aplicar forças horizontais crescentes na caixa que contém a parte superior do corpo de prova, provocando seu deslocamento em relação à caixa que se encontra fixa em sua metade inferior. O maior esforço resultante a esse deslocamento é sua resistência ao cisalhamento.

A pressão normal σ é aplicada verticalmente à amostra, na sua face superior. A tensão de cisalhamento τ é aplicada através do deslocamento horizontal da parte inferior da caixa de cisalhamento, crescendo gradativamente até que a amostra rompa por cisalhamento no plano de seção S (fig. 3.4).

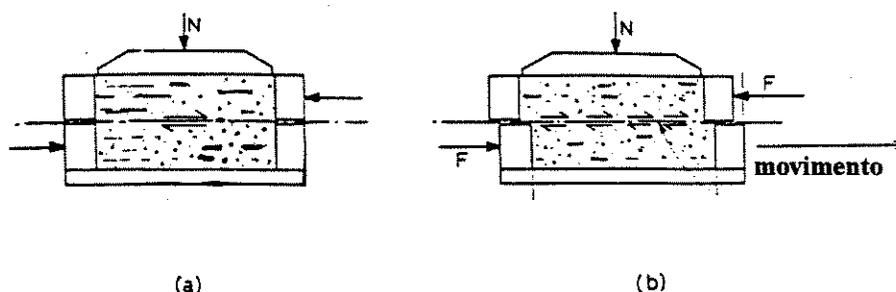


Figura 3.4 - Princípio do Ensaio da Caixa de Cisalhamento: a) início do ensaio, b) durante deslocamento.

(Fonte: HEAD, 1994. p. 511)

O plano de ruptura no solo é pré-fixado, ocorrendo horizontalmente entre as partes superior e inferior da caixa. Durante o ensaio são medidos os deslocamentos horizontal e vertical da amostra, que permitirão calcular a deformação específica na seção de cisalhamento e a variação de altura do corpo de prova.

O ensaio permite a determinação da variação das tensões cisalhantes, e conseqüentemente o valor da máxima tensão cisalhante. Utilizando diferentes tensões normais, torna-se possível obter pares de valores de tensões normais e máximas tensões cisalhantes, o que permite o traçado da envoltória de resistência e obtenção dos valores de c e ϕ .

3.2.2. Vane Test

O ensaio de palhetas, também conhecido como Vane Test é tradicionalmente utilizado na determinação da resistência ao cisalhamento não-drenada, S_u , de depósitos de argilas moles.

Este ensaio é uma contribuição relativamente moderna ao estudo da resistência ao cisalhamento dos solos coesivos. A princípio, este ensaio apresenta a vantagem de ser realizado diretamente “in situ”, não sendo necessária a retirada de amostras, o que diminui sensivelmente o seu grau de alteração.

Neste ensaio, palhetas geralmente constituídas por quatro lâminas são introduzidas no solo, e em seguida rotacionadas, conforme esquematizado na fig. 3.5. O torque necessário para causar a rotação no cilindro de solo de dentro das palhetas é medido, permitindo o cálculo da resistência ao cisalhamento, não-drenada da argila (HEAD, 1994).

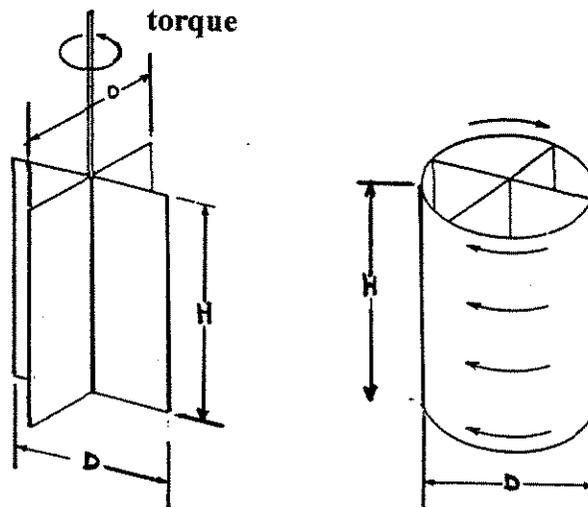


Figura 3.5 - Princípio do Vane Test.
(Fonte: HEAD, 1994. p. 512)

Não se pode afirmar que o solo a ser utilizado no ensaio é totalmente inalterado, pois no momento em que as palhetas são cravadas em determinada camada, esta operação pode alterar a estrutura do solo adjacente (BADILLO & RODRIGUEZ, 1969).

Durante a realização do ensaio, as lâminas são cravadas na profundidade desejada e, de maneira gradativa é aplicado um torque no extremo superior da haste, no qual existe um mecanismo que permite medi-lo, que é o torquímetro.

A operação de cravação das palhetas no solo é precedida por um pequeno pré-furo executado a uma profundidade inferior ao nível a ser atingido durante o ensaio. A parte superior da palheta deve estar situada suficientemente abaixo do fundo do pré-furo.

À medida que o torque é aplicado, as lâminas tendem a girar, condicionando a formação de uma superfície de ruptura cilíndrica no solo. Chamando τ a resistência ao cisalhamento do solo, o torque máximo suportado pelo mesmo será medido através dos torques resistentes gerados tanto na base do cilindro como em sua área lateral.

O ensaio de palhetas é realizado somente em materiais plásticos, do tipo das argilas moles. Em solos arenosos, a introdução das palhetas modifica a compacidade, o que torna difícil a interpretação dos resultados, senão incompatíveis com a realidade do solo nas condições normais em que se apresenta no campo.

Em argilas finas estratificadas os esforços causados pela rotação das palhetas podem induzir ao adensamento, o que justifica o aparecimento de resistências mais altas que as reais (BADILLO & RODRIGUEZ, 1969).

3.2.3. Ensaio de Compressão Triaxial

O ensaio de compressão triaxial consiste na aplicação de um estado hidrostático de pressão e, a seguir, de acréscimos sucessivos de carregamento axial sobre um corpo de prova cilíndrico, até a ruptura.

O ensaio de compressão triaxial é realizado em aparelho apropriado, no qual um corpo de prova cilíndrico, envolvido por uma membrana impermeável de borracha é colocado dentro de uma câmara cilíndrica de material resistente, que pode ser preenchida por água ou outro líquido que permita aplicar uma pressão confinante normal ao corpo de prova. O carregamento axial é realizado através de um pistão.

Na base e no topo do corpo de prova são colocadas pedras porosas, cuja função é permitir a drenagem da água que possa sair durante o carregamento. Se o ensaio não permitir drenagem, estas saídas podem ser fechadas.

Neste ensaio atua uma pressão compressiva σ_3 na água, juntamente com uma pressão vertical σ_1 , através de um pistão, e que é aumentada até que ocorra a ruptura do corpo de prova. A pressão σ_3 é mantida em um valor constante.

Como resultado do ensaio, para cada acréscimo de pressão axial, é possível se determinar a deformação e a variação de volume correspondentes. Com o valor da deformação pode-se calcular o módulo de elasticidade do solo e com a variação volumétrica, pode-se determinar se o corpo de prova sofreu expansão ou contração durante o ensaio.

Através dos pares determinados (σ_1 , σ_3), que correspondem à ruptura das várias amostras consideradas, traçam-se os respectivos círculos de Mohr. Assimilando-se a envoltória tangente aos círculos à reta de Coulomb, determinam-se os valores de ϕ e c .

3.2.3.1. Classificação dos Ensaio de Compressão Triaxial

Os ensaios de compressão triaxial classificam-se em três grupos:

- ◆ Ensaio lento (“S” – slow) ou com drenagem (“CD” – consolidated drained)

Neste tipo de ensaio as pressões σ_1 e σ_3 são aplicadas de maneira lenta, com a válvula aberta, fazendo com que a pressão na água dos vazios seja totalmente dissipada ($u = 0$). A água é totalmente expulsa através das pedras porosas, e as tensões totais passam a ser iguais às tensões efetivas.

- ◆ Ensaio rápido (“Q” – quick) ou sem drenagem (“UU” – unconsolidated undrained)

Neste tipo de ensaio as pressões σ_1 e σ_3 são aplicadas de maneira rápida, não permitindo a drenagem da água intersticial da amostra. Este fato indica a resistência do solo para a hipótese de ele ser solicitado rapidamente na situação em que se encontra.

- ◆ Ensaio rápido (“R” – rapid) ou com pré-adensamento (“CU” – consolidated undrained)

Neste tipo de ensaio o corpo de prova é drenado sob a pressão confinante e carregado axialmente sem drenagem. A pressão σ_3 é aplicada de maneira lenta e a pressão σ_1 , de maneira rápida. Pode ser realizado com medida de pressão desenvolvida na água contida nos vazios, permitindo o cálculo das tensões efetivas.

Para um determinado solo, realizando-se tipos de ensaios diferentes (conforme condições de pré-compressão, drenagem ou outras variáveis), os valores de c e ϕ poderão variar, indicando que estes valores são parâmetros de estados do solo e não constantes, mesmo se considerarmos a análise de um mesmo solo (TAYLOR, 1968).

3.2.4. Ensaio de Compressão Simples

Uma amostra indeformada retirada de uma argila apresenta resistência ao cisalhamento, mesmo não estando submetida a tensões confinantes. Este tipo de solo permite a realização de ensaios rápidos, denominados ensaios de compressão simples, nos quais os corpos de prova são submetidos a tensões axiais, sem confinamento ($\sigma_3 = 0$).

O ensaio de compressão simples é realizado em aparelho apropriado. Como já foi citado, neste ensaio o valor de σ_3 é igual a zero.

Existe uma resistência à compressão ($\tau = R_c$), e para argilas a coesão do solo é igual à sua metade, ou seja:

$$c = R_c / 2 \quad (3.4)$$

3.3. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DAS AREIAS

As areias apresentam elevada permeabilidade o que leva, nos carregamentos a que são submetidas, à total dissipação das pressões na água dos vazios. Desta maneira, a resistência é definida em termos de tensão efetiva.

As areias não apresentam coesão verdadeira. É praticamente impossível moldar um corpo de prova com areia seca ou saturada. O que pode existir é a chamada coesão aparente, que não se mantém em caso de areia seca ou saturada.

A coesão aparente se desenvolve devido a parcial saturação e conseqüente desenvolvimento de tensões capilares, e também devido à cimentação entre partículas minerais em solos fortemente compactados. Enquanto a coesão verdadeira é característica intrínseca do solo argiloso, a coesão aparente é circunstancial, podendo desaparecer no momento em que a causa que a desenvolve desaparece.

Sendo assim, para as areias saturadas utiliza-se diretamente a fórmula:

$$\tau = (\sigma - u) \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (3.5)$$

3.3.1. Fatores que influem na Resistência ao Cisalhamento das Areias

Dentre os vários fatores que influenciam a resistência ao cisalhamento das areias, podem ser citados:

3.3.1.1. Compacidade Relativa

A compacidade das areias é uma importante característica que deve ser observada durante o ensaio de cisalhamento. As areias compactas, quando submetidas a deformações cisalhantes apresentam um comportamento típico de aumento de volume, enquanto que as areias fofas sofrem redução de volume. Este comportamento é justificado pelo fato de que os grãos de areia em estado compacto se encontram entrosados, e necessitam realizar deslocamentos transversais, afastando-se do plano de cisalhamento e permitindo o rolamento dos superiores sobre os inferiores. Os grãos de areia em estado fofo alcançam maiores condições de entrosamento quando são rolados uns sobre os outros, já que os espaços disponíveis entre eles são maiores.

A estrutura dos grãos das areias em estado compacto pode ser representada através da fig. 3.6. Se a areia for cisalhada ao longo do plano XX, considerando não existir esmagamento dos grãos, estes tendem a realizar um “salto” para fora no momento em que ocorrer o movimento. Este fato justifica a expansão da areia que pode ser notada através da observação do movimento ascendente dos grãos na superfície da areia.

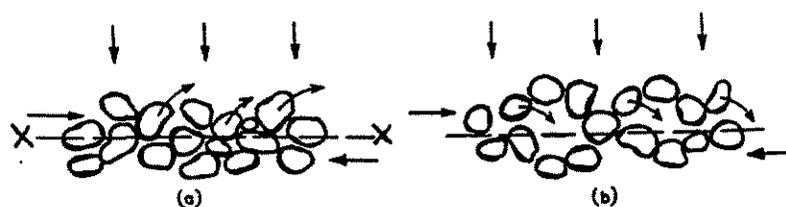


Figura 3.6 - Efeito do Cisalhamento em Grãos de Areia: a) Areia Compacta, b) Areia Fofa.
(Fonte: HEAD, 1994. p. 525)

A variação da tensão cisalhante em função do deslocamento horizontal pode ser representada pela fig. 3.7a, juntamente com a variação volumétrica em função deste mesmo deslocamento.

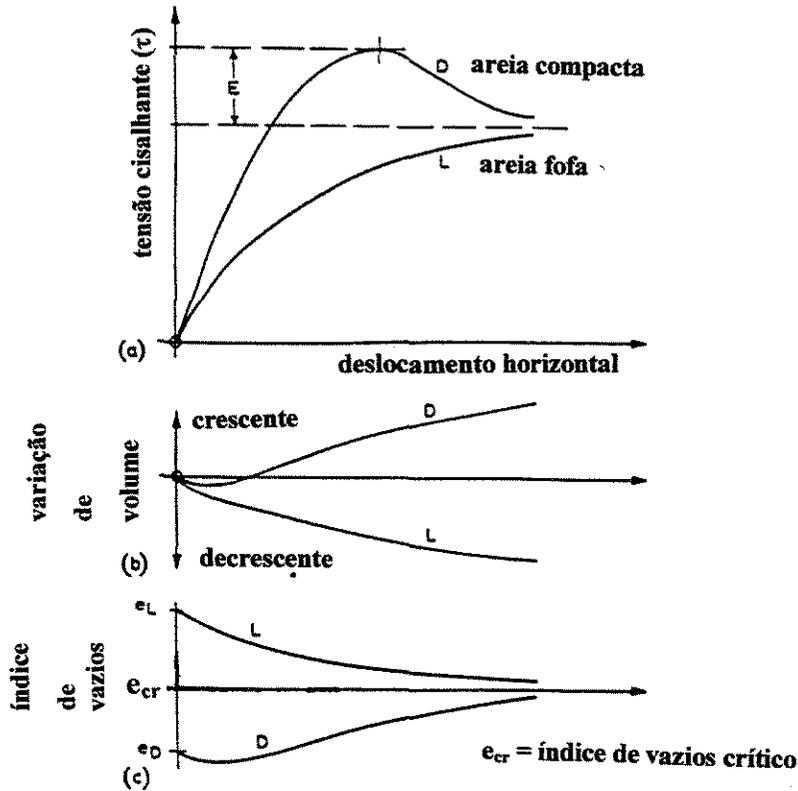


Figura 3.7 - Características de Cisalhamento de areias compactas e fofas: a) tensão de cisalhamento, b) variação de volume, c) variação de índice de vazios.

(Fonte: HEAD, 1994. p. 526)

Através das curvas obtidas verifica-se que as areias compactas apresentam curvas tensão x deformação com pico acentuado, para valores relativamente baixos de deformações. O pico representa a ruptura do corpo de prova.

As areias fofas apresentam máximo valor de tensão cisalhante para deformações específicas maiores, que pode permanecer constante para um intervalo de deformações bastante extenso.

3.3.1.2. Granulometria

Nas areias bem graduadas as partículas de menor diâmetro ocupam os vazios deixados pelas partículas de maior diâmetro. Este entrosamento provoca um aumento no ângulo de atrito interno e conseqüentemente maior resistência ao cisalhamento.

De maneira geral, as areias finas apresentam-se na natureza em condições mais fofas que as areias grossas, obtendo estas últimas maior resistência ao cisalhamento. Para areias finas, ϕ varia entre 25 e 35°, e para as areias grossas, ϕ varia entre 35 e 45°. (GAIOTO, 1977)

3.3.1.3. Forma dos Grãos

As areias constituídas por partículas esféricas ou arredondadas possuem ângulo de atrito menor que as constituídas por partículas angulosas. As partículas angulosas possuem maior entrosamento, apresentando maior resistência.

3.3.1.4. Resistência dos Grãos

A resistência dos grãos está diretamente relacionada com a composição mineralógica, formato e tensões aplicadas.

3.3.1.5. Índice de Vazios Crítico

O limite entre os estados compacto e fofo das areias é definido como índice de vazios crítico, e seu conhecimento é importante no estudo de vários problemas de estabilidade de maciços arenosos. Quanto mais fina for a granulometria de uma determinada areia, mais difícil será a drenagem da água contida em seus poros. Assim, poderão surgir pressões na água contida nos vazios desta areia.

Estas pressões diminuem as tensões efetivas no solo, e conseqüentemente sua resistência ao cisalhamento. Pode haver uma condição de liquefação, podendo-se observar a perda total de resistência. Neste processo, que ocorre geralmente com areias fofas saturadas, o acréscimo da pressão na água ocasiona a diminuição da resistência ao cisalhamento e conseqüente escoamento fluido da areia.

Para evitar este estado de perda de resistência, existe uma condição limite de compactidade, denominado índice de vazios crítico. As areias que apresentarem índice de vazios inferior a este limite não estão sujeitas à redução de sua resistência ao cisalhamento.

3.3.1.6. Grau de Saturação

A influência do grau de saturação no ensaio de cisalhamento com areias é bastante discutível. VARGAS (1998) realizou ensaios utilizando amostras secas e saturadas em estado fofo e compacto, e chegou à seguinte conclusão: “o estado de saturação das amostras só influi no valor do ângulo de atrito interno quando as areias de praia estão no estado denso, isto é, quando dilatam-se ao serem cisalhadas, formando um pico na curva tensão-deslocamento”.

Verificou-se que a resistência ao cisalhamento das areias dependia também das condições de drenagem e da velocidade em que se desenvolvia o esforço de cisalhamento. Convencionou-se que os ensaios de cisalhamento direto deveriam ser realizados com amostras submersas em água e com velocidades lentas, em amostras relativamente delgadas, para permitir ampla drenagem durante todo o ensaio.

3.4. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DAS ARGILAS

Diversos fatores influenciam a resistência ao cisalhamento dos solos coesivos, dentre eles o estado de adensamento do solo, a sensibilidade da sua estrutura, as condições de drenagem e a velocidade de aplicação das cargas no solo.

O estudo da resistência ao cisalhamento das argilas é muito mais complexo que o das areias devido a vários motivos:

- ◆ As argilas são caracterizadas pela plasticidade, e o seu comportamento está diretamente ligado ao seu teor de umidade. As partículas constituintes das argilas são bastante finas, devendo-se considerar as forças de atração e repulsão entre elas, sua natureza coloidal e conseqüente coesão advinda.
- ◆ Sua baixa permeabilidade e elevada compressibilidade justificam maiores tendências de variação de volume e desenvolvimento de pressões na água quando saturadas.
- ◆ A amostra que sofreu um pré-adensamento apresenta maior resistência ao cisalhamento. Em ensaios de laboratório, deve-se representar de maneira eficiente as condições de carregamento e o desenvolvimento de poropressões que estão ou estarão ocorrendo na obra.
- ◆ O valor do ângulo de atrito para argilas normalmente adensadas diminui com o aumento do índice de plasticidade e da atividade (MITCHELL, 1976).

- ◆ Para um solo saturado, a mudança na temperatura causa uma variação no ângulo de atrito ou na tensão efetiva, ou uma combinação de ambos os fatores (MITCHELL, 1976).
- ◆ As deformações por cisalhamento de solos saturados são acompanhadas por variações de volume quando a drenagem é permitida ou por variações de pressão na água e na tensão efetiva quando não ocorre drenagem (MITCHELL, 1976).

3.4.1. Argilas Saturadas

A resistência da argila saturada é influenciada pelas condições de drenagem, amolgamento (manifestado através de uma mudança na tensão efetiva ou perda de cimentação), tensão de pré-adensamento e efeitos de rastejo. O pico de resistência deve ser consideravelmente maior que a resistência após grande deformação ou deslocamento (resistência residual) (MITCHELL, 1976).

Segundo CAPUTO (1975), os gráficos ($\tau \times \sigma$) para ensaios lento e rápido pré-adensado são semelhantes e apresentam trechos retilíneos que passam pela origem para pressões maiores que a pressão de pré-adensamento (σ_a). Para pressões maiores que σ_a as argilas funcionam como solos não coesivos. O valor de ϕ_0 estará compreendido entre $\frac{1}{2}$ a $\frac{2}{3}$ do valor do ângulo ϕ , obtido no ensaio lento (fig. 3.8).

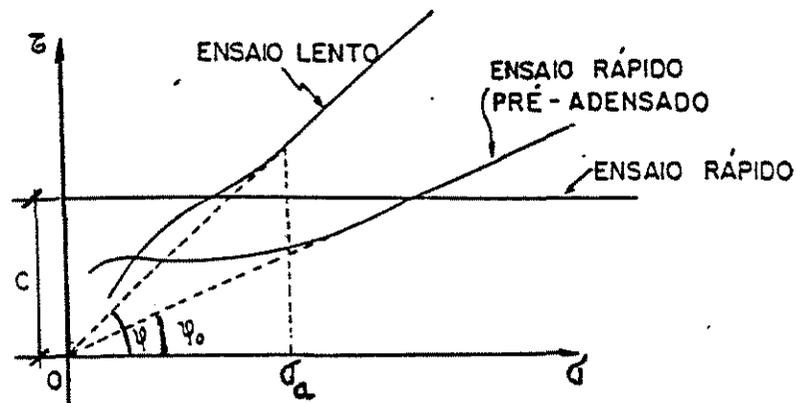


Figura 3.8 - Envoltórias de Ruptura de Argilas Saturadas.
(Fonte: CAPUTO, 1975. p. 170)

Nos ensaios rápidos, não sendo permitida a drenagem, o índice de vazios da amostra será constante, e conseqüentemente, não serão desenvolvidas tensões efetivas. Sendo as tensões efetivas responsáveis pela mobilização da resistência ao cisalhamento, conclui-se que esta será sempre a mesma, independente do par de valores (σ_3 e σ_1).

Para ensaios realizados com argilas saturadas colocadas em câmara triaxial e submetidas a uma pressão de confinamento σ_3 sob condição de volume constante (sem drenagem), toda a pressão existente se transfere para a água. Este ensaio triaxial passa a corresponder ao ensaio de compressão simples, uma vez que em termos de tensões efetivas, $\sigma_3 = 0$. Para qualquer valor de σ_3 , a envoltória de tensões totais obtida será uma reta horizontal, de valor constante $\tau = c$ (fig. 3.9). Para uma mesma argila, o valor da coesão será tanto maior quanto menor for seu índice de vazios.

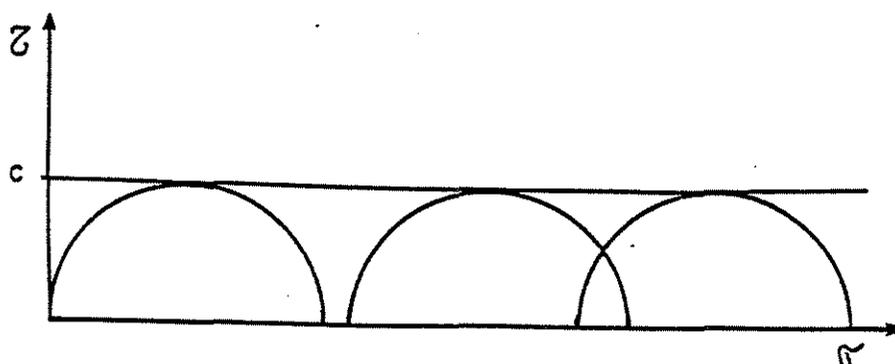


Figura 3.9 - Envoltória de uma Argila Saturada em Ensaio Não-Drenado.
(Fonte: ABRAMENTO, 1988a. p. A-43)

3.4.2. Argilas Não - Saturadas

As envoltórias obtidas em ensaios com argilas não saturadas têm formas diferentes das obtidas com argilas saturadas. Devem ser consideradas as pressões desenvolvidas na água em função da redução do volume.

Para ensaios realizados com argilas não saturadas, nem toda pressão de confinamento se transfere para a água, pois o ar se comprime e fica parcialmente dissolvido na água. A tensão efetiva resultante é responsável por um aumento de resistência na envoltória, representado através de um aumento no ângulo de atrito.

Este aumento de resistência permanece até que se verifique a total saturação do corpo de prova. Somente a partir deste ponto, se não for permitida a drenagem, qualquer aumento da pressão de confinamento se transfere para a água, e a envoltória passa a ser uma reta horizontal, conforme ilustra a fig. 3.10.

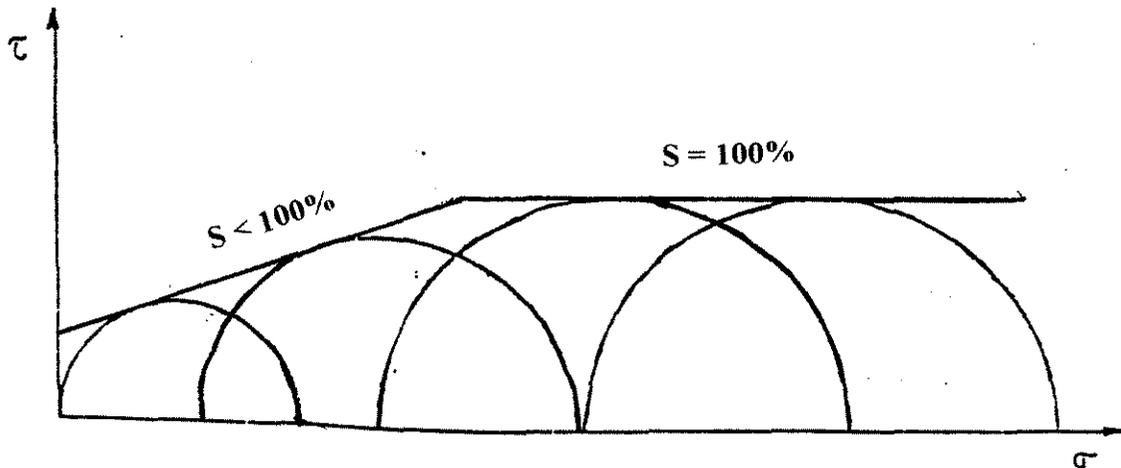


Figura 3.10 - Envoltória de uma Argila Não-Saturada.
(Fonte: GAIOTO, 1977. p. 22)

A resistência é tanto maior quanto mais seco estiver o solo, conforme se verifica na fig. 3.11, utilizando dados de uma argila coluvionar da Serra do Mar. À medida que ocorre infiltração de água, a tensão de sucção (devida aos meniscos capilares nas interfaces água-ar) diminui, constituindo-se este fator em um dos principais causadores de instabilidade de taludes em épocas chuvosas.

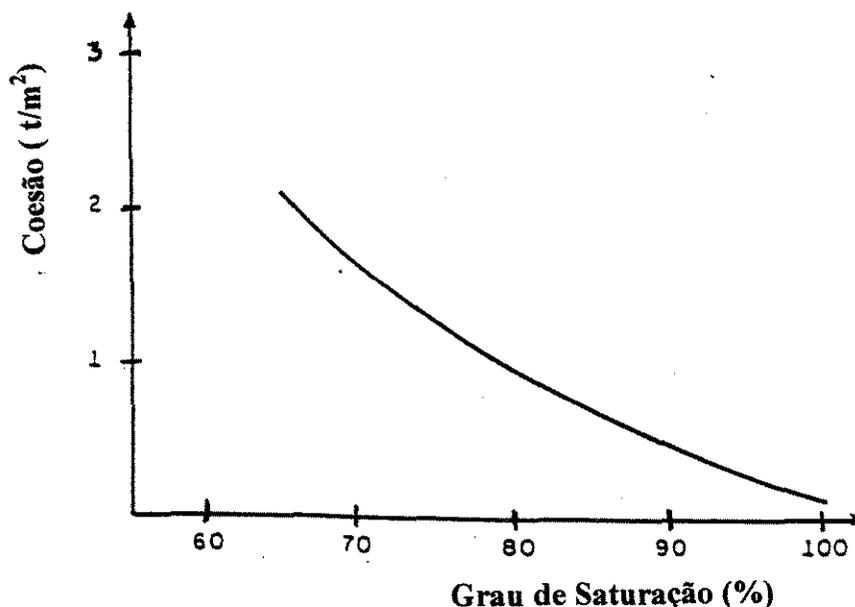


Figura 3.11 - Exemplo de Variação da Coesão em Função da Saturação.
(Fonte: Manual de Geotecnia – DER / SP, 1991 apud ABRAMENTO, 1988 a. p. A-43)

3.4.3. Programação dos Ensaios de Cisalhamento

Para se obter dados confiáveis para serem utilizados em ensaios de cisalhamento, algumas considerações devem ser feitas.

As amostras a serem analisadas devem ser representativas do maciço, e escolhidas a partir da execução de ensaios mais simples, tais como densidade dos grãos, granulometria, umidade ótima, peso específico aparente seco, resistência à penetração, índices físicos, limites de liquidez e plasticidade.

Se a análise a ser realizada utilizar um maciço onde as condições “in situ” permanecem inalteradas até que ocorram as deformações cisalhantes (ex.: taludes de uma escavação), as amostras deverão preservar as condições naturais, mantendo seus índices físicos e sua “estrutura” real.

Se a análise a ser realizada utilizar um maciço que será construído com materiais de empréstimo (ex.: barragens de terra ou aterros de estrada), as amostras deverão ser moldadas com as condições de compactação semelhantes às previstas para a construção do maciço.

Também deverão ser consideradas as condições de solicitação previstas para o maciço, tais como cisalhamento precedido ou não de adensamento, ruptura lenta ou rápida, condições de saturação.

3.5. GEOSINTÉTICOS

3.5.1. Definição

Os geossintéticos são materiais sintéticos, geralmente originados da indústria petroquímica, utilizados em obras geotécnicas. A “American Society for Testing Materials” – ASTM define geossintéticos como “elementos planos produzidos a partir de polímeros e utilizado em combinação com solo, rocha ou outros materiais relacionados com engenharia geotécnica como parte integral de um projeto, estrutura ou sistema” (ABRAMENTO, 1998).

A “Associação Brasileira de Normas Técnicas” – ABNT é o Fórum Nacional de Normalização. O Projeto de Revisão da Norma NBR 12553/91 já foi aprovado pela Comissão de Estudos e se encontra em votação pela ABNT. Esta Norma define termos e ensaios relativos aos geossintéticos. Daí provém a definição de geossintéticos como sendo “a denominação genérica de produtos poliméricos (sintéticos ou naturais), industrializados, desenvolvidos para utilização em obras geotécnicas, desempenhando uma ou mais funções, dentre as quais destacam-se as funções: controle de erosão superficial, drenagem, filtração, impermeabilização, proteção, reforço e separação”.

3.5.2. Classificação dos Geossintéticos

3.5.2.1. Geotêxteis [GT]

O geotêxtil foi o primeiro tipo de geossintético utilizado na Geotecnia. A Norma NBR 12553/91 define geotêxtil como sendo “um produto têxtil bidimensional permeável, composto de fibras cortadas, filamentos contínuos, monofilamentos, laminetes ou fios, formando estruturas tecidas, não-tecidas ou tricotadas, cujas propriedades mecânicas e hidráulicas permitem que desempenhe várias funções numa obra geotécnica”.

Podem ser classificados, de maneira geral, em geotêxteis tecidos e não-tecidos, de acordo com o arranjo estrutural de suas fibras, também chamadas de filamentos.

Nos geotêxteis tecidos, o arranjo das fibras é ordenado, com lançamento em duas direções, em geral ortogonais, e nos geotêxteis não-tecidos, o arranjo das fibras é aleatório, não existindo direção de lançamento (fig. 3.13).

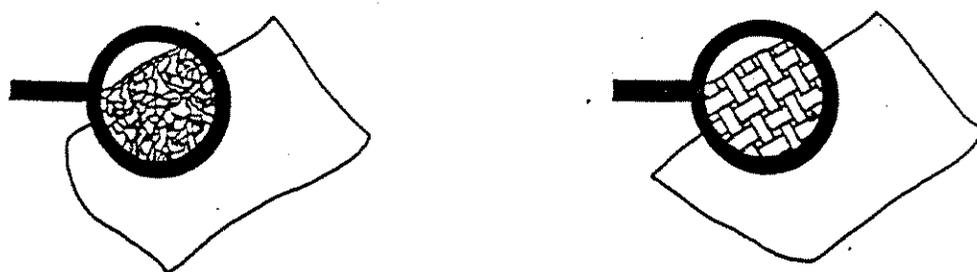


Figura 3.12 - Geotêxteis Não-Tecido e Tecido.
(Fonte: PALMEIRA, 1992. p. 6)

As principais funções dos geotêxteis que estão relacionadas com a pavimentação são as seguintes:

- ◆ Como elementos de separação para diferentes camadas de solo envolvidas na construção de rodovias, ferrovias e aeroportos; entre o solo de fundação e aterros, muros e fundações; em conjunto com geomembranas; no corpo de barragens de terra e entre camadas de asfalto de diferentes idades.
- ◆ Como elemento de reforço sobre solos moles que possam ser utilizados para execução de rodovias, aeroportos, ferrovias e aterros; sobre terrenos calcários; para contenção lateral de lastro de rodovias; em muros, aterros, barragens e fundações; para diminuir ou eliminar a fluência dos taludes; em pavimentos flexíveis; em conjunto com geomembranas ou geogrelhas.
- ◆ Como elemento filtrante substituindo filtros de areia convencionais; sob o lastro de ferrovias e na separação da base granular de rodovias e aeroportos; em base de aterros sanitários; em aterros hidráulicos; em controle de erosão, ensacando areia ou concreto; em muros de contenção; em conjunto com geodrenos e geocompostos; em colunas de areia drenantes; na extremidade inferior de piezômetros e poços de bombeamento.
- ◆ Como elemento de drenagem, como galeria em barragens de terra; em muros de contenção; sob o lastro em ferrovias; sob geomembranas, drenando o ar ou líquido; em campos esportivos; na base de aterros sobre solo mole.
- ◆ Como elemento impermeável a líquidos e vapores, quando impregnados com asfalto, por exemplo.

3.5.2.2. Geogrelhas [GG]

A Norma NBR 12553/91 define geogrelha como sendo “um produto com estrutura em forma de grelha, constituída por elementos com função predominante de reforço”.

As geogrelhas apresentam combinação entre membros transversais e longitudinais, formando a chamada grelha conforme ilustra a fig. 3.14. Podem interagir com o solo envolvido através de atrito e ancoragem e, neste processo os membros transversais são os responsáveis pela ancoragem da grelha e os membros longitudinais, responsáveis pela transmissão de carga ao longo da grelha, interagindo por atrito com o solo circundante.

As geogrelhas são muito mais rígidas que o geotêxtil, o que justifica seu uso quase que exclusivo como reforço de solo, podendo também serem utilizadas como elementos de separação.

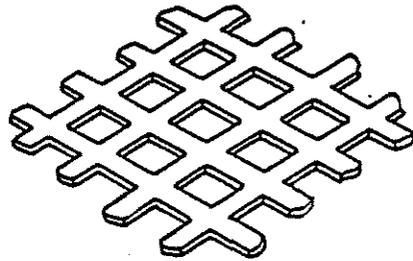


Figura 3.13 - Geogrelha.
(Fonte: PALMEIRA, 1992. p. 6)

As principais utilizações das geogrelhas são as seguintes:

- ✓ Reforço em muros de arrimo e barragens,
- ✓ Separação / Reforço em rodovias não-pavimentadas e ferrovias,
- ✓ Reforços de fundações,
- ✓ Reforço para aterros sobre solos moles,
- ✓ Reforço de pavimento asfáltico,
- ✓ Reforço de concreto ou cimento,
- ✓ Em conjunto com geotêxteis ou geomembranas, formando os chamados geocompostos.

Os polímeros que são utilizados na fabricação das geogrelhas são o PEAD (polietileno de alta densidade), o PET (poliéster) e o PP (polipropileno).

3.5.2.3. Geotelas e Geomalhas (“Geonet”)

Por definição, geomalhas são estruturas planas, constituídas de forma a apresentar grande volume de vazios, utilizadas predominantemente como meios drenantes.

As geotelas e as geomalhas apresentam a terminologia das geogrelhas, ou seja, fazem parte do mesmo grupo de geossintéticos, apresentando espessuras significativamente menores que as demais dimensões. Apresentam baixa resistência à flexão.

Na prática as geomalhas são geralmente utilizadas em drenagem de muros de contenção, taludes em rochas, campos esportivos, aterros e fundações de edifícios, bem como elementos de drenagem de chorume em aterros sanitários.

3.5.2.4. Tiras Plásticas ou Geotiras

As tiras plásticas são utilizadas em reforços onde possam ser utilizadas estruturas com uma dimensão muito maior que as demais (comprimento maior que largura), conforme ilustra a fig. 3.15. Inicialmente, foram desenvolvidas para substituírem tiras metálicas utilizadas em reforços de solo.

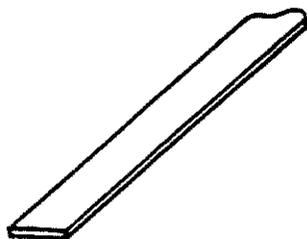


Figura 3.14 - Tira Plástica ou Geotira.
(Fonte: PALMEIRA, 1992. p. 6)

3.5.2.5. Geodrenos ou Geotubos

Os geodrenos são tubos ou tiras plásticas ranhuradas, envoltas por material drenante (geralmente geotêxtil não-tecido), utilizados como drenos verticais sob aterros visando acelerar o adensamento de solos fins moles ou também como elementos drenantes em taludes (fig. 3.16).

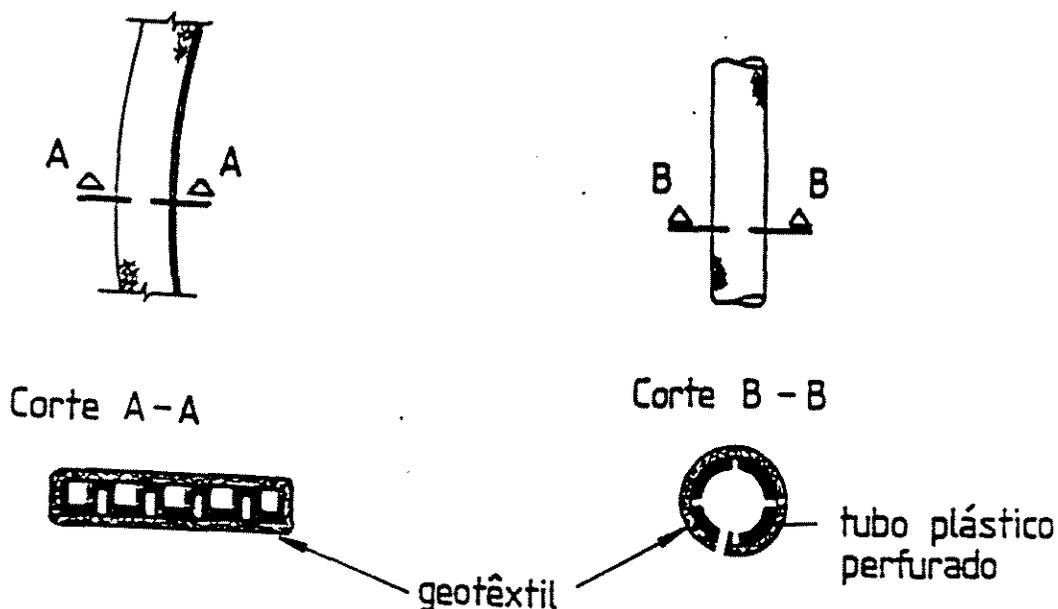


Figura 3.15 - Geodreno.
(Fonte: PALMEIRA, 1992. p. 7)

3.5.2.6. Geomembranas [GM]

As geomembranas constituem-se no segundo maior grupo de geossintéticos, após os geotêxteis (ABRAMENTO, 1998).

A Norma NBR 12553/91 define geomembrana como sendo “um produto bidimensional, de baixa a baixíssima permeabilidade, composto predominantemente por asfaltos, elastômeros ou plastômeros, utilizado para controle de fluxo e separação, nas condições de solicitação”.

As geomembranas são mantas ou membranas impermeáveis, geralmente utilizadas para impermeabilização, revestimento ou cobertura de depósitos líquidos ou sólidos, como em casos de barragens, reservatórios, canais e depósitos de lixo (fig. 3.17).

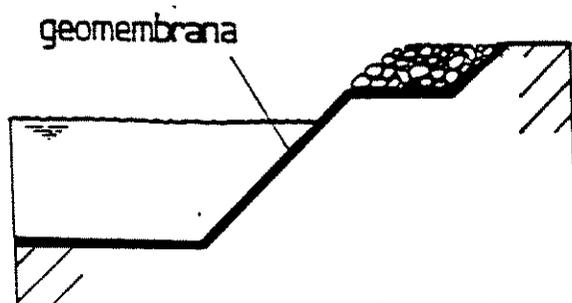


Figura 3.16 - Geomembrana.
(Fonte: PALMEIRA, 1992. p. 7)

3.5.2.7. Fibro-Solo

É o nome dado à mistura resultante de fios sintéticos contínuos ou pedaços de geogrelhas com solo. Esta mistura é feita por equipamentos mecânicos especiais e sua utilização é bastante recente. A França emprega este tipo de material como reforço de aterros e pavimentos (fig. 3.18).

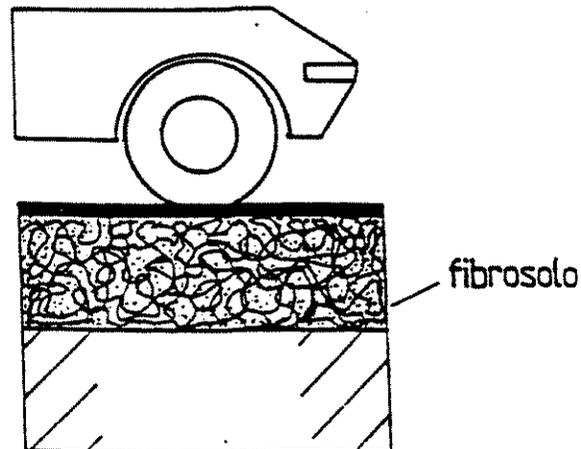


Figura 3.17 - Fibro-Solo
(Fonte: PALMEIRA, 1992. p. 8)

3.5.2.8. Geocompostos [GC]

A Norma NBR 12553/91 define geocomposto como sendo “um produto industrializado formado pela superposição ou associação de um ou mais geossintéticos entre si ou com outros produtos, geralmente concebido para desempenhar uma função específica”.

Geralmente são geossintéticos resultantes da mistura de diferentes materiais, tais como geotêxteis não-tecidos + geotêxteis tecidos, geotêxtil + geogrelha, por exemplo.

3.5.3. Funções dos Geossintéticos

- ◆ Função Controle de Erosão Superficial, na qual ocorre prevenção da erosão superficial de partículas de solo devido ao escoamento superficial de um fluido.

- ◆ **Função Drenagem**, na qual o geossintético, com sua elevada permeabilidade, drena a água do maciço. Exemplos práticos: drenagem e filtração, através de camadas filtro-drenantes de barragens, drenos profundos, drenos verticais, drenagem de quadras esportivas e jardins, etc.
- ◆ **Função Filtração**, na qual o geossintético funciona como um filtro, retendo a passagem das partículas sólidas e permitindo a passagem do fluido em movimento.
- ◆ **Função Impermeabilização**, quando ocorre bloqueio ou desvio de um fluido. O geossintético impermeabiliza o maciço todo ou parte dele, quando a manta é impermeabilizada, geralmente com asfalto (geomembranas). As geomembranas separam duas camadas de tal forma que, nem partículas de uma camada e nem água passam para outra camada.
- ◆ **Função Proteção**, que se refere a limitação ou prevenção de danos causados em elementos de obras geotécnicas.
- ◆ **Função Reforço**, na qual o geossintético reforça uma massa de solo, aumentando-lhe a resistência e diminuindo-lhe a compressibilidade, como por exemplo, reforço e estabilização de solos através de estruturas de contenção, aterros com taludes íngremes, aterros sobre solos moles, estradas vicinais, pavimentos rodoviários e ferroviários, pequenas barragens, etc.
- ◆ **Função Separação**, na qual o geossintético visa separar dois materiais de diferentes granulometrias, impedindo sua mistura como, por exemplo, aterro sobre solo mole.
- ◆ **Aplicações diversas**, tais como proteção de taludes contra a erosão, obras costeiras, controle de movimentação de dunas de areia, impermeabilização de canais, lagos e reservatórios.

No Brasil, cerca de 90% dos geossintéticos comercializados são empregados em obras de drenagem, exercendo também a função de filtro (VERTEMATTI, 1998).

A Figura 3.12. e a Tabela 3.1. apresentam, respectivamente, esquemas de aplicação dessas funções.

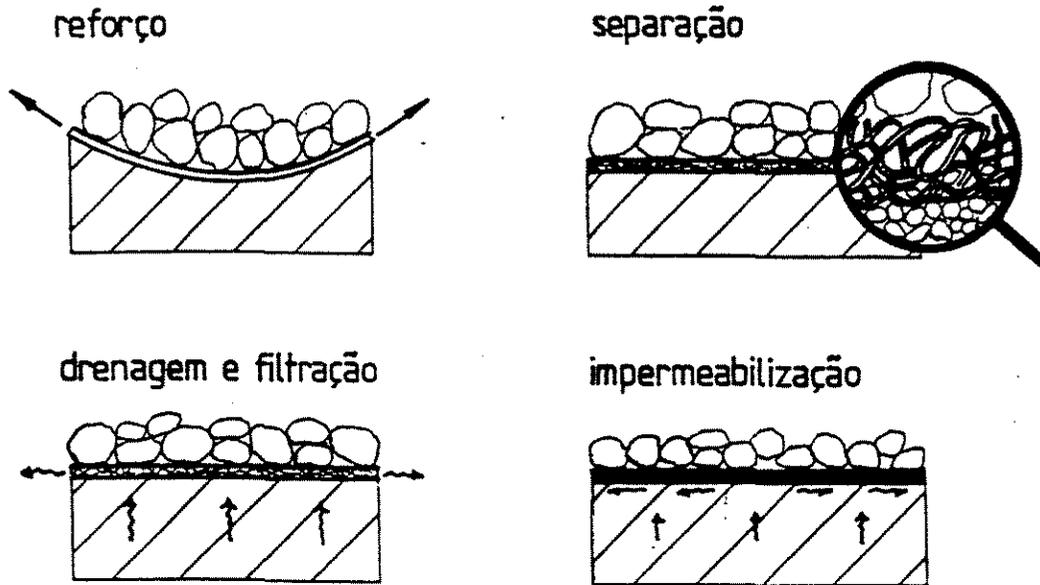


Figura 3.18 - Funções dos Geossintéticos.
(Fonte: PALMEIRA, 1992. p. 10)

Geossintético	Função				
	Separação	Reforço	Filtração	Drenagem	Barreira impermeável
Geotêxtil	1 ou 2	1 ou 2	1 ou 2	1 ou 2	1 ou 2*
Geogrelha	2	1	n.a.	n.a.	n.a.
Geomalha	2	n.a.	n.a.	1	n.a.
Geomembrana	2	n.a.	n.a.	n.a.	1
Geocomposto	1 ou 2	1 ou 2	1 ou 2	1 ou 2	1 ou 2

Legenda: 1 função principal
2 função secundária
n.a. não se aplica
* geotêxtil impregnado no asfalto

Tabela 3.1 - Alguns Tipos de Geossintéticos e Suas Respectivas Funções.
(Fonte: KOERNER, 1994 apud ABRAMENTO, 1998. p. D-3)

3.5.4. Materiais Poliméricos

A maioria dos geossintéticos existentes é produzida a partir de polímeros, que são compostos de elevado peso molecular. Os polímeros mais utilizados na fabricação dos geossintéticos são o polipropileno (PP), o polietileno (PE), o poliéster (PET) e a poliamida (PA).

O tipo de polímero presente em determinado geossintético é responsável por várias características de comportamento por ele apresentadas, principalmente a longo prazo. As propriedades que podem ser influenciadas pelo tipo de polímero são a resistência do geossintético à degradação devido à radiação ultravioleta, resistência à temperatura, à hidrólise, à degradação química e a fluência.

3.5.5. Normas para Terminologia e Identificação dos Geossintéticos

O termo geotêxtil foi proposto em 1977 por GIROUD, pela primeira vez, durante o Primeiro Congresso sobre Aplicação de Produtos Têxteis em Geotecnia, realizado em Paris. A partir desta data, existe grande esforço para se definir uma terminologia e se estabelecer normas de ensaio para geotêxteis e produtos correlatos.

A normalização facilita o controle de qualidade do produto, sua aceitabilidade, o estabelecimento de comparações entre diversos produtos durante a fase de seleção e uma especificação mais rigorosa.

Normas internacionais (ISO) vêm sendo propostas desde 1990. Atualmente, o Comitê Europeu de Normalização (CEN), congregando a Comunidade Européia e mais seis países associados, empenha-se em estabelecer um amplo conjunto de normas, num mínimo espaço de tempo.

No Brasil, os trabalhos da ISO e do CEN têm sido acompanhados pela Comissão de Estudos de Geotêxteis da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), criada em 1989.

As Normas Brasileiras são elaboradas pelas Comissões de Estudo (CE), constituídas por representantes dos setores envolvidos por elas, fazendo parte produtores, consumidores e neutros (universidades, laboratórios e outros). O Projeto de Revisão da Norma NBR 12553/91 já foi aprovado pela Comissão de Estudos e se encontra em votação pela ABNT. Esta Norma define termos relativos aos geossintéticos.

A norma de Terminologia define os produtos citados no trabalho. Também são definidos vários tipos de geotêxteis em função de sua fabricação: não-tecidos agulhados, resinados, termoligados ou termofixados e tecidos.

Na Tabela 3.3. são apresentadas as normas brasileiras atuais.

Nome da Norma	Situação Atual	ABNT Número - NBR
Geotêxteis - Terminologia	Publicada / Final da Primeira Revisão	12553/91
Identificação de Geotêxteis para Fornecimento	Publicada / Final da Primeira Revisão	12592/92
Geotêxteis – Amostragem e Preparação de Corpos de Prova	Publicada	12593/92
Geotêxteis – Determinação da Gramatura	Publicada	12568/92
Geotêxteis – Determinação da Espessura	Publicada	12569/92
Geotêxteis – Determinação da Resistência à Tração Não Confinada – Ensaio de Faixa Larga	Publicada	12824/93
Geotêxteis – Determinação da Resistência à Tração de Emendas – Ensaio de Faixa Larga	Publicada	13134/94
Geotêxteis – Determinação da Resistência ao Puncionamento Estático – Ensaio com o Pistão Tipo CBR	Publicada	13359/95
Geotêxteis – Instalação em Trincheiras Drenantes	Em Publicação	–
Geotêxteis e Produtos Correlatos – Ensaio de Perfuração Dinâmica – Queda de Cone	Em Votação	–
Geotêxteis e Produtos Correlatos – Determinação das Características de Permeabilidade Hidráulica, Normal ao seu Plano e sem Confinamento	Em Votação	–
Geotêxteis e Produtos Correlatos – Determinação das Características de Permeabilidade Hidráulica no seu Plano	Em Votação	–

Tabela 3.2 - Normas Brasileiras para Geossintéticos

(Fonte: VERTEMATTI, 1998. p. 60)

Para se fazer a identificação do produto, o fornecedor deve indicar, dentre outras características, o tipo de polímero componente principal, e a gramatura do produto (massa por unidade de área). O tipo de polímero componente principal é um dos fatores de maior importância na estimativa da durabilidade do geossintético considerado.

Para se fazer o controle de qualidade das características físicas do produto, a ABNT normalizou os ensaios de determinação da gramatura e da espessura dos geotêxteis. A norma “Geotêxteis-Amostragem e Preparação dos Corpos de Prova” indica a metodologia a ser seguida.

3.5.6. Importância da Especificação dos Geossintéticos

Torna-se bastante difícil a interpretação de um projeto no qual aparece simplesmente a palavra “geotêxtil” ou apenas a marca do produto. Quando a indicação é de “determinado produto ou similar” também não especifica o produto.

Uma especificação correta deve conter as seguintes indicações:

- ✓ propriedades que satisfaçam as funções a que o produto será submetido, consideradas no momento do dimensionamento;
- ✓ propriedades requeridas durante a instalação ou execução da obra;
- ✓ propriedades que garantam a durabilidade da obra;
- ✓ ensaios realizados para aceitação do produto;
- ✓ critérios de aceitação e rejeição do produto;
- ✓ cuidados no transporte, manuseio, condições e tempo de armazenamento;
- ✓ condições de instalação, relacionadas com dimensões do rolo, direção de instalação, equipamentos necessários e método de colocação dos materiais adjacentes.

3.5.7. Evolução Histórica do Uso de Geossintéticos

A utilização dos geossintéticos em obras de Geotecnia já era de conhecimento de vários povos da antigüidade. Existem provas deste fato, até hoje, como é o caso das muralhas de Ziggurat de Agar Quf, na Mesopotâmia, em que foram utilizadas camadas intercaladas de solo e mantas de raízes. A muralha da China também foi erguida utilizando-se mantas de raízes. Os povos incas utilizavam lã de lhamas misturadas com solo na construção de estradas. Um exemplo típico desta aplicação é a estrada para o Templo de La Luna, no Peru (VAN ZANTEN, 1986).

1926: primeira utilização de geotêxteis em reforços de pavimentos, realizada pelo Departamento de Estradas da Carolina do Sul (EUA). Foi impregnado um tecido de algodão com asfalto, sobre o qual foi colocada uma fina camada de areia. As rodovias que foram executadas seguindo esta metodologia mantiveram-se em muito bom estado, com diminuição de problemas de ruptura e fissuração, e até mesmo com o desaparecimento destes tipos de problemas (KOERNER, 1994 apud PALMEIRA, 1998).

1950: os Estados Unidos utilizaram geotêxteis nesta década, como elementos de drenagem em muros de concreto, para controle de erosão e como elementos de separação em “rip-raps” (ABRAMENTO, 1993).

1953: na Holanda, houve uma grande inundação em aproximadamente 150000 hectares das terras a sudoeste, 2000 pessoas perderam suas vidas e o prejuízo financeiro foi enorme. Nesta época as fibras manufaturadas foram introduzidas como solução para o corte dos braços de mar da região.

Segundo KOERNER (1998), no ano de 1966 Barret relatou o uso de geotêxteis atrás de muros de concreto pré-moldado frente ao mar, para controle de erosão. Houve utilização de diversos tipos de tecidos monofilamentados, todos caracterizados por elevada porcentagem de abertura (6 a 30%). Foi discutida a porcentagem de retenção de solo em função da permeabilidade do tecido utilizado. No final dos anos 60: a Rhone-Poulenc Textiles, na França, iniciou trabalhos com tecidos em diferentes aplicações, dando ênfase a reforço de pavimentos rodoviários, lastros de ferrovias, no interior de aterros, barragens e represas. A principal função, na maioria das aplicações era de separação e/ou reforço. Adicionalmente foram reconhecidas as várias funções dos tecidos em cada situação. O primeiro não-tecido utilizado nos Estados Unidos foi importado pela ICI Fibers by Mirafi, Inc., no final dos anos 70. Chemie Lins (hoje, Polyfelt, Inc.) na Áustria e du Pont na Europa e Estados Unidos (hoje, BBA Non Wovens, Inc.) eram também, líderes em tecnologia.

Essas empresas e muitas outras têm continuado a introduzir geotêxteis pelo mundo inteiro. Hoje, muitos fabricantes estão envolvidos tanto na produção, como nas vendas e distribuição destes geotêxteis. Atualmente, várias conferências têm sido organizadas em função dos geossintéticos. As maiores foram realizadas em Paris, em 1977; em Las Vegas (1982); em Viena (1986); na Holanda (1990); em Brasília (1992); Singapura (1994); Atlanta (1998) e no Rio de Janeiro (1999). Os dois primeiros livros sobre o assunto foram publicados simultaneamente: Koerner e Welsh (1980) e Rankilos (1981). Hoje, existem mais livros, como por exemplo os de Van Zanten (1986) e Koerner (1998); milhares de artigos e reportagens sobre os geotêxteis e também jornais que se dedicam exclusivamente aos vários tipos de geotêxteis, como por exemplo o *J. Geotextiles and Geomembranes* (Elsevier Applied Science Publishers, Ltd, UK) e o *Geosynthetics International* (IFAI Publ., St Paul, MN).

Esta geração e disseminação de informações foi liderada, inicialmente, pelos fabricantes de geotêxteis. Sua influência no mercado continua ativa e muito positiva. Tem sido acompanhada pelas comunidades governamentais, industriais, de consultoria, pesquisa e instituições acadêmicas.

Talvez o “auge” desta atividade tenha sido a instituição da Sociedade Internacional de Geossintéticos (IGS), que possui 17 centros regionais e nacionais. Todas são bastante atuantes, com separação nos diversos tipos de geossintéticos, de acordo com seus temas e atividades próprias.

A partir da década de 70, a utilização dos geossintéticos cresceu bastante nos países desenvolvidos, principalmente da América do Norte. Este aumento de utilização ocorreu devido a diversos fatores:

- ✓ melhoria das características físicas e mecânicas dos elementos sintéticos,
- ✓ razões ambientais, relacionadas à escassez ou esgotamento das jazidas de materiais naturais,
- ✓ aumento do conhecimento sobre o uso de geossintéticos em obras de geotecnia,

- ✓ facilidade de execução das obras, não havendo necessidade de contratação de mão-de-obra especializada,
- ✓ menor tempo de execução da obra.

No Brasil, a utilização de geossintéticos se iniciou no início da década de 70, quando eram construídos sistemas de drenagem (ABRAMENTO, 1993). No início da década de 80 foi realizada a primeira obra de porte de solo reforçado com geotêxtil (CARVALHO et. al., 1986 apud ABRAMENTO, 1993), na rodovia que liga Taubaté a Campos do Jordão. Na década de 90 várias obras têm sido executadas com geotêxteis com função de reforço, e este tipo de obra tem se difundido amplamente, tanto devido ao seu custo relativamente baixo como devido à sua facilidade de construção.

Cabe salientar que a partir de 1991 tivemos a abertura ao mercado externo, o que permitiu que novos geossintéticos pudessem ser comercializados. Este fato, aliado à globalização da economia, permite a revisão de projetos que estavam engavetados, agora incorporando a nova tecnologia dos geossintéticos (VERTEMATTI, 1998).

A fig. 3.19 representa a ordem cronológica do aparecimento dos geossintéticos. Os geotêxteis tecidos foram os pioneiros, e as geomembranas e o fibro-solo têm sua utilização mais recente.

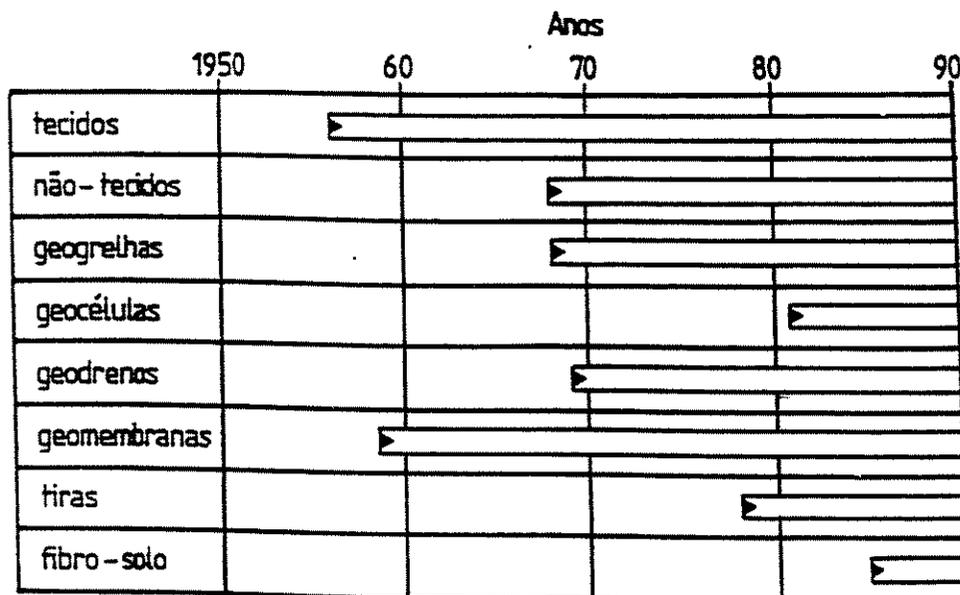


Figura 3.19 - Cronologia Aproximada do Aparecimento dos Principais Tipos de Geossintéticos
(Fonte: PALMEIRA, 1992. p. 12)

3.5.8. Características Relevantes dos Geossintéticos

As características relevantes dos geossintéticos variam de acordo com sua finalidade na obra.

Para função separação, as características relevantes são: elevada resistência à tração, elevado módulo de deformação, baixa susceptibilidade à fluência, alta durabilidade, alto grau de interação com o solo envolvente, porometria compatível com os solos envolventes.

Para funções drenagem e filtração, são relevantes a boa capacidade de descarga, resistência mecânica e durabilidade.

Para função impermeabilização, são relevantes a impermeabilidade, alta durabilidade, elevada resistência mecânica e boa interação entre os solos envolventes.

Com relação à resistência mecânica, pode-se afirmar que esta varia em função do polímero constituinte e do processo de fabricação. Com relação à resistência à tração e ao módulo de deformação, estes variam em função das características da obra a ser executada.

3.5.9. Propriedades Mecânicas

Praticamente todas as aplicações de geossintéticos estão sujeitas à solicitações mecânicas nas fases de instalação e construção e também durante sua vida útil.

As propriedades associadas às solicitações mecânicas na fase de instalação são:

- ✓ resistência à tração,
- ✓ resistência à penetração,
- ✓ resistência à perfuração,
- ✓ resistência ao rasgo,
- ✓ resistência à abrasão.

As propriedades associadas às solicitações mecânicas durante a vida útil são:

- ✓ compressibilidade,
- ✓ resistência à tração,
- ✓ resistência à perfuração,
- ✓ resistência ao rasgo,
- ✓ resistência ao deslizamento na interface,
- ✓ resistência ao arrancamento,
- ✓ fluência.

3.5.10. Evolução das Características dos Geossintéticos

Tem sido grande a melhoria da qualidade dos geossintéticos a cada dia, e atualmente o atributo confiabilidade tem merecido grande destaque. Os pontos relevantes para engenheiros geotécnicos que têm se utilizado deles são os seguintes:

- ◆ Resistência - a resistência dos geossintéticos está compatível com a maioria de suas aplicações;
- ◆ Módulo de deformação - o módulo de deformação não tem sido encarado como problema para obras, não necessitando de restrições severas a deformações do maciço. Em experiências realizadas em laboratório, foi verificado que o módulo de deformação de geotêxteis não-tecidos pode aumentar de 3 a 4 vezes quando estão enterrados;
- ◆ Fluência - os geossintéticos que fluem podem ser utilizados quando se conhece seu comportamento, e seja definido um fator de segurança compatível;
- ◆ Durabilidade - foram observadas obras em que se utilizaram geossintéticos com alta durabilidade.

A melhoria da qualidade dos geossintéticos está diretamente ligada ao seu uso apropriado. Sua escolha deve estar associada às suas características, considerando métodos de projeto definidos, existentes na literatura científica.

3.5.11. Durabilidade dos Geossintéticos

A durabilidade dos geossintéticos é fator fundamental em qualquer utilização. Devem ser analisados os comportamentos dos mesmos frente ao meio ambiente.

Para que o geossintético satisfaça as funções a que é requisitado, devem ser observados os processos de degradação que poderão ocorrer. Dentre os vários processos de degradação que um polímero pode sofrer, podem ser destacados:

- ✓ temperatura, que age como catalisadora ou alterando as propriedades mecânicas,
- ✓ oxidação,
- ✓ hidrólise,
- ✓ reagentes químicos,
- ✓ radioatividade,
- ✓ raios ultravioleta,
- ✓ degradação biológica.

Afirmar que todos os geossintéticos apresentam a mesma resistência ao ataque de uma determinada substância que possa estar presente no solo seria o equivalente a afirmar que todo tipo de aço apresenta a mesma resistência à corrosão (PALMEIRA, 1993). Cuidados especiais devem ser tomados quando se aplica o geossintéticos nos seguintes tipos de solo: solos com elevada salinidade, solos altamente orgânicos, solos com elevada quantidade de sulfatos, solos contendo partículas ferruginosas.

3.5.12. Vantagens Oferecidas pela Utilização dos Geossintéticos

Quando usados como elementos de reforço na base de aterros de baixa altura para estradas de acessos ou vicinais, trazem como benefício a redução no consumo de material de aterro, aumento na vida útil da estrada e diminuição do número de manutenções periódicas necessárias.

No caso de aterros mais altos sobre solos moles, a existência do reforço implica no aumento do fator de segurança contra ruptura, utilização de taludes mais íngremes e melhor distribuição de tensões no solo de fundação, com maior uniformidade nos recalques superficiais. Em estruturas de arrimo e taludes íngremes as camadas de reforço geram forças de tração estabilizadoras, que permitem a manutenção da geometria, que não seria possível na ausência do reforço nestas camadas (PALMEIRA, 1993).

As vantagens podem ser enumeradas em função do ponto de vista técnico, que considera melhorias no ponto de vista técnico da estrutura e em função do ponto de vista econômico.

3.5.13. Vantagens Técnicas

As vantagens técnicas que podem ser observadas com a utilização de solos reforçados são as seguintes:

- ◆ em se tratando de muros e aterros reforçados não se deve considerar somente a resistência ao cisalhamento do solo. Aterros e muros podem ser construídos com a face mais íngreme, se necessário, com a introdução do reforço nas camadas,
- ◆ fácil adaptação a vários tipos de taludes e vários tipos de solo,
- ◆ a estrutura resultante é bastante flexível, podendo ser construída sobre solos moles ou deformáveis,
- ◆ permite a escolha de uma estética adequada com o ambiente (grama armada, por exemplo) e com a ecologia (geotêxtil feito com material biodegradável),
- ◆ o reforço evita rupturas localizadas no solo.

3.5.14. Vantagens Econômicas

As vantagens econômicas que podem ser observadas com a utilização de solos reforçados são as seguintes:

- ◆ Redução de custos em comparação com outras formas de contenção; muros e obras de contenção feitos com solos reforçados custam, em geral, 30 a 50% menos do que a solução convencional mais econômica. O gráfico da fig. 3.20 mostra um comparativo de custos de obras de contenção feito pelo DER, na época da execução das obras da Rodovia SP-123 (ABRAMENTO, 1998).
- ◆ Com a utilização do reforço, não há necessidade de se colocar solo de outro local ou de qualidade superior ao solo original. O único material a ser transportado é o próprio material de reforço que será utilizado.
- ◆ Como o emprego do geossintético permite a construção de taludes mais íngremes, há melhor aproveitamento do espaço e menor consumo de solo, sendo geralmente suficiente o próprio solo local.
- ◆ O tempo de execução da obra torna-se menor.
- ◆ A mão-de-obra necessária para a execução dos trabalhos não precisa ser qualificada.

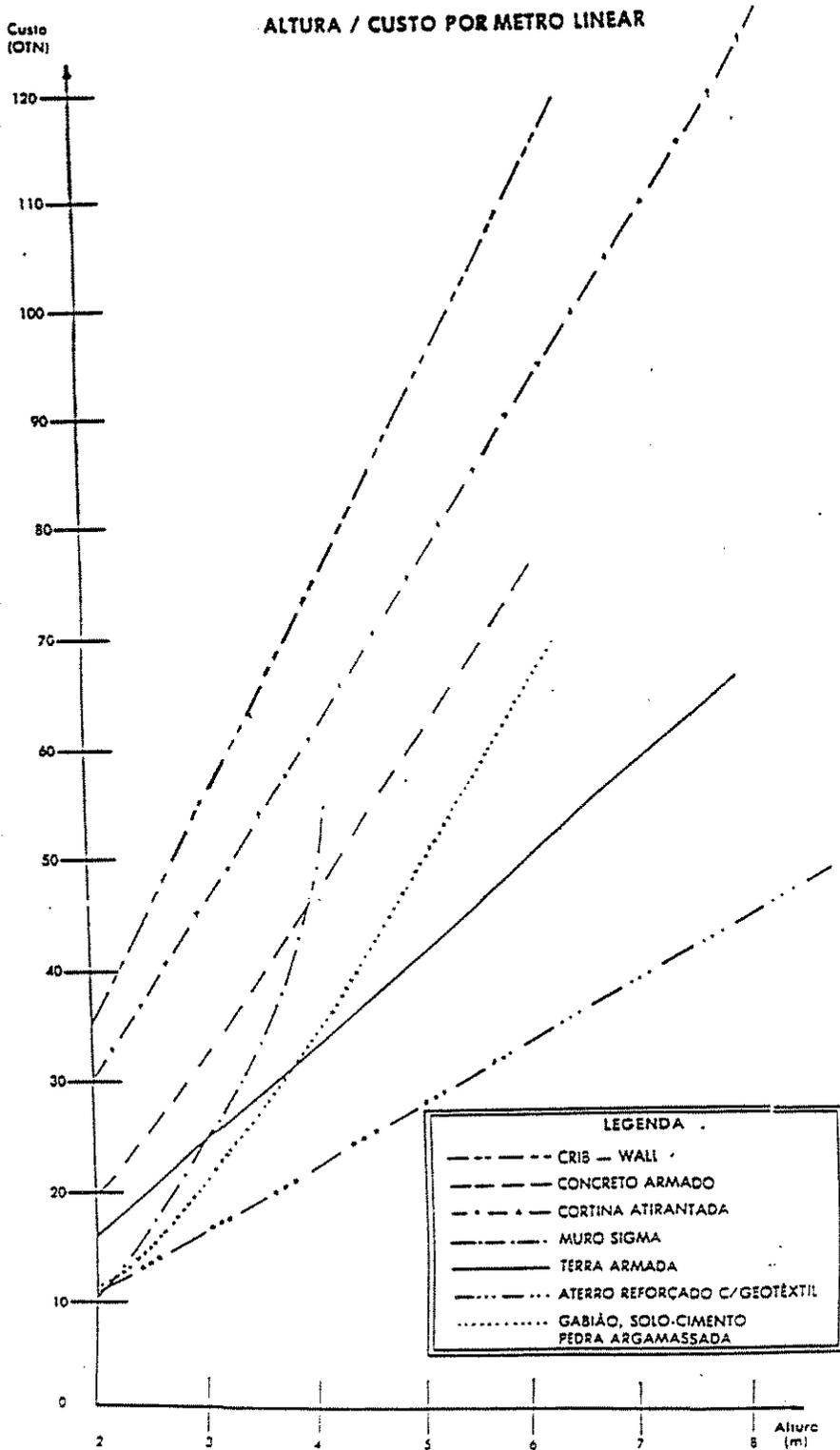


Figura 3.20 - Comparação de Custos entre Algumas Estruturas de Contenção.
(Fonte: DER, 1986 apud ABRAMENTO, 1998, p. D-30)

3.6. NÃO - TECIDOS

Os não-tecidos são estruturas formadas por fibras ou filamentos dispostos em múltiplas direções. Estas estruturas podem ser ligadas através de processo químico, mecânico (agulhagem ou costura) ou físico (calor ou pressão, jatos de água ou ar).

As matérias-primas utilizadas podem ser fibras ou filamentos naturais, artificiais ou sintéticos, dos mais diversos diâmetros ou comprimentos. Podem ser considerados leves ou pesados, macios, flexíveis ou rígidos, podendo ser coloridos, estampados, absorventes ou impermeáveis. São escolhidos para determinada aplicação em função da característica que se deseja. A Tabela 3.4 mostra a denominação que recebem, em função de sua gramatura.

Denominação	Gramatura
Leve	Menor que 25 g/m ²
Médio	Entre 26 e 70 g/m ²
Pesado	Entre 71 e 150 g/m ²
Muito Pesado	Acima de 151 g/m ²

Tabela 3.3 - Denominação dos Não-tecidos em Função de sua Gramatura

3.6.1. Evolução Histórica dos Não-Tecidos

Os não-tecidos surgiram sob pressões externas tais como: a necessidade de se simplificar o processo têxtil, de se desenvolver novos produtos têxteis, de se reciclar resíduos e fibras; aspectos econômicos e a possibilidade de aplicação e desenvolvimento de outras áreas industriais.

A indústria papelreira, cujo produto possui textura parecida ao não-tecido surgiu no Egito, no ano de 2400 a.C. No século XV, iniciou-se o desenvolvimento da indústria papelreira e em 1799, o francês Louis Robert inventou o primeiro equipamento para fabricação de papel descontínuo.

Em 1860, nos EUA, foi produzida a primeira roupa de papel. Henry e Sealy Fourdrinier desenvolveram a máquina de fabricação de papel de produção contínua, cujo equipamento é conhecido como Fourdrinier. Em 1930 foram realizadas as primeiras experiências para a fabricação do não-tecido de celulose consolidado com látex. Em 1957 começou a ser produzida uma estrutura semelhante ao não-tecido, utilizando polpa de celulose, bambu, asbestos, algodão, raiom viscose, poliamida, vidro, poliéster e outras fibras químicas.

Sob o ponto de vista têxtil, a obtenção do não-tecido pode ser conferida à Carta Britânica nº 114, concedida em 1853 a Bellford, que revelou o uso de cardas, esteiras de transporte, impregnação, secagem, para a fabricação de mantas ou almofadas de algodão para indústrias de estofados, colchões de mola, etc.

O processo de ligação por agulhagem iniciou-se no final do século XVIII, quando a primeira agulhadeira foi produzida por William Bywater, na cidade de Leeds, na Inglaterra, tornando-se conhecida a partir de 1920.

A técnica de costura desenvolvida no início de 1945 ficou mais conhecida a partir de 1959, quando surgiu o equipamento fabricado na Alemanha Oriental, conhecido como Maliwatt.

A década de 60 marca o lançamento do não-tecido no mercado como matéria-prima industrial e como produto de consumo. Em 1960 surgiram as primeiras patentes para a fabricação dos não-tecidos de filamento contínuo através do processo de fiação por fusão.

A década de 70 encontra esta indústria em plena ascensão, com grandes desenvolvimentos e novas tecnologias de processos e de matérias-primas.

3.6.2. Utilização dos Não-Tecidos

São várias as áreas de aplicação dos não-tecidos:

- ◆ Área médico-hospitalar, em produtos descartáveis tais como máscaras, toucas, gorros, aventais, ataduras, gases e outros, que contribuem com a limpeza, higiene e prevenção da infecção hospitalar.
- ◆ Área doméstica, em forração de carpetes, tapetes, cortinas, decoração de paredes, cobertores, toalhas, etc.
- ◆ Área de filtração, em filtração de sólidos (poeiras), líquidos (óleos e solventes químicos) e outras impurezas.
- ◆ Área automobilística, em isolamento termo-acústico, base de peças moldadas, acabamento de superfície, etc.
- ◆ Área de calçados, em palmilhas, biqueiras, forro, etc.
- ◆ Área de confecção, em entretelas, por exemplo.
- ◆ Área de enchimento, no interior de colchas, edredons, jaquetas e outros produtos relacionados com a qualidade e conforto dos artigos de cama e vestuário.
- ◆ Área de geotêxtil, em estabilização de solos, drenagem e controle de erosão, contribuindo com a conservação das estradas, canais e contenção de encostas.
- ◆ Área da construção civil, na impermeabilização de lajes, telhados e subsolos, como isolante térmico e acústico de tetos e paredes.
- ◆ Áreas de móveis e estofados, como proteção de molas dos colchões e estofados, substrato do laminado vinílico para acabamento.
- ◆ Área de higiene pessoal, como véu de superfície de fraldas e absorventes femininos.

3.6.3. Processo de Fabricação dos Geotêxteis Não-Tecidos

O campo dos geotêxteis não-tecidos representa atualmente o de maior e mais rápido crescimento industrial no mundo, principalmente devido ao variado campo de aplicação que se estende, desde fraldas descartáveis, casacos, suprimentos médicos e cirúrgicos, carpetes, filtros exaustores, filtros de óleo, até e inclusive a própria geotecnia e a engenharia civil, onde se situam os geotêxteis não-tecidos.

Seu processo de fabricação compreende as seguintes fases: (fig. 3.21)

Fase I - Fusão do Polímero - o polímero é elevado a uma temperatura na qual a sua viscosidade, aproximadamente na consistência de mel, se torne compatível com a fiação. Em seguida, passando através de uma bomba volumétrica de título, estará assegurado, durante o processo, a regularidade do débito do polímero;

Fase II - Extrusão - o bloco fiação filtra o polímero e faz sua extrusão através de fiação compostas de um grande número de capilares de diâmetro interno calibrado (semelhante a um chuveiro), obtendo-se os filamentos elementares;

Fase III - Resfriamento - ocorre redução de temperatura e semi-solidificação para, em seguida, poderem ser estirados corretamente;

Fase IV - Estiragem - a estiragem confere, pela orientação das cadeias moleculares, as propriedades mecânicas aos filamentos;

Fase V - Distribuição dos Filamentos - através de um sistema de defletores, os filamentos elementares são distribuídos aleatoriamente sobre uma esteira rolante, onde são fixados geralmente através de um sistema de aspiração;

Fase VI - Ligação entre os Filamentos - existem basicamente três processos de ligação entre os filamentos, ou seja, por agulhagem, por fusão ou através da introdução de resina.

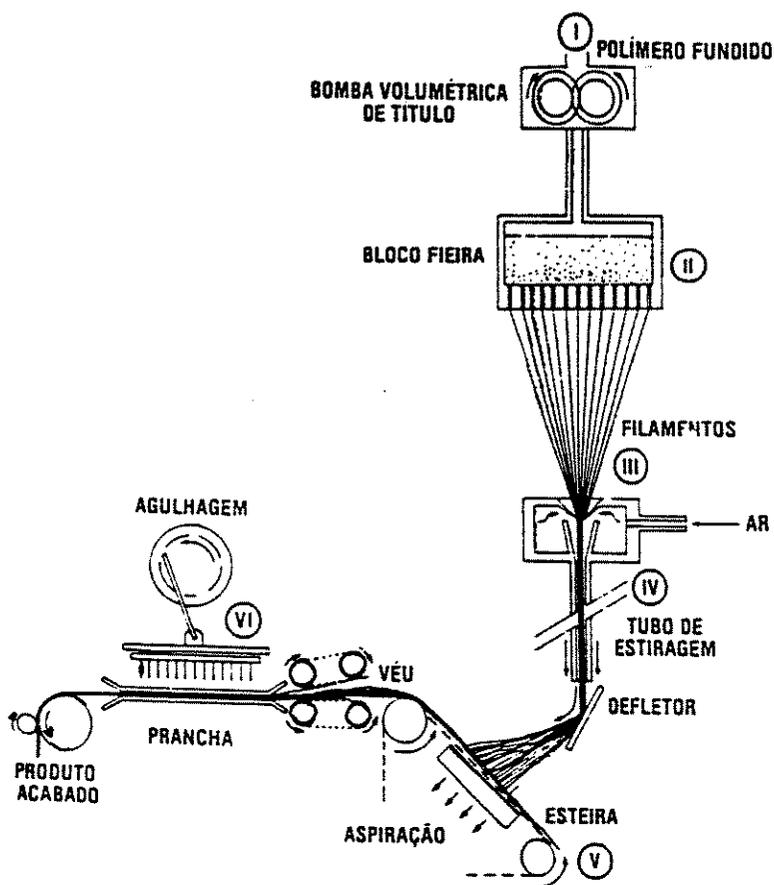


Figura 3.21 - Processo de Fabricação de Geotêxteis Não-Tecidos.

A ligação por agulhagem consiste no entrelaçamento mecânico dos filamentos por intermédio de agulhas de seção geralmente triangular, apresentando em cada aresta diversas rebarbas (fig. 3.22).



Figura 3.22 - Agulha Utilizada no Processo de Ligação por Agulhagem.

As agulhas são dispostas sobre uma prancha, na quantidade de 2000 a 3000 por metro linear. A prancha executa um movimento alternativo, sincronizado com o avanço do véu de filamentos. As agulhas perfuram o véu com uma certa densidade, obtendo-se então o produto final na forma de uma manta, tecnicamente denominada de geotêxtil. A densidade do véu define a espessura da manta. O método de ligação por agulhagem conduz a um produto final bastante espesso, volumoso e permeável, com a grande vantagem de permitir a passagem de água tanto normalmente pelo plano da manta, quanto pelo próprio corpo da manta, constituindo-se num elemento tridimensional para percolação da água. A estrutura obtida permite a reorganização dos filamentos quando solicitados, ao contrário do geotêxtil tecido, no qual os fios se rompem uns após os outros.

Na ligação por termo-fusão o véu de filamentos assim formado é diretamente introduzido entre dois cilindros aquecidos, sob pressão, quando então ocorre a ligação entre os filamentos. Esta técnica apresenta problemas com relação ao produto final, difíceis de serem contornados, uma vez que, se a ligação é perfeita e o ligante termoplástico desempenha convenientemente o seu papel, a manta resulta encartonada e apresenta baixa resistência ao rasgamento e é pouco moldável, além de ser fina e com elevada densidade.

A ligação através de resina é feita espalhando geralmente resina acrílica que é impregnada no véu de filamentos. Em seguida, o véu é passado através de cilindros, semelhantemente à termo-soldagem, produzindo ligações fortes entre os filamentos.

Atualmente, no Brasil, existe o predomínio de mantas geotêxteis não-tecidas agulhadas, podendo serem formadas por filamentos contínuos ou descontínuos (da ordem de 70 a 80 cm). As mantas geotêxteis não-tecidas de filamentos contínuos são as mais indicadas para obras de geotecnia. São fornecidas em rolos, com larguras geralmente da ordem de 2,15 e 4,30 m.

3.6.4. Propriedades das Fibras ou Filamentos dos Geotêxteis

Na maioria dos casos, as fibras/filamentos representam a principal matéria-prima na fabricação dos não-tecidos. Sua proporção nos produtos finais varia de 30% a 100%. As propriedades destas fibras/filamentos somadas às fornecidas pelo processo de fabricação definem as características finais dos não-tecidos.

As fibras artificiais são representadas pela viscose, vidro, silicone e o acetato. As fibras naturais, pela lã, algodão, coco, sisal, cashmere, asbesto, metais (níquel-cromo, cério-cromo) e cerâmicas. As sintéticas, por sua vez, são representadas pelo poliéster, polipropileno, poliamida, polietileno, policarbonato e pelo acrílico.

As propriedades dos geotêxteis são fortemente influenciadas pelas propriedades destas fibras ou filamentos. Em ensaios realizados com geotêxteis, o conhecimento das propriedades de suas fibras facilita o conhecimento do possível comportamento do produto face às condições ambientais.

Quando forem utilizados os resultados dos ensaios deverão ser analisados, também, o processo de fabricação das fibras, o tipo do polímero componente e aditivos químicos empregados.

3.6.4.1. Propriedades Físicas:

- ✓ título (massa por unidade de comprimento): λ (tex = gramas por mil metros)
- ✓ diâmetro
- ✓ densidade
- ✓ rugosidade
- ✓ absorção

3.6.4.2. Propriedades Mecânicas:

- ✓ tenacidade
- ✓ rigidez
- ✓ flexibilidade
- ✓ resistência à abrasão
- ✓ fluência

3.6.4.3. Propriedades Químico-Biológicas:

- ✓ ponto de fusão
- ✓ inflamabilidade
- ✓ temperatura de transição vítrea
- ✓ resistência a ácidos, álcalis, oxidação, redução, luz solar, fungos e bactérias
- ✓ toxicidade

3.6.5. Propriedades Físicas dos Geotêxteis

O conhecimento das propriedades físicas dos geotêxteis é essencial para a caracterização do produto e seu controle de qualidade. Os ensaios para determinação destas propriedades são normalizados em vários países, e devido à heterogeneidade inerente ao processo de fabricação dos geotêxteis, os resultados dos ensaios geralmente indicam valores médios obtidos e coeficientes de variação observados.

Gramatura

- ✓ símbolo: μ
- ✓ unidade: g/m^2

A gramatura geralmente identifica os geotêxteis não-tecidos. É definida como sendo a massa por unidade de área.

Espessura

- ✓ símbolo: T_g
- ✓ unidade: mm

A espessura do geotêxtil varia em função do carregamento ao qual é submetido, e sua determinação considera níveis pré-estabelecidos:

- ✓ sobrecarga de 2 kPa para medida de identificação;
- ✓ sobrecarga de 20 kPa e/ou 200 kPa para aproximar-se das condições de emprego.

A denominação “espessura nominal” é dada ao valor obtido com sobrecarga de 2 kPa.

Porosidade

- ✓ símbolo: n_g
- ✓ unidade: %

A porosidade é característica importante dos geotêxteis não-tecidos. Relaciona volume de vazios e volume total da amostra.

3.6.6. Propriedades Mecânicas dos Geotêxteis

O conhecimento das propriedades mecânicas dos geotêxteis tem as seguintes finalidades principais:

- ✓ caracterizar o geotêxtil;
- ✓ controlar sua qualidade;
- ✓ fornecer parâmetros para projetos;
- ✓ conhecer seu comportamento em certas condições de solicitação.

Os ensaios relacionados à determinação das propriedades mecânicas podem ser separados em dois grupos: propriedades mecânicas do geotêxtil e propriedades mecânicas do conjunto solo-geotêxtil.

3.6.6.1. Compressibilidade

A compressibilidade de um geotêxtil é a variação da espessura quando carregado, sendo geralmente representada pela curva “espessura versus pressão aplicada”. Seu conhecimento é de grande importância quando se analisa as propriedades hidráulicas do geotêxtil, pois intervém diretamente nos parâmetros de permeabilidade.

3.6.6.2. Resistência à Propagação do Rasgo (Trapezoidal)

A resistência à propagação de rasgos deve ser estabelecida considerando-se que o geotêxtil pode ser danificado, acidentalmente, na obra. No ensaio, deve ser estabelecida uma força que, quando aplicada, inicia um processo de ruptura, por meio de uma prévia incisão.

A fig. 3.23 representa um esquema de ensaio amplamente utilizado para geotêxteis, com amostra trapezoidal.

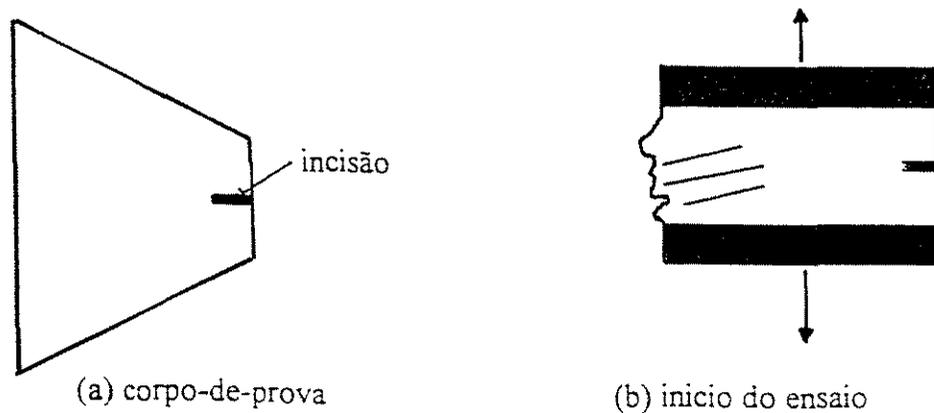


Figura 3.23 -Esquema de Ensaio para Determinação da Resistência à Propagação do Rasgo.
(Fonte: VIDAL, 1998. p. B-17)

3.6.6.3. Resistência à Perfuração e à Penetração

A resistência por perfuração pode ser dividida em três tipos:

- ◆ por impacto, pela qual ocorre penetração de um objeto sob efeito dinâmico;
- ◆ por puncionamento, pela qual ocorre penetração de um objeto pressionado estaticamente sobre a manta;
- ◆ por estouro, pela qual ocorre penetração da manta pressionada por um espaço vazio (fig. 3.24).

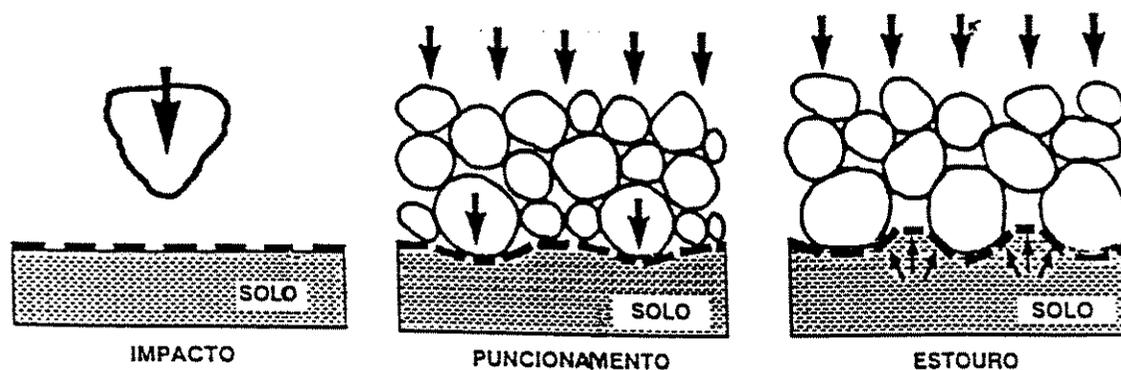


Figura 3.24 - Situações de Perfuração.
(Fonte: VIDAL, 1990. p. 8)

O ensaio de resistência à penetração considera a queda de um cone sobre um corpo de prova fixado por um sistema de anéis, que mantém o corpo de prova esticado, conforme a fig. 3.25.

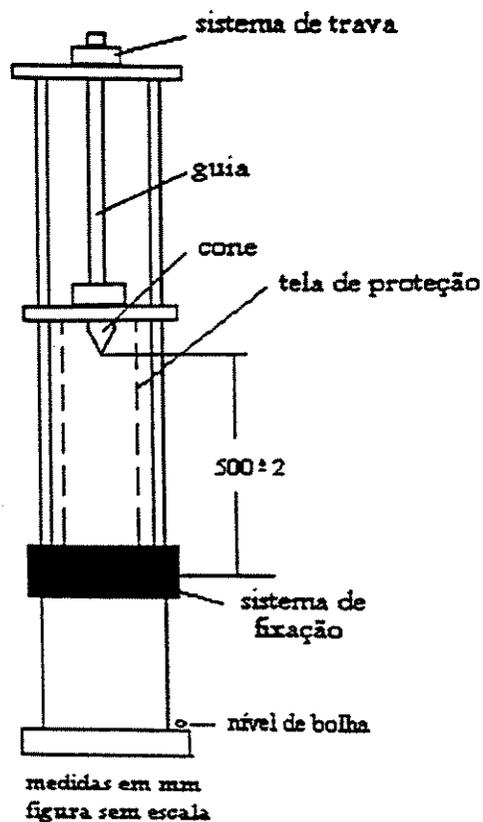


Figura 3.25 - Esquema do Ensaio de Perfuração por Queda de Cone.
(Fonte: VIDAL, 1998. p. B-16)

3.6.6.4. Flexibilidade

O parâmetro flexibilidade permite avaliar a capacidade de acomodação entre geotêxtil e solo. Uma boa capacidade de acomodação aumenta o atrito do geotêxtil com o material envolvente e melhora seu desempenho como elemento filtrante ou separador.

3.6.6.5. Isotropia

Os geotêxteis apresentam isotropia quando possuem mesmas propriedades mecânicas em todas as direções. Para se verificar a isotropia devem ser executados ensaios de tração com amostras retiradas de várias posições da manta.

3.6.6.6. Resistência à Tração - Alongamento - Módulo de Rigidez

Os ensaios realizados para determinar estes parâmetros são chamados de “ensaios de resistência à tração não confinada”, devido ao fato de não estarem relacionados com carga na direção normal ao plano do geotêxtil. Estes ensaios devem fornecer:

- ✓ a força de tração máxima à qual o geotêxtil resiste;
- ✓ o alongamento do geotêxtil (correspondente àquele esforço).

3.6.7. Propriedades Mecânicas do Conjunto Solo-Geotêxtil

Para se realizarem ensaios que determinam as propriedades mecânicas do conjunto solo-geotêxtil devem-se simular situações reais de campo e quantificar parâmetros que sejam diretamente utilizados em projetos.

A fig. 3.26 representa esquemas de equipamentos de ensaios freqüentemente utilizados.

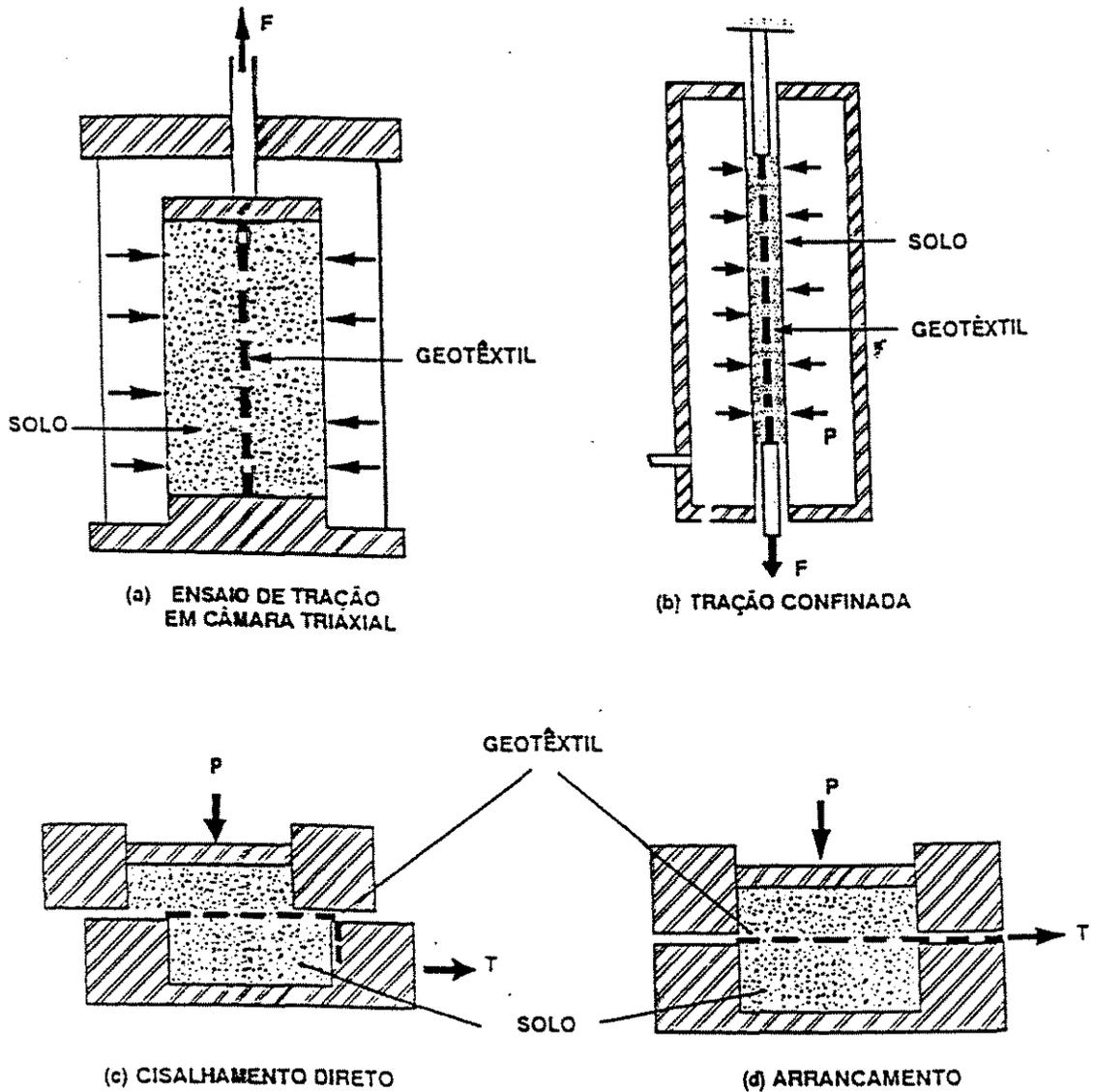


Figura 3.26 - Esquema dos Equipamentos para Ensaio de Interação Mecânica Solo-Geotêxtil.
(Fonte: VIDAL, 1990, p. 17)

3.6.7.1. Resistência à Tração Confinada

Este ensaio é fundamental quando o geotêxtil trabalha como “armadura” do solo. Favorece a obtenção de parâmetros precisos, pois geralmente a resistência à tração confinada é maior que a resistência à tração não confinada, o mesmo ocorrendo com o módulo de rigidez, especialmente em se tratando de geotêxteis não-tecidos.

Através deste ensaio pode se determinar problemas semelhantes a rasgos provocados por materiais angulares.

3.6.7.2. Resistência ao Cisalhamento Direto

O geotêxtil pode estar submetido a cisalhamento direto imerso em uma massa de solo ou separando dois tipos de materiais diferentes (fig. 3.27).

Existe a simulação de vários tipos de ensaios, dentre eles:

- ◆ Solo - geotêxtil – solo: que considera o mesmo tipo de solo nas caixas superior e inferior ou dois tipos de solo diferentes.
- ◆ Solo - geotêxtil - base rígida
- ✓ base lisa: despreza o atrito entre o geotêxtil e o material de base.
- ✓ base rugosa: simula situação de total aderência entre o geotêxtil e o material da base.

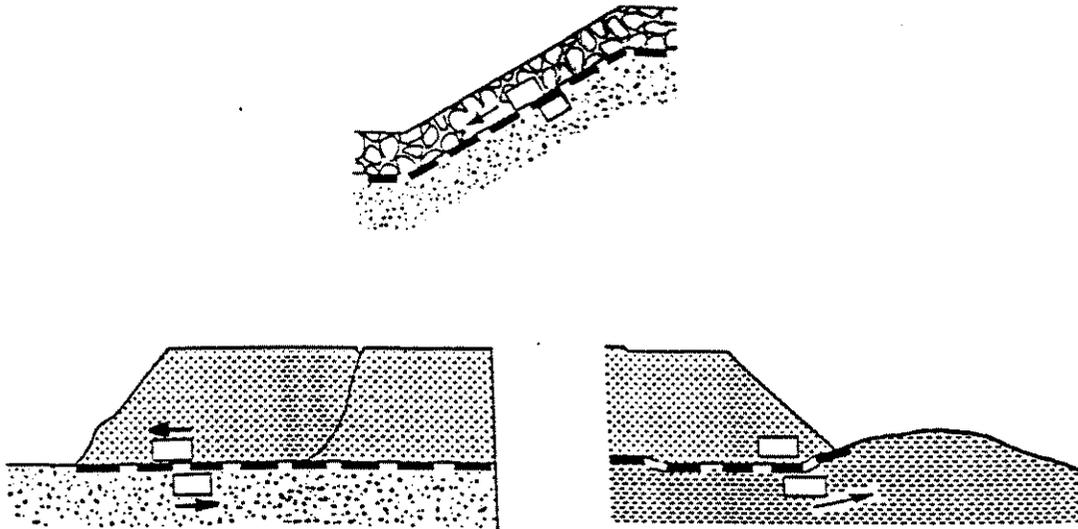


Figura 3.27 - Situações de Comportamento em Cisalhamento Direto.
(Fonte: VIDAL, 1990. p. 19.)

3.6.7.3. Resistência ao Arrancamento

De maneira geral, considera o comportamento do geotêxtil na seção de ancoragem. Este ensaio é de grande interesse quando são utilizados geotêxteis em reforço de taludes, aterros sobre solos moles e ancoragem de revestimento de canais e reservatórios.

3.7. INTERAÇÃO SOLO – GEOTÊXTIL

Para que exista um bom dimensionamento de uma estrutura em solo reforçado, é de grande importância o conhecimento dos mecanismos de interação entre o solo e o reforço utilizado. Para geotêxteis, tiras metálicas lisas e grelhas com pequena abertura, o mecanismo predominante é o de atrito. No caso de tiras com ressaltos e tiras com grandes aberturas o mecanismo de ancoragem pode predominar (PALMEIRA, 1993).

Em um maciço reforçado com solo-geotêxtil, as propriedades mecânicas do conjunto dependem essencialmente da interação entre os materiais constituintes, incorporando dois mecanismos: o comportamento ao cisalhamento da interface e a resistência do confinamento do solo sobre as características de resistência à tração do geotêxtil.

A estimativa dos parâmetros de interface (coesão e/ou atrito solo-geotêxtil) pode ser feita através de ensaios de laboratório, ensaios de campo ou a partir de análises em modelos reduzidos.

Os métodos de análise convencionais ignoram os efeitos de interação solo-geotêxtil devido ao confinamento, comprometendo a aferição criteriosa do comportamento global da estrutura. Sendo assim, verifica-se que ensaios apropriados, realizados sobre o conjunto solo-geotêxtil, submetido a diferentes pressões de confinamento são essenciais para assegurar uma adequada simulação das condições operacionais de um maciço reforçado.

3.7.1. Interação Solo-Geotêxtil em Ensaios de Arrancamento

No ensaio de arrancamento o geotêxtil é deslocado de maneira contínua, através de esforços de tração, do interior de uma massa de solo confinante. A concepção básica do ensaio é a modelação da condição de deslizamento do geotêxtil, visando a determinação dos comprimentos de ancoragem adequados dos elementos de reforço.

3.7.2. Interação Solo-Geotêxtil por Efeitos de Confinamento

O termo “confinamento” consiste em dificultar o processo de reorientação das fibras têxteis na direção do esforço aplicado. Tal mecanismo está diretamente ligado à estrutura interna dos geotêxteis, tendendo a ser majorado em geotêxteis não tecidos e minorado em geotêxteis tecidos.

Através de ensaios com geotêxteis à tração e sob confinamento, obtém-se resultados que demonstram acréscimos significativos de rigidez e da resistência dos geotêxteis não tecidos confinados em relação à condição não confinada.

3.7.3. Interação Solo-Geotêxtil em Ensaios de Cisalhamento Direto

Para a realização de ensaios de cisalhamento direto, considerando um sistema do tipo solo-geotêxtil, duas camadas de solo deslocam-se entre si e o geotêxtil permanece solidarizado a uma destas camadas, buscando modelar a movimentação do solo em relação ao reforço.

Vários parâmetros influenciam este ensaio, devendo ser consideradas as observações que seguem.

Existem duas maneiras de se executar a montagem do sistema solo-geotêxtil. O solo pode ser colocado como camada de cobertura, permanecendo o geotêxtil apenas colado ou ancorado a uma base rígida na caixa inferior, ou preenchendo ambas as caixas de cisalhamento com solo.

No que diz respeito às caixas de cisalhamento, estas apresentam dimensões variáveis. Para solos que apresentam elevadas granulometrias, as caixas apresentam dimensões de 30 x 30 cm. A ASTM D 3080 recomenda que o tamanho da caixa apresente dimensão doze vezes maior que a maior partícula de solo. Por outro lado, (JEWELL & WROTH, 1987 apud GOMES, 1992) recomendam uma dimensão equivalente a cinquenta vezes o valor de D_{50} do solo.

As amostras a serem utilizadas para o ensaio podem ser de diferentes tipos de solo, com condições variáveis de granulometria, umidade e energia de compactação. Em caso de solos não coesivos, os ensaios devem ser realizados a seco, e em solos coesivos, devem ser realizados com grau de saturação inerente às condições de compactação.

As tensões normais a serem aplicadas variam entre 5 e 1200 kPa. Este fato ocorre porque existem vários dispositivos para aplicação das cargas, tais como pneumáticos, alavancas ou mecanismos hidráulicos.

As velocidades de ensaio apresentam valores variáveis entre 0,03 mm/min e 100,00 mm/min. Geralmente encontram-se compreendidas na faixa de 0,03 mm/min e 3,00 mm/min. No caso de solos coesivos, as amostras são adensadas normalmente, sob tensões normais confinantes, antes da aplicação das tensões cisalhantes. Existem casos em que as tensões cisalhantes são aplicadas imediatamente após o carregamento da amostra.

As tensões cisalhantes são interpretadas em termos de valores máximos ou residuais, com ou sem correção de área de cisalhamento ao longo da interface ou dos efeitos de atritos que possam ser ocasionados.

Devem ser estabelecidos, logo no início do ensaio a ser realizado, os seguintes parâmetros:

- ◆ Características do equipamento, tais como a natureza do sistema, dimensões das caixas superior e inferior, sistema de aplicação das cargas;
- ◆ Características de interface, tais como os tipos de solo utilizados, tipos de geotêxteis, espaçamento entre as caixas, altura do solo de cobertura, preparação da amostra, condição de ancoragem do geotêxtil;
- ◆ Características do ensaio, tais como tipo e condições de drenagem, tensões aplicadas, velocidades de deslocamento, forma de aquisição dos dados;
- ◆ Critérios de interpretação dos resultados obtidos através do ensaio.

Segundo TUPA e PALMEIRA (1995), a interação solo-geossintético depende das características do solo envolvente e das características do reforço. A quantificação desta interação envolve a determinação do coeficiente de atrito e da adesão na interface solo-geossintético. A resistência de interface é representada pela seguinte equação:

$$\tau = a + \sigma \cdot \operatorname{tg} \delta \quad (3.6)$$

Onde: τ) resistência ao cisalhamento na interface; a) adesão solo-geossintético; σ) tensão normal aplicada à interface e δ) ângulo de atrito na interface solo-geossintético.

Segundo aqueles autores, a partir daí, podem ser definidos os parâmetros de resistência do solo em contato (c e ϕ) e dos coeficientes de aderência (λ e f), definidos como:

$$\lambda = a/c \quad (3.7)$$

$$f = \operatorname{tg} \delta / \operatorname{tg} \phi \quad (3.8)$$

A Equação (3.8) passa, então a ser escrita da seguinte maneira:

$$\tau = \lambda \cdot c + f \cdot \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (3.9)$$

Os parâmetros de aderência podem ser expressos em termos de drenados ou não-drenados, dependendo do tipo de carregamento e das características do solo envolvido.

3.7.4. Interação Solo-Geotêxtil nos Ensaios de Cisalhamento Direto Realizados

Com relação à montagem do sistema solo-geotêxtil, os ensaios realizados utilizaram solo nas duas metades da caixa, com o geotêxtil ancorado.

◆ Características do Equipamento

O equipamento utilizado foi o aparelho de cisalhamento direto, constituído por caixas inferior e superior quadradas, com 10 cm de lado e 1,5 cm de altura cada.

◆ Características da Interface

As propriedades gerais do solo encontram-se na Tabela 3.5. Maiores informações a respeito do solo podem ser encontradas no Capítulo 4.

Limite de Liquidez (%)	47
Limite de Plasticidade (%)	32
Índice de Plasticidade (%)	15
Peso Esp. dos Grãos (KN/m ³)	28,2
Peso Esp. Seco Máximo (KN/m ³)	16,1
Umidade Ótima (%)	23,5
Ângulo de Atrito (°)	27,3
Coesão (kPa)	80,0

Tabela 3.4 - Propriedades do Solo Ensaiado.

O geotêxtil não-tecido utilizado foi o BIDIM[®] OP-30, constituído por filamentos contínuos de poliéster, agulhado, com as características técnicas apresentadas na Tabela 3.6.

μ (g/m ²)	$T_{máx}$ (kN/m)	$\epsilon_{máx}$ (%)	J (kN/m)	t_{GT} (mm)
300	22	35	71	2,7

Tabela 3.5 - Características técnicas do geotêxtil BIDIM[®] OP-30

Onde μ) gramatura; $T_{máx}$) resistência à tração, $\epsilon_{máx}$) deformação na ruptura; J) rigidez à tração e t_{GT}) espessura do geotêxtil OP-30.

O geotêxtil não-tecido utilizado neste trabalho é constituído basicamente por filamentos contínuos de poliéster. Na Tabela 3.2 são apresentadas as propriedades de degradação do poliéster (PET).

Propriedade	PET
Foto-degradação	3
Termo-oxidação	3
Hidrólise	1
Degradação biológica	3
Degradação química a álcalis	1
Degradação química a ácidos	2
Fluência	3

Tabela 3.6 – Propriedades de Degradação dos Principais Polímeros
3) resistência elevada, 2) média, 1) baixa.
(Fonte: JOHN, 1987; DEN HOEDT, 1988 apud ABRAMENTO, 1993)

O espaçamento entre as caixas obedeceu a espessura do geotêxtil, que por sua vez permaneceu ancorado no equipamento de cisalhamento direto.

◆ Características Gerais dos Ensaios

O solo teve sua resistência avaliada tanto na umidade de compactação quanto saturado, com a resistência em ensaios de interface com o geotêxtil em condições saturadas.

Também foram moldados corpos de prova que ficaram expostos às variações ambientais, juntamente com o geotêxtil a ser usado no ensaio, cujas amostras foram ensaiadas após 03, 07 e 14 meses de exposição.

As tensões aplicadas variaram entre 50 e 250 kPa, e a velocidade de cisalhamento foi a mesma para todos os ensaios e igual a 0,133 mm/min.

3.8. APLICAÇÕES PRÁTICAS DE GEOSSINTÉTICOS EM OBRAS RODOVIÁRIAS

São vários os exemplos de aplicação de geossintéticos em obras rodoviárias. Dentre os principais:

- ✓ o reforço de um talude na recuperação de um aterro situado no km 35 da rodovia SP-123, que interliga as cidades de Taubaté e Campos do Jordão (WOLLE & CARVALHO, 1992).
- ✓ o reforço de um aterro sobre solos moles na duplicação da Rodovia Dom Pedro I (CASTRO, 1992).
- ✓ a execução de muros de solo reforçado nas encostas de Petrópolis para posterior construção de uma rodovia sobre eles (PINTO & OLIVEIRA, 1995).

3.8.1. Reforço de um Talude na Recuperação de um Aterro situado na Rodovia SP-123

A região onde se localiza a Rodovia SP-123 é uma região serrana, que interliga as cidades de Taubaté e Campos do Jordão. Neste trecho ocorreram várias instabilizações nas encostas adjacentes, rupturas em alguns aterros da rodovia e também colapsos em muitas obras de contenção que vinham sendo realizadas.

Na década de 70, as instabilizações resultaram em freqüentes interdições na pista, devido às rupturas que ocorriam desde a saída do aterro até a pista.

O DER (Departamento de Estradas de Rodagem) juntamente com o IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas), concluíram que a melhor solução para o problema seria a execução de um aterro de solo reforçado. O DER executou as obras e o IPT realizou a instrumentação.

A Figura 3.28 apresenta uma seção da obra projetada e executada. Observa-se que o aterro reforçado ficou localizado num trecho intermediário do talude, sobre um primeiro talude executado de maneira convencional, com inclinação suave e sustentado pelo muro antigo. Acima do trecho reforçado foi também executado um aterro convencional.

Foram utilizados dois tipos diferentes de geotêxtil: em um lado da obra, o geotêxtil não-tecido de poliéster (BIDIM® OP-30) e do outro lado, o geotêxtil tecido de polipropileno (PROPEX 2004). A técnica para a colocação das mantas foi a de “envelopamento”, a cada 60 cm de espaçamento entre elas e com comprimento constante de 7 m. Para se obter a inclinação desejada, utilizou-se um gabarito de madeira. Como revestimento externo do aterro reforçado foi construída uma parede de alvenaria de blocos de concreto, visando os requisitos de maior proteção e melhor acabamento.

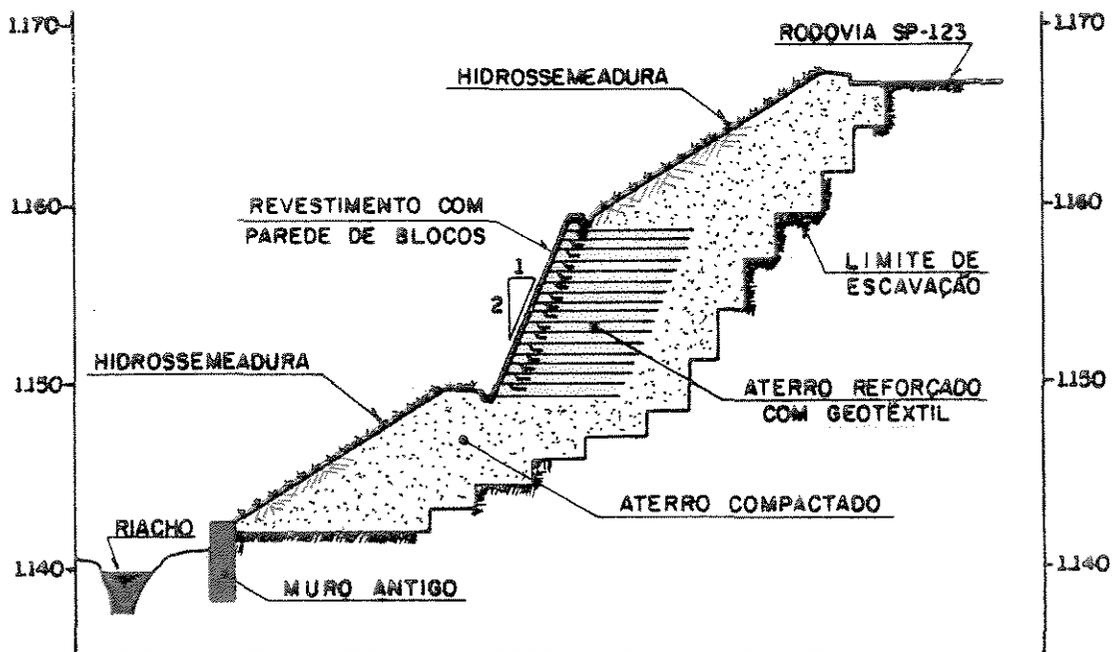


Figura 3.28 - Seção Transversal da Obra Executada.
(Fonte: WOLLE & CARVALHO, 1992, p. 351)

Com relação à instrumentação, foram instalados medidores de deslocamentos verticais e horizontais, células de pressão total hidráulico-pneumáticas e piezômetros. Durante a fase executiva e por vários meses após o término da construção foram realizados levantamentos topográficos de precisão que permitiram acompanhar a evolução das deformações do maciço.

Os resultados obtidos foram bastante positivos. Observou-se que foi possível executar a obra com talude médio bem mais íngreme do que o exequível através das técnicas convencionais; o custo das mantas de geotêxtil e do material de revestimento não foi elevado em comparação às demais soluções analisadas; as dificuldades executivas iniciais foram sanadas à medida que a obra evoluía; e houve grande facilidade de adequação às características geológico-geotécnicas e topográficas da região.

Sob o ponto de vista de desempenho, a longo prazo observou-se que a obra se manteve estável e não apresentou deformações excessivas; tanto na pista como no aterro superior não ocorreram trincas, abatimentos ou recalques; o revestimento em alvenaria e as canaletas de concreto não apresentaram fissuras ou outro tipo de anomalias. Foram poucos os problemas observados que exigiram manutenção, dentre eles a necessidade de se replantar o recobrimento vegetal de determinados trechos e a limpeza freqüente da canaleta de pé, devido à baixa declividade.

3.8.2. Reforço de um Aterro sobre Solos Moles na Duplicação da Rodovia Dom Pedro I.

A Rodovia Dom Pedro I foi construída por volta de 1968 e interliga a Rodovia Anhangüera e a Rodovia Presidente Dutra. Sua duplicação começou vinte anos depois, sob jurisdição do DERSA.

Para a realização da duplicação foi necessário que se observasse as seguintes condições:

- ✓ seu traçado geométrico deveria minimizar as desapropriações.
- ✓ o prazo de execução era pequeno, e passaria a ser flexibilizado em função da verba disponível.

3.8.2.1. Estabilização do Aterro 42

O Aterro 42, localizado no km 49 da Rodovia Dom Pedro I, possuía altura máxima de 8 m e durante o processo de construção, sofreu ruptura pela fundação. Houve afundamento do aterro, seguido de rachaduras e levantamento do terreno.

Após vários estudos, chegou-se à conclusão que a melhor solução seria a seguinte:

- ✓ parte do aterro seria construída através de bermas de equilíbrio até a faixa de domínio, evitando possíveis desapropriações.
- ✓ a outra parte do aterro seria executada utilizando-se reforço com multicamadas de mantas de geotêxtil BIDIM[®] OP-60 e solo compactado.

Todo o processo foi monitorado através da instalação de placas de recalque, extensômetros magnéticos verticais e horizontais na manta com a finalidade de se medir as deformações na mesma. Foi verificado que, até o aterro atingir 6 m de altura, a deformação específica máxima da manta foi de 0,36%, e que os recalques do aterro foram da ordem de 35 cm, dados estes que comprovam que a obra foi concluída sem nenhum problema.

3.8.2.2. Construção dos Aterros da Intersecção de Piracaia

A intersecção de Piracaia é composta por quatro ramos de aterros com altura máxima de 8,5 m e se localiza no km 59 da Rodovia Dom Pedro I, dentro da região ocupada pela várzea do Rio Atibaia.

Neste local foi verificada a ocorrência de uma camada de aproximadamente 4 m de espessura de argila orgânica mole cinza escura. A solução mais conveniente encontrada foi a de se remover o solo sob as fundações dos taludes externos e da plataforma. Esta solução não seria recomendada para os taludes internos, uma vez que colocaria em risco a estabilidade das pistas que lá existiam.

Foi concluído que, para os taludes internos, seria feito reforço em multicamadas de mantas de geotêxtil BIDIM® OP-40, em número necessário para se atingir o fator de segurança de projeto. Todo o processo construtivo foi monitorado e a velocidade de construção foi de 1m de altura/semana, o que permitiu o cumprimento do prazo de execução desejado. O geotêxtil foi o responsável pelo acréscimo do fator de segurança nominal de projeto.

3.8.2.3. Execução de Muros de Solo Reforçado nas Encostas de Petrópolis para Posterior Construção de Rodovia sobre Eles

Em fevereiro de 1988 ocorreram vários escorregamentos devido à ocupação indevida das encostas da região de Petrópolis, no Rio de Janeiro. Fortes chuvas agravaram a situação, havendo a necessidade urgente de se executar obras de contenção e proteção destas encostas. Optou-se por executar muros de contenção utilizando solo reforçado.

A Figura 3.29 mostra o esquema básico das contenções projetadas, as quais tinham como objetivo principal a reconstrução das ruas que foram danificadas pelos escorregamentos. O geotêxtil utilizado foi o BIDIM® OP-30, com espaçamento de 30 cm entre as camadas. O material de preenchimento do núcleo foi retirado da escavação local e o material circundante foi areia, possibilitando drenagem adequada do muro.

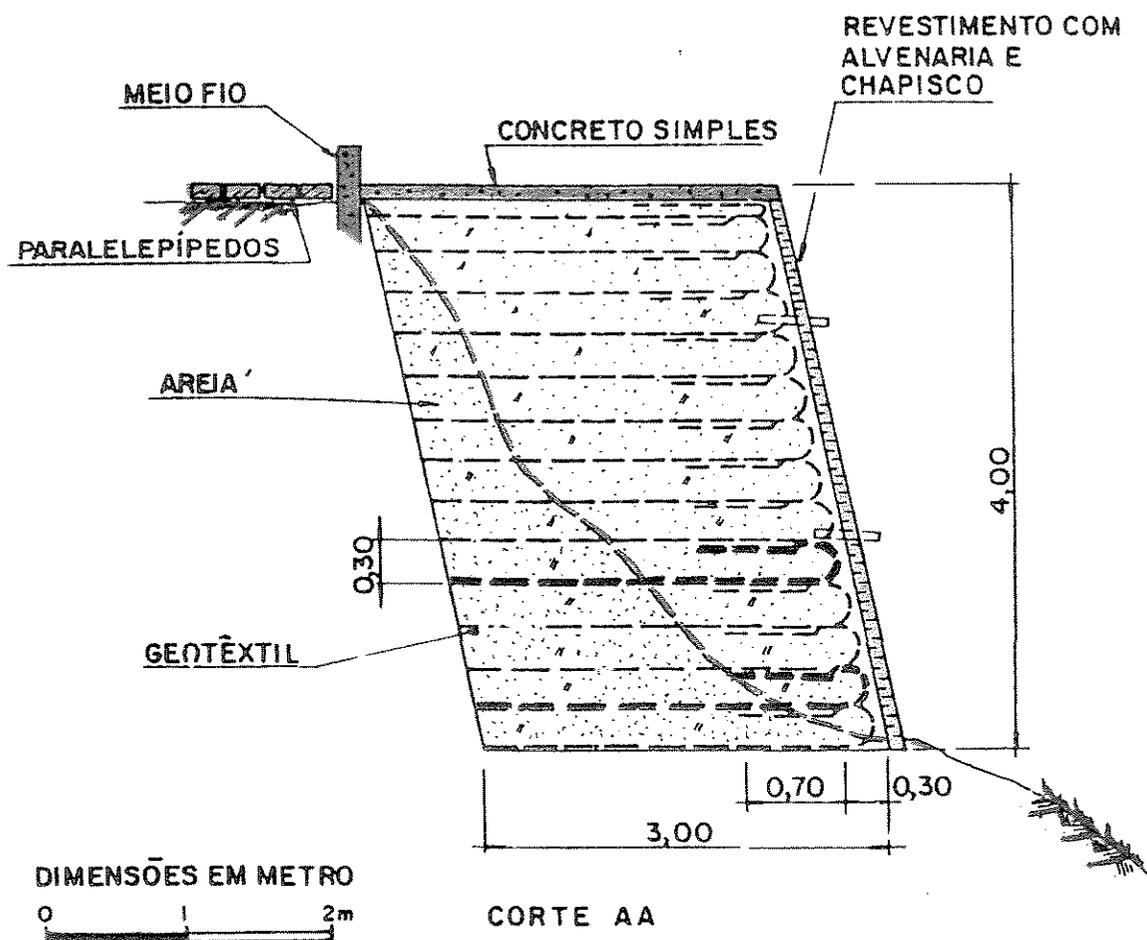


Figura 3.29 - Detalhes Típicos do Projeto
(Fonte: DANZIGER et. al., 1992 apud PINTO & OLIVEIRA, 1995, p. 72)

A execução de cada um dos onze muros levou em média 45 dias, incluindo a execução do revestimento feito em alvenaria e foi feita com ferramentas e compressores manuais. O resultado dos trabalhos foi bastante positivo. Alguns dos muros executados foram instrumentados, o que mostrou a eficiência de seu desempenho e a alternativa pôde ser vista como uma alternativa técnica e econômica para obras de contenção.

4. MATERIAIS E MÉTODOS

A metodologia utilizada nas pesquisas levadas a cabo e que permitiram desenvolver este trabalho consistiu nas seguintes etapas:

4.1. DEFINIÇÃO DO LOCAL PARA RETIRADA DE TODO SOLO QUE FOI UTILIZADO NOS ENSAIOS

O solo utilizado nos ensaios foi retirado do campus da UNICAMP (Campinas, SP), privilegiou um local de fácil acesso e que permitiria a coleta de quantidade suficiente de solo, com características representativas semelhantes para a repetição dos ensaios.

4.2. COLETA E ARMAZENAMENTO DO SOLO A SER UTILIZADO

O solo foi coletado e armazenado em recipientes apropriados, no próprio laboratório.

4.3. EXECUÇÃO DO ENSAIO DE COMPACTAÇÃO DO SOLO

Este ensaio foi realizado com objetivo de se obter a curva de Proctor, com os respectivos valores do peso específico seco máximo e da umidade ótima de compactação Proctor normal.

4.4. MOLDAGEM DE CORPOS DE PROVA PARA POSTERIOR DETERMINAÇÃO DO GRAU DE COMPACTAÇÃO

Esta moldagem foi realizada na umidade ótima e com energia Proctor normal, em cilindro para ensaio CBR. O cilindro utilizado no ensaio de Proctor não permite a posterior moldagem de amostras quadradas de 10 cm de lado, dimensão da caixa do aparelho de cisalhamento direto. Foi verificado o grau de compactação dos corpos de prova moldados nos cilindros para ensaio CBR e os valores encontrados mostraram a viabilidade do uso deste cilindro. Todos os corpos de prova que ficaram expostos ao tempo e os corpos de prova utilizados nos demais ensaios foram moldados com o mesmo grau de compactação.

4.5. MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA QUE PERMANECERAM EXPOSTOS ÀS VARIAÇÕES AMBIENTAIS

Estes corpos de prova foram compactados na energia Proctor normal, enrolados com faixas de geotêxtil e assentados sobre uma manta do mesmo geotêxtil. Todo o conjunto de corpos de prova foi posteriormente coberto por outra manta sobre a qual foi espalhada areia, e todo o conjunto permaneceu exposto ao tempo.

4.6. REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO

Os ensaios de cisalhamento foram realizados no aparelho de cisalhamento direto, com e sem geotêxtil, em condições de umidade de moldagem e em condições de inundação. Todo o procedimento de ensaio seguiu a metodologia descrita por HEAD (1994).

Foram ensaiadas amostras com solo natural, preenchendo ambas as caixas de cisalhamento, em condições de umidade ótima e em condições de saturação. Estes ensaios também foram realizados com inclusão de geotêxtil entre as duas caixas de cisalhamento, preso no equipamento, também em condições de umidade ótima e de saturação.

4.7. REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO UTILIZANDO OS CORPOS DE PROVA QUE PERMANECERAM NO TEMPO

As amostras retiradas dos corpos de prova que permaneceram expostos foram ensaiadas somente em condições de saturação, uma vez que o teor de umidade tem grande influência na resistência do solo parcialmente saturado.

As Figuras 4.1 a 4.15 mostram as várias etapas dos procedimentos seguidos.

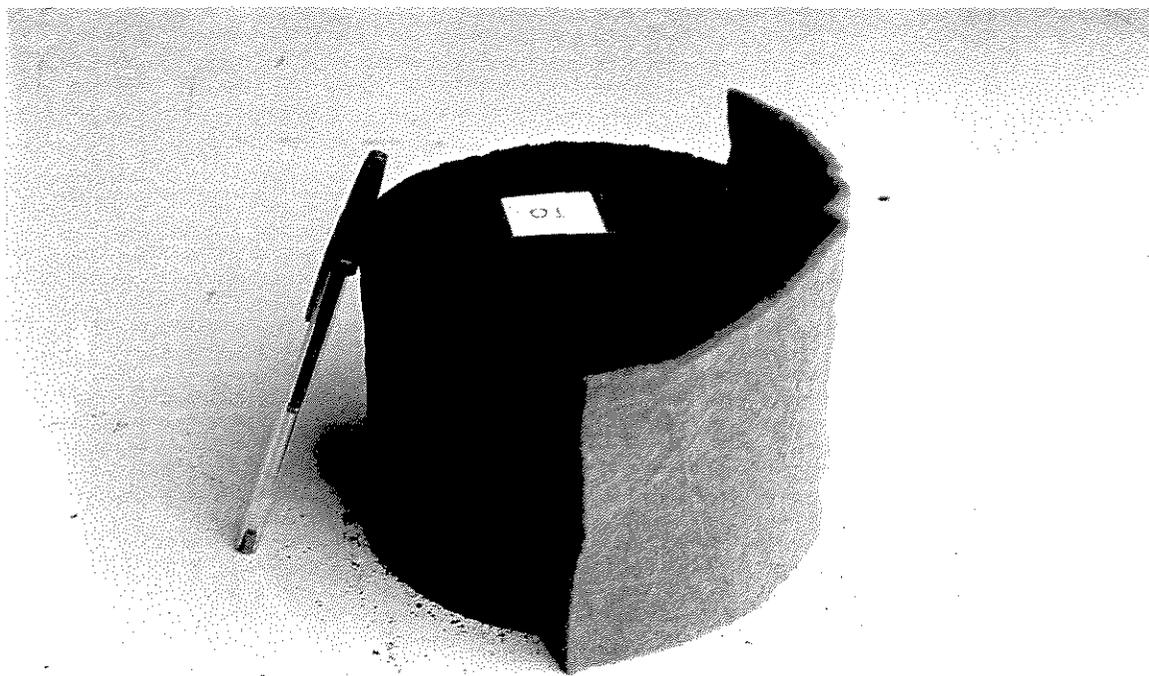


Figura 4.1 - Corpo de prova envolto com a primeira faixa de geotêxtil

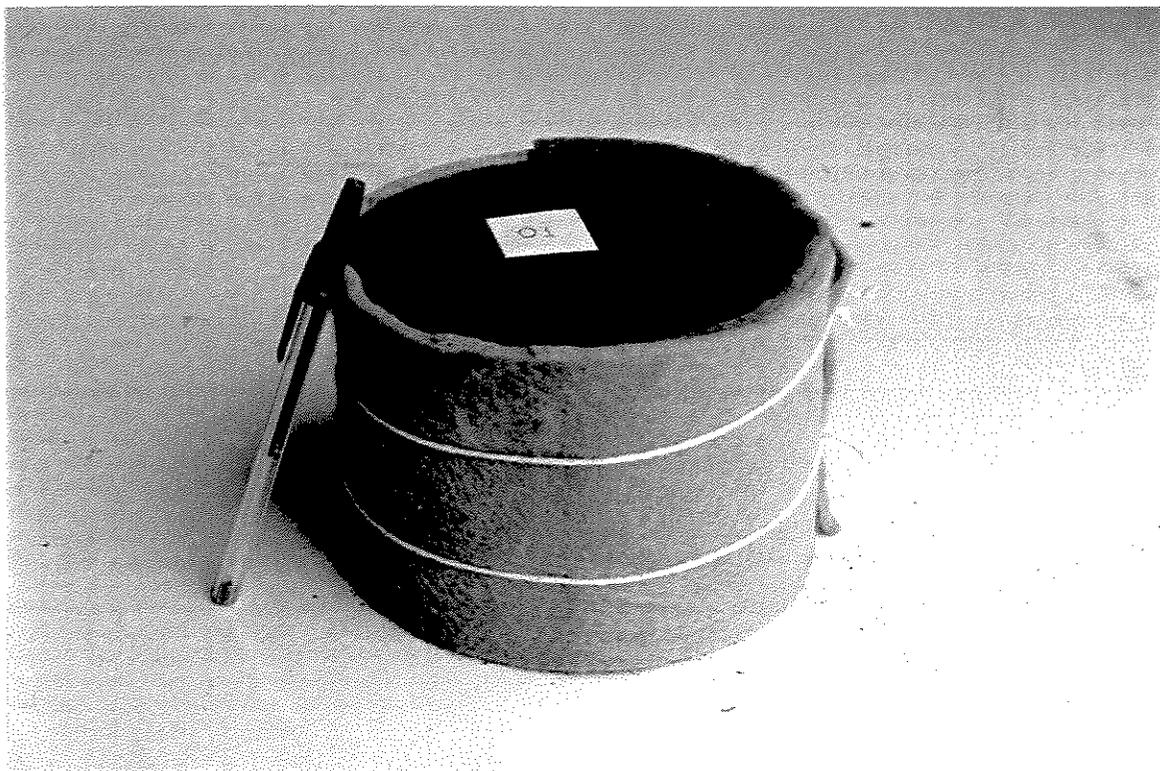


Figura 4.2 - Corpo de prova envolto com a segunda faixa de geotêxtil

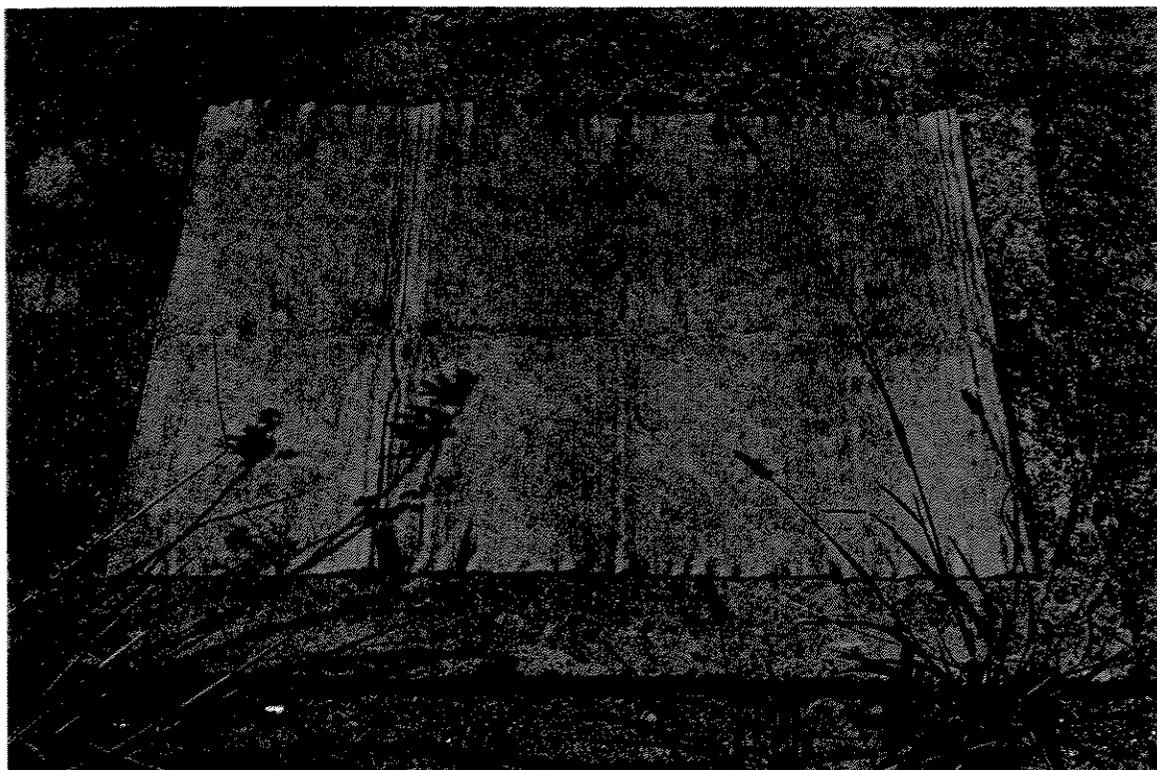


Figura 4.3 - Manta de geotêxtil assentada sobre o solo



Figura 4.4 - Corpos de prova sobre a manta

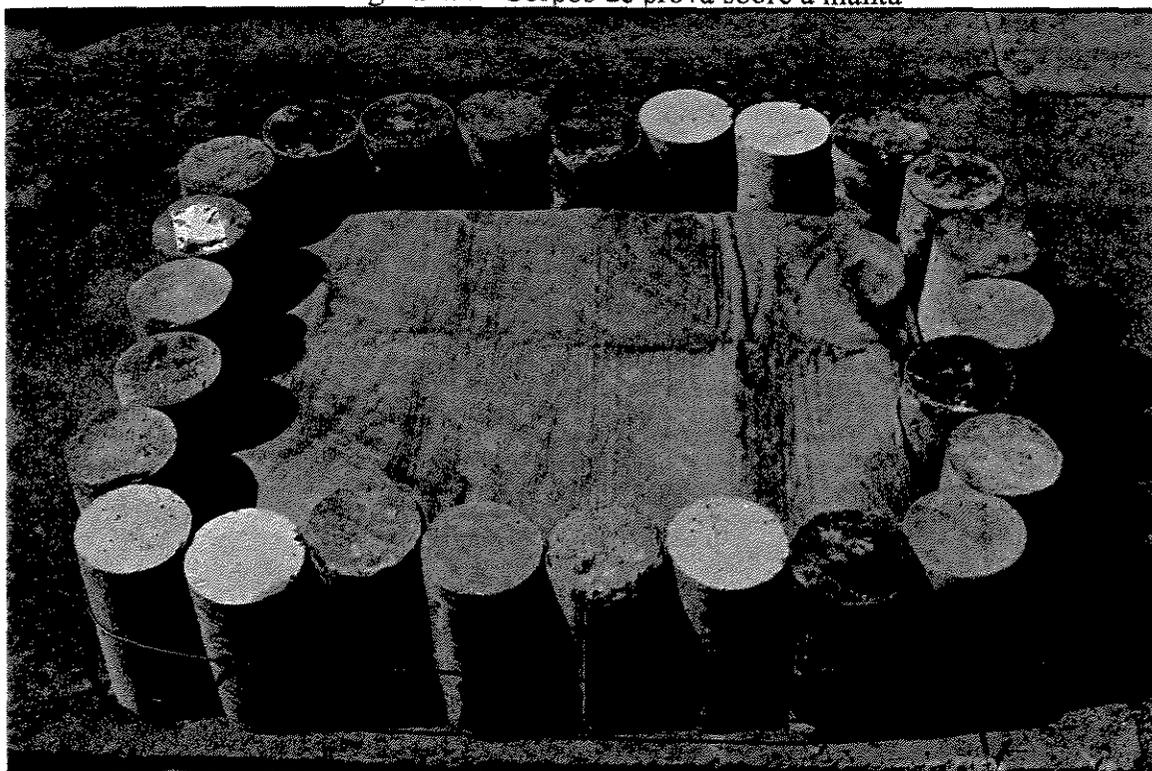


Figura 4.5 - Corpos de prova circundados por corpos de prova de concreto e cobertos pela segunda manta



Figura 4.6 - Conjunto sendo coberto por areia

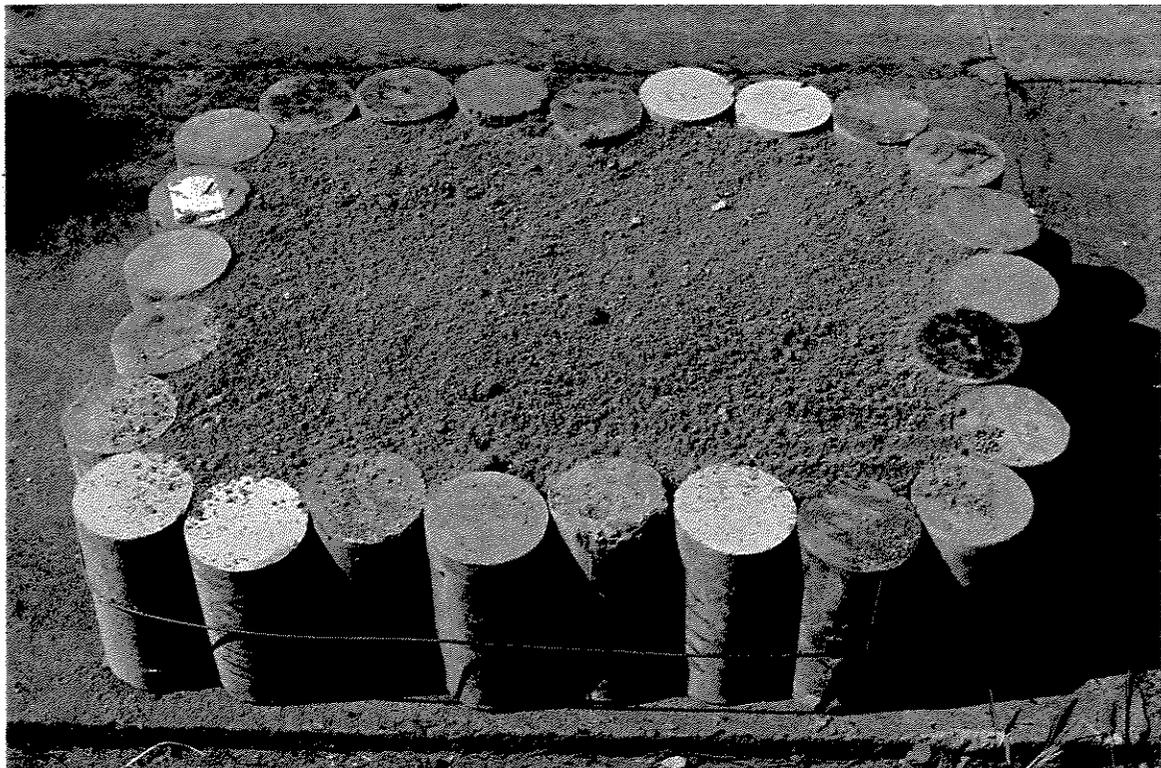


Figura 4.7 - Conjunto totalmente coberto por areia e colocado frente às variações ambientais

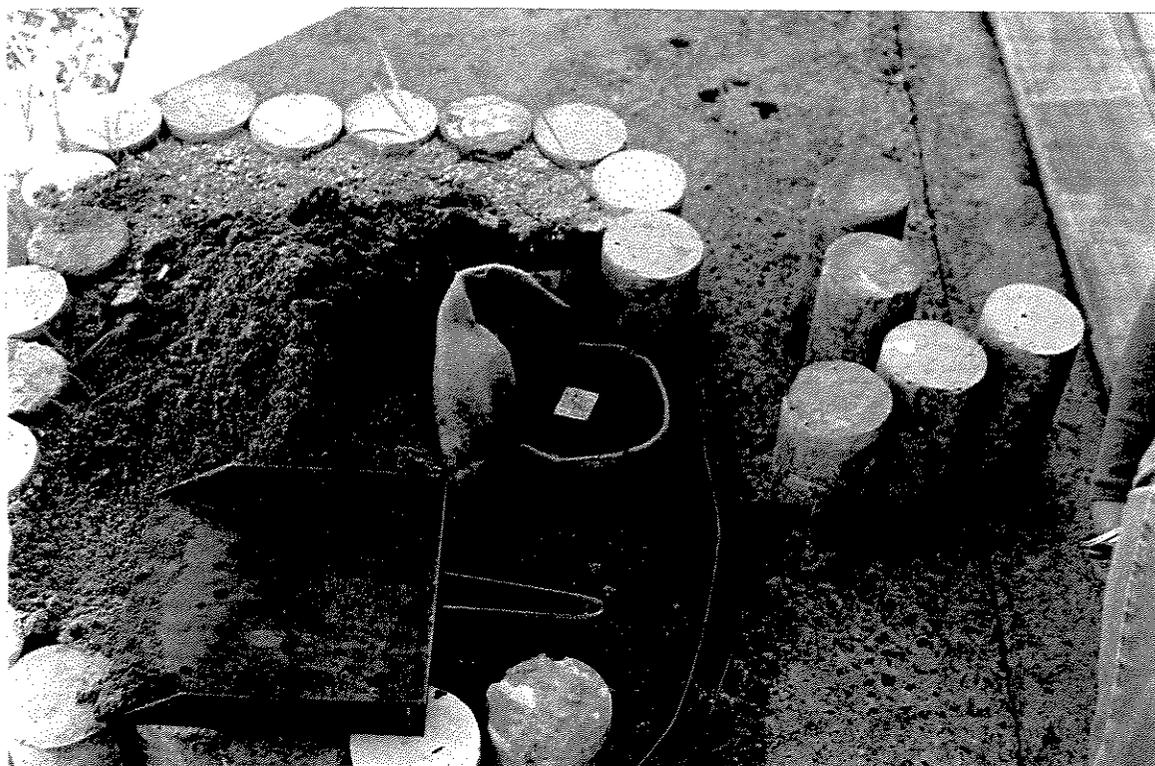


Figura 4.8 - Corpo de prova sendo desenterrado

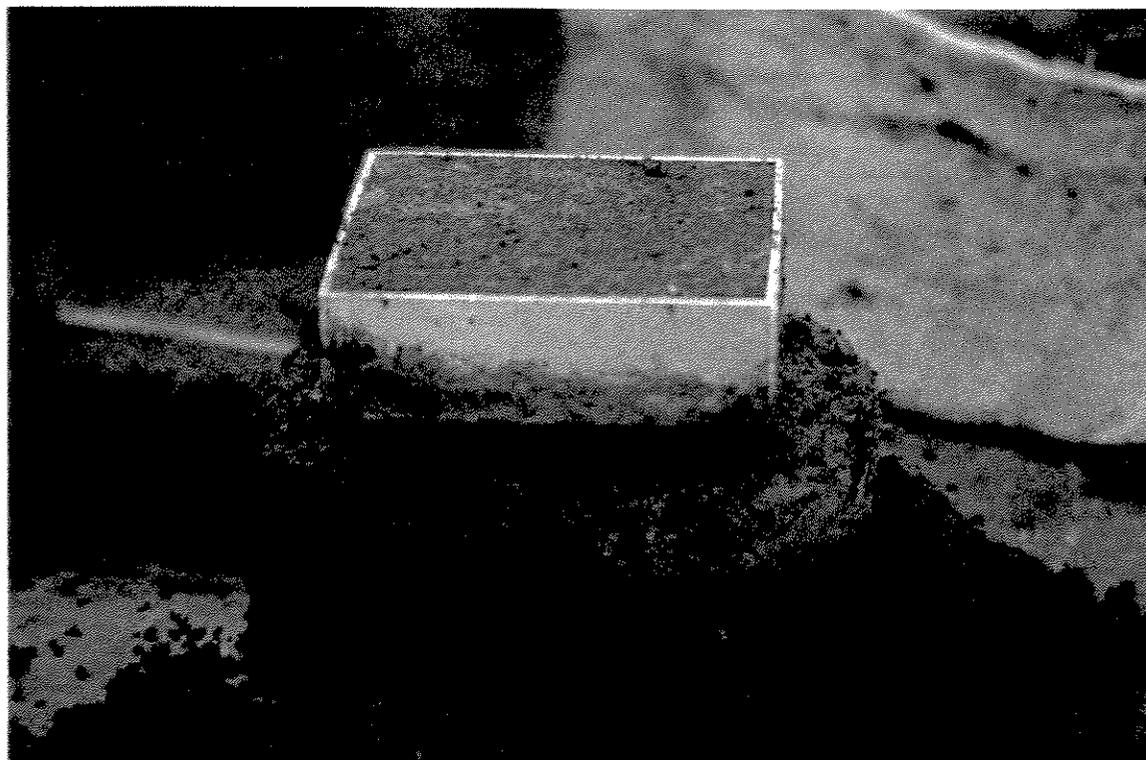


Figura 4.9 - Moldagem do anel

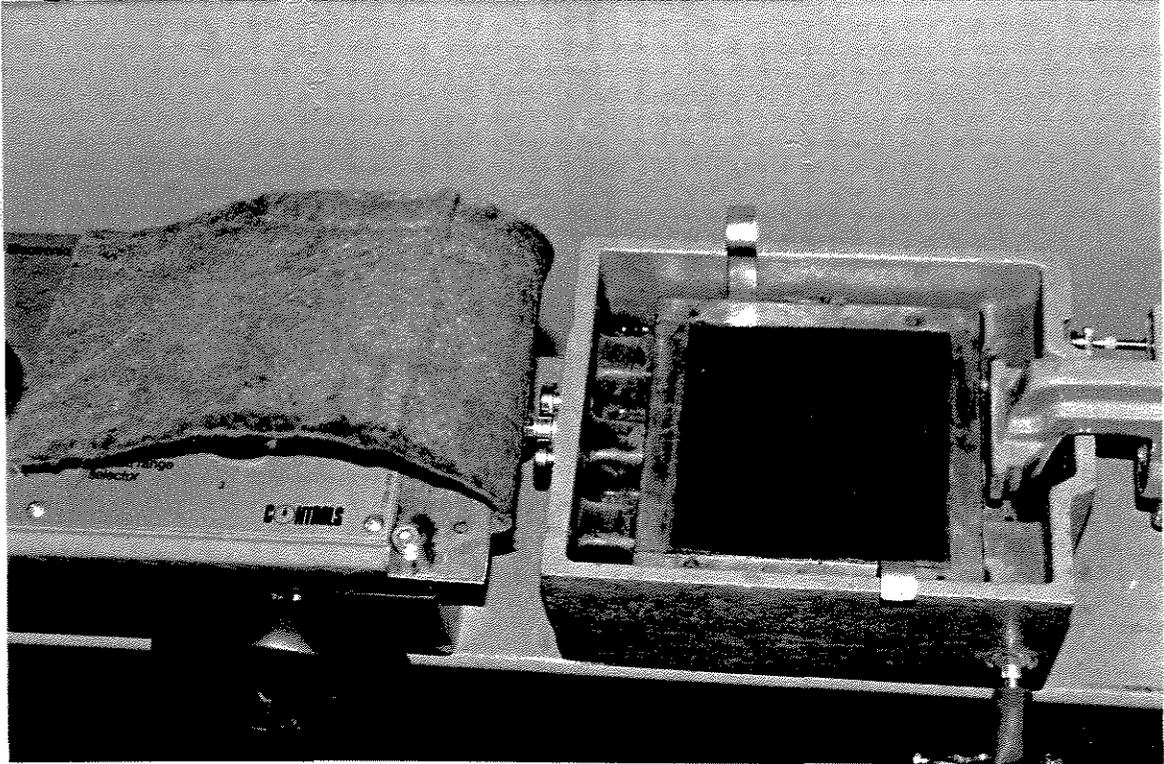


Figura 4.10 - Colocação da primeira metade de solo na caixa

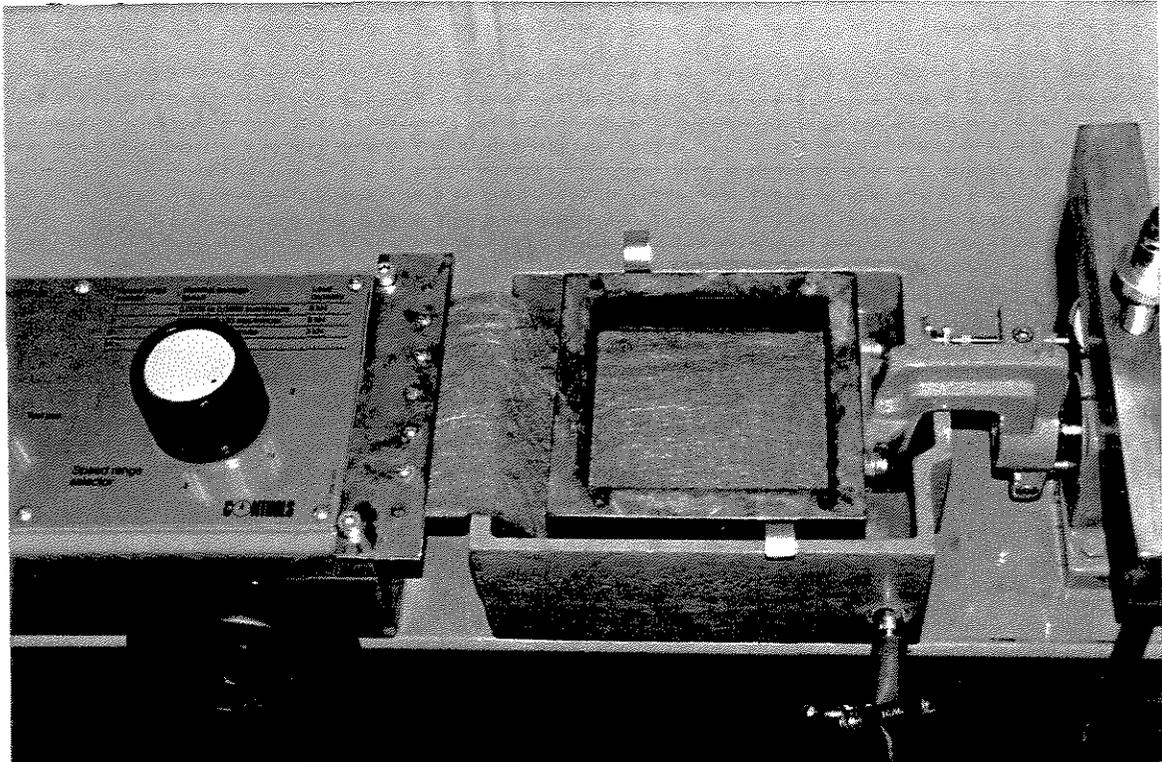


Figura 4.11 - Ancoragem e adaptação do geotêxtil

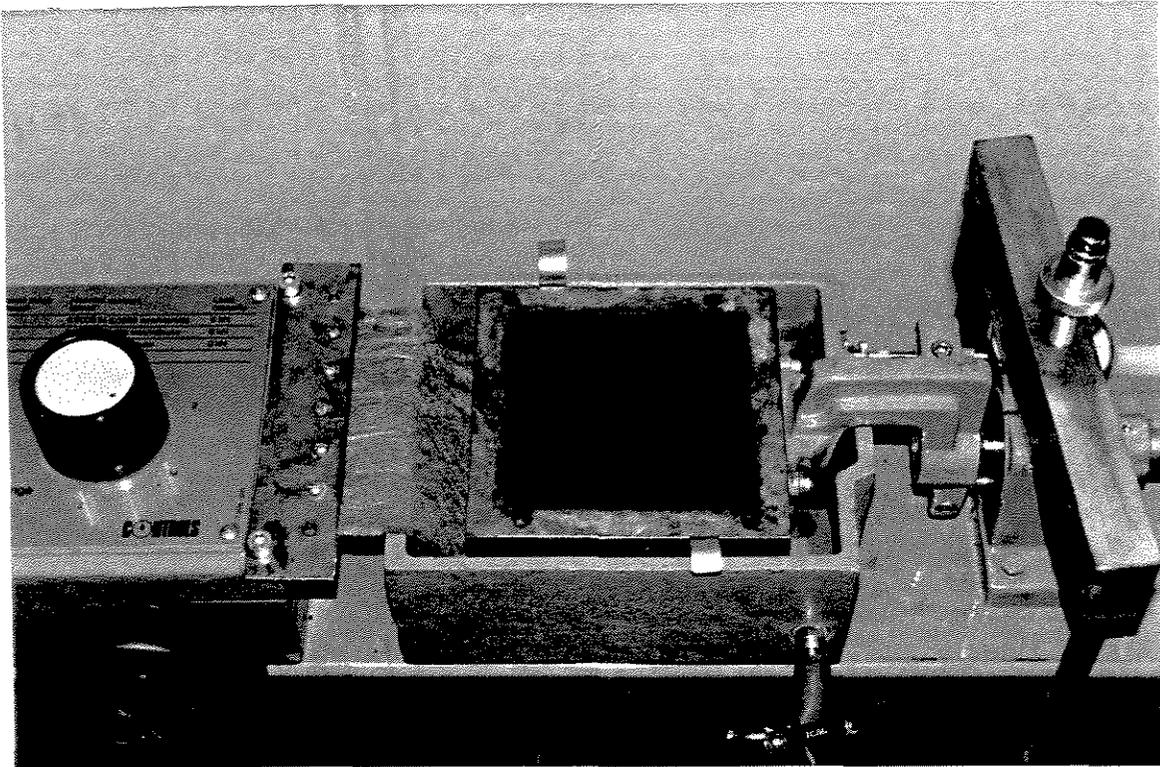


Figura 4.12 - Colocação da segunda metade de solo na caixa

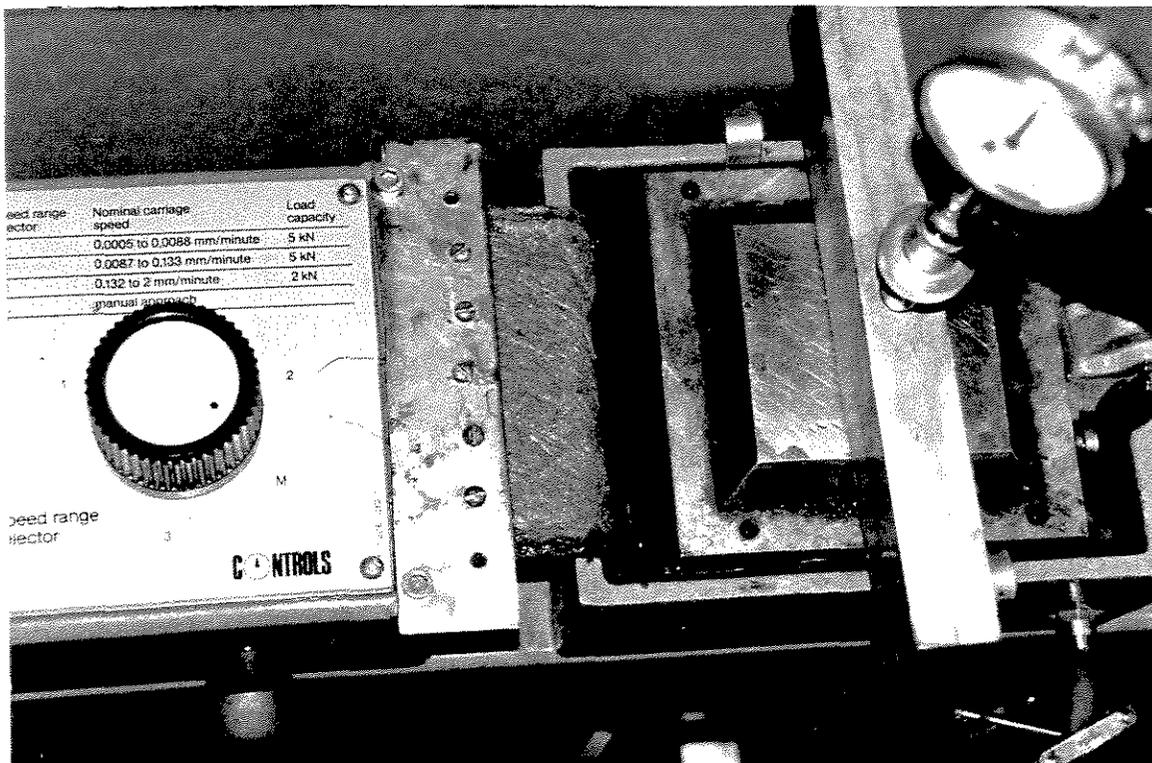


Figura 4.13 - Colocação dos demais equipamentos constituintes

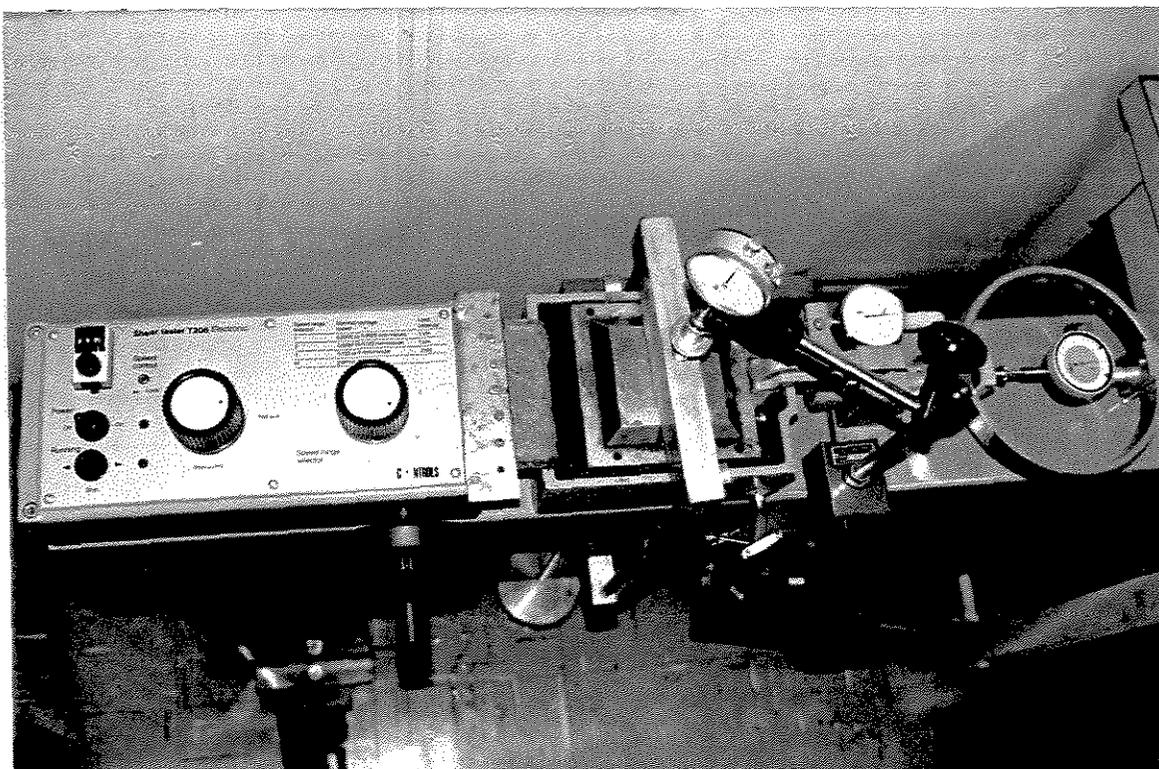


Figura 4.14 - Vista do aparelho de cisalhamento

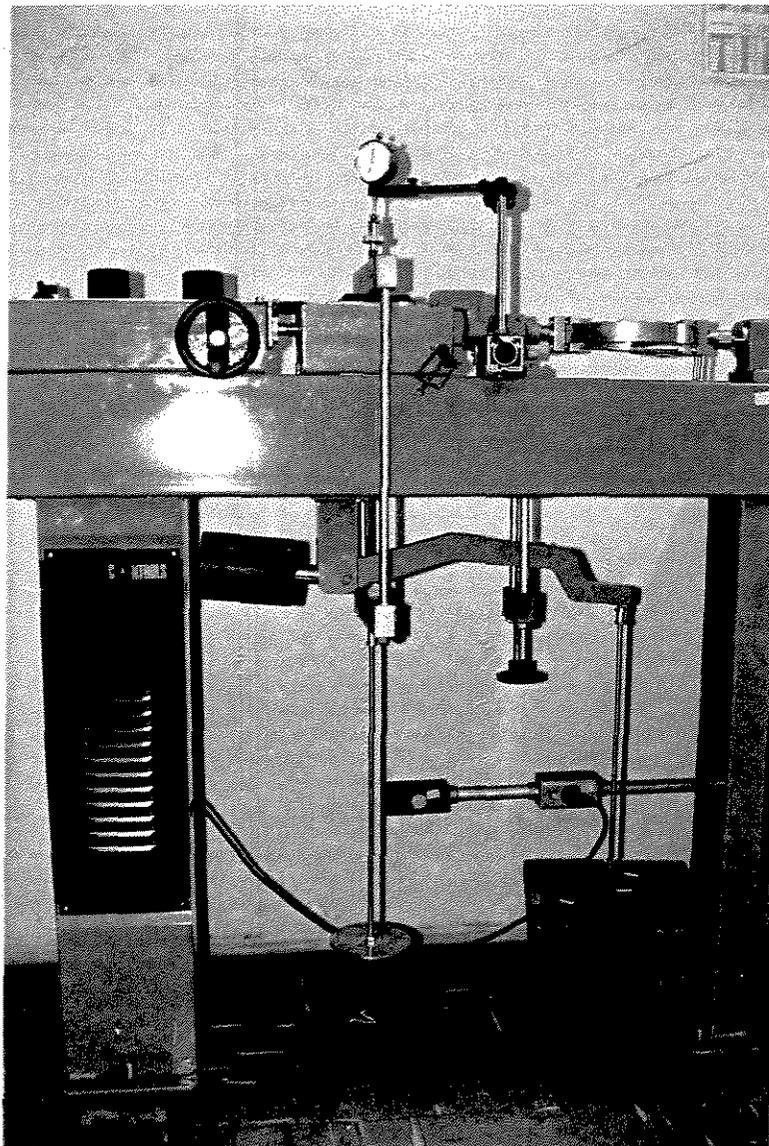


Figura 4.15 - Aparelho de cisalhamento direto pronto para a realização do ensaio

4.8. ANÁLISE DA VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA

A variação de resistência das amostras que foram ensaiadas com e sem o geotêxtil, em condições de umidade de moldagem e em condições de saturação pode ser analisada através dos gráficos que se encontram no Capítulo 5.

A análise da variação da resistência em todos os casos foi feita comparando-se os valores de ângulo de atrito do solo (ϕ) e ângulo de atrito da interface solo-geotêxtil (δ); coesão (c) e adesão (a). Também foram analisados os valores dos parâmetros de aderência (λ e f) propostos por TUPA e PALMEIRA (1995).

5. RESULTADOS

Através da Curva de Proctor foram obtidos os valores da massa específica aparente seca máxima ($\gamma_d \text{ máx}$) e da umidade ótima ($w_{\text{ótima}}$) (fig. 5.1).

$$\gamma_d \text{ máx} = 1,64 \text{ g/cm}^3$$

$$w_{\text{ótima}} = 23,5\%$$

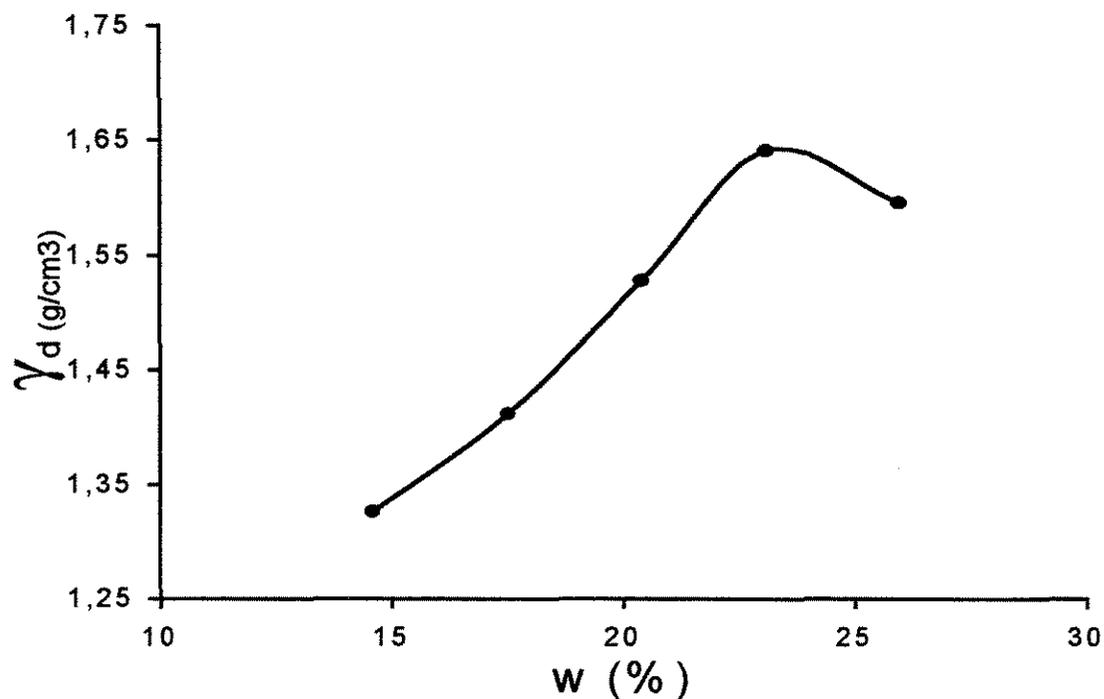


Figura 5.1 - Curva de Ensaio de Compactação Proctor Normal

Foram moldados dois corpos de prova no cilindro para Ensaio CBR. Foi feita a verificação do Grau de Compactação. Foram obtidos os seguintes resultados:

◆ Ensaio 1

✓ Cilindro 08

✓ tara = 4300 g

✓ volume = 2099,6 cm³

✓ umidade do solo = 3%

✓ umidade final = 23,80%

Solo úmido (g)	solo seco (g)	água no solo (ml)	necessária (ml)	juntar (ml)
5000	4854	146	1141	994,7

Peso bruto úmido (g)	peso úmido (g)	massa específica aparente úmida (g/cm ³)	massa específica aparente seca (g/cm ³)
8360	4060	1,934	1,561

$$G = 1,561 / 1,640 = 95,2\%. \text{ (Grau de Compactação)}$$

◆ Ensaio 2

✓ Cilindro 08

✓ tara = 4300 g

✓ volume = 2099,6 cm³

✓ umidade do solo = 4,85%

✓ umidade final = 23,74%

Solo úmido (g)	solo seco (g)	água no solo (ml)	necessária (ml)	juntar (ml)
5000	4768	232	1120,5	888,5

Peso bruto úmido (g)	peso úmido (g)	massa específica aparente úmida (g/cm ³)	massa específica aparente seca (g/cm ³)
8360	4060	1,934	1,563

$$G = 1,563 / 1,640 = 95,3\%. \text{ (Grau de Compactação)}$$

Durante a moldagem dos primeiros doze corpos de prova que permaneceram expostos às variações ambientais, foram coletados os seguintes dados:

C.P. n°	peso úmido (g)	peso seco (g)	γ_a (g/cm ³)	Grau de Compactação (%)	w (%)
01	4100	3320	1,582	96,5	23,49
02	4080	3303	1,574	96,0	23,51
03	4140	3348	1,595	97,3	23,65
04	4080	3302	1,574	95,9	23,54
05	4100	3320	1,582	96,5	23,50
06	4140	3352	1,597	97,4	23,50
07	4040	3271	1,558	95,0	23,52
08	4120	3333	1,588	96,8	23,60
09	4140	3352	1,597	97,4	23,50
10	4140	3352	1,597	97,4	23,50
11	4140	3352	1,597	97,4	23,50
12	4180	3375	1,608	98,0	23,85

Posteriormente foram realizados ensaios de caracterização do solo.

- ◆ Ensaio para Determinação dos Limites de Atterberg, que resultou no seguinte:

Limite de Liquidez	47 %
Limite de Plasticidade	32 %
Índice de Plasticidade	15 %

- ◆ Ensaio para determinação da massa específica dos grãos, cujo valor obtido foi:

$$\gamma_s \text{ médio} = 28,2 \text{ kN/m}^3$$

◆ Ensaios de peneiramento e sedimentação do solo, que resultaram em:

- ✓ Areia: 20%
- ✓ Silte: 35%
- ✓ Argila: 45%

Segundo a Classificação Internacional (ASTM): Solo do tipo CL

Segundo a Classificação HBR: Solo do tipo A7-6.

Foram realizados os seguintes ensaios no aparelho de cisalhamento direto, utilizando corpos de prova moldado na umidade ótima e na energia Proctor normal:

- ✓ sem colocação de geotêxtil entre as camadas de solo, sem saturação, com carregamentos variando entre 50 e 300 kPa.
- ✓ sem colocação de geotêxtil entre as camadas de solo, com saturação, com carregamentos variando entre 50 e 300 kPa.
- ✓ com colocação de geotêxtil entre as camadas de solo, sem saturação, com carregamentos variando entre 50 e 250 kPa.
- ✓ com colocação de geotêxtil entre as camadas de solo, com saturação, com carregamentos variando entre 50 e 250 kPa.
- ✓ com amostras que ficaram expostas frente às variações ambientais durante três meses, com colocação de geotêxtil entre as camadas de solo, com saturação, com carregamentos variando entre 50 e 250 kPa.
- ✓ com amostras que ficaram expostas frente às variações ambientais durante sete meses, com colocação de geotêxtil entre as camadas de solo, com saturação, com carregamentos variando entre 50 e 200 kPa.
- ✓ com amostras que ficaram expostas frente às variações ambientais durante catorze meses, com colocação de geotêxtil entre as camadas de solo, com saturação, com carregamentos variando entre 50 e 250 kPa.

A Figura 5.2 mostra a envoltória de resistência do solo compactado na umidade ótima, sem inclusão de geotêxtil entre as camadas e ensaiado sem saturação. Desta envoltória foram obtidos os seguintes valores:

- ✓ Ângulo de atrito (ϕ) = $27,3^\circ$
- ✓ Coesão (c) = 80 kPa
- ✓ Coeficiente de Correlação (R^2) = 0,9267

Onde τ) tensão cisalhante no plano de cisalhamento, na ruptura e σ) tensão normal ao plano de cisalhamento, na ruptura.

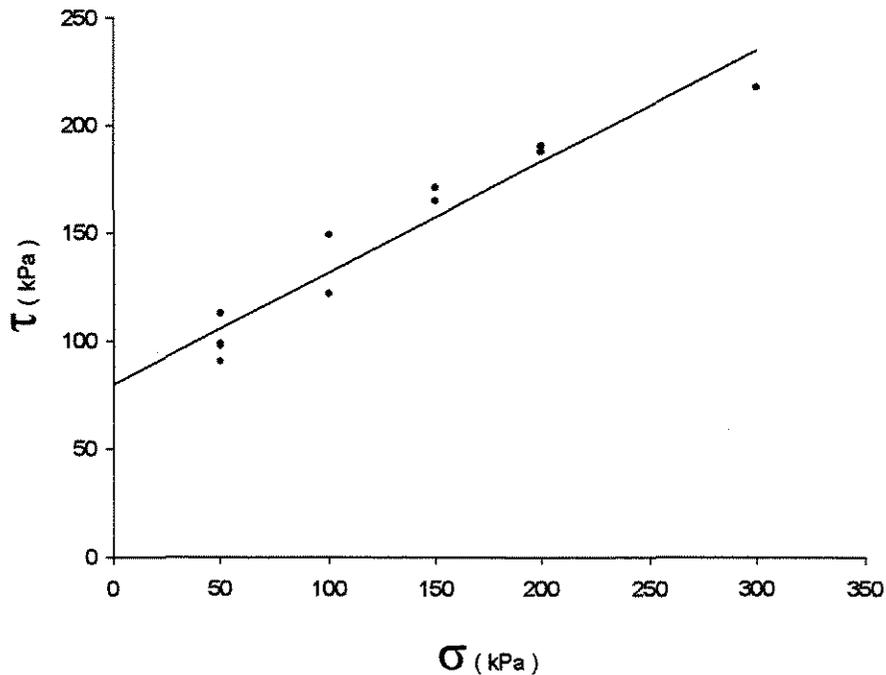


Figura 5.2 - Envoltória de resistência do solo, sem inclusão do geotêxtil e sem saturação.

As Figuras 5.3 e 5.4 apresentam as curvas deformação horizontal x tensão cisalhante e deformação horizontal x deformação vertical da referida amostra de solo, sem inclusão de geotêxtil e sem saturação.

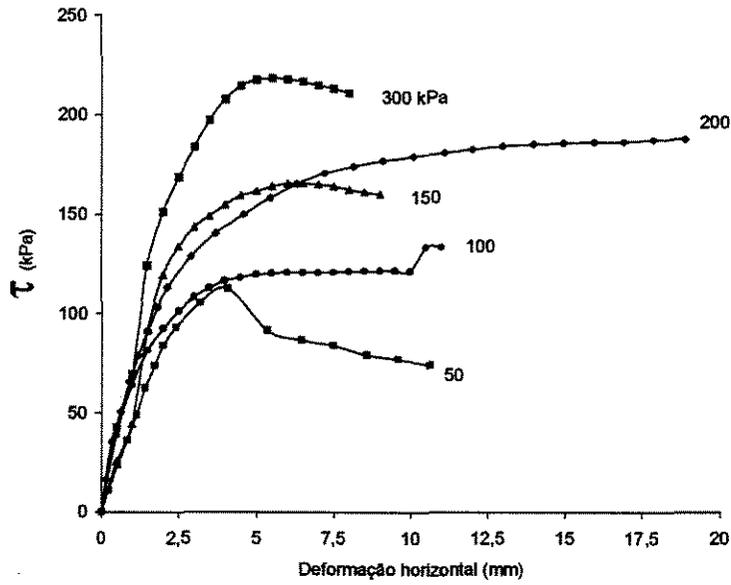


Figura 5.3 - Curvas deformação horizontal x tensão cisalhante do solo sem inclusão de geotêxtil e sem saturação.

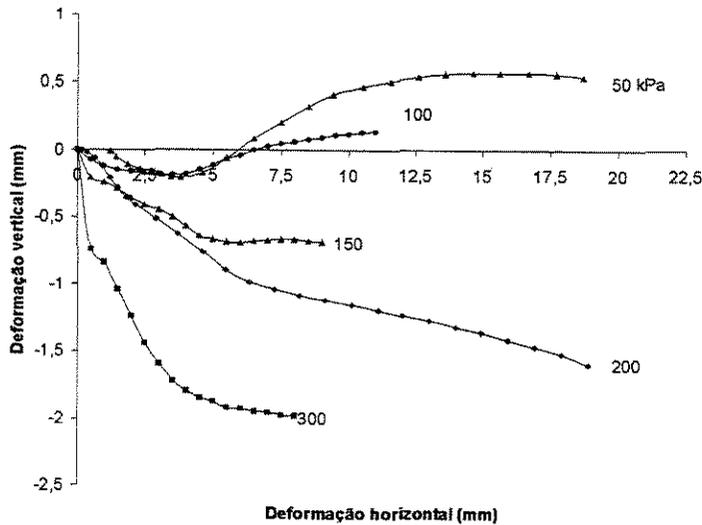


Figura 5.4 - Curvas deformação horizontal x deformação vertical do solo sem inclusão de geotêxtil e sem saturação.

A Figura 5.5 mostra a envoltória de resistência do solo compactado, com geotêxtil na interface e sem saturação. Desta envoltória foram obtidos os seguintes valores:

- ✓ Ângulo de atrito (δ) = 28,4°
- ✓ Adesão (a) = 21 kPa
- ✓ Coeficiente de Correlação (R^2) = 0,9483
- ✓ Coeficientes de Aderência (λ) = 0,26 (f) = 1,05

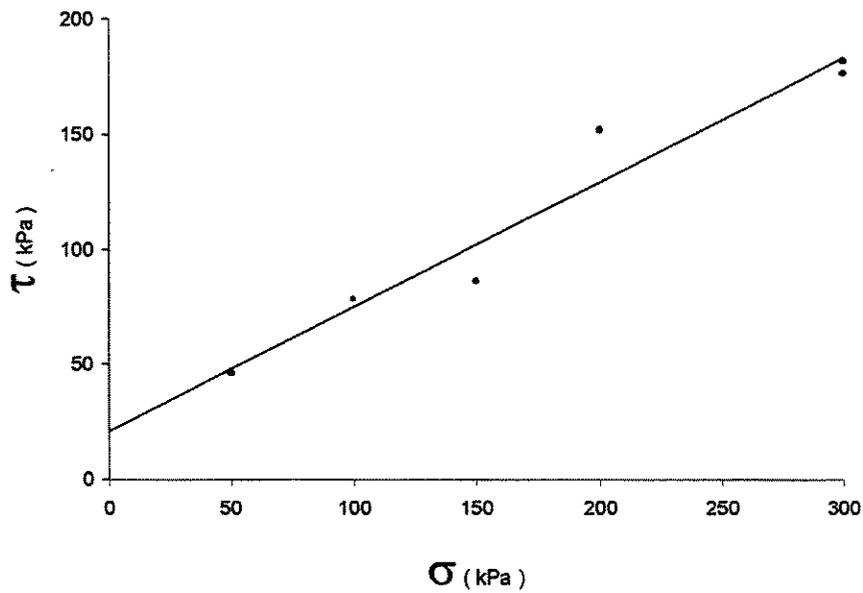


Figura 5.5 - Envoltória de resistência do solo, com geotêxtil na interface e sem saturação

As Figuras 5.6 e 5.7 apresentam as curvas deformação horizontal x tensão cisalhante e deformação horizontal x deformação vertical da referida amostra de solo, com geotêxtil na interface e sem saturação.

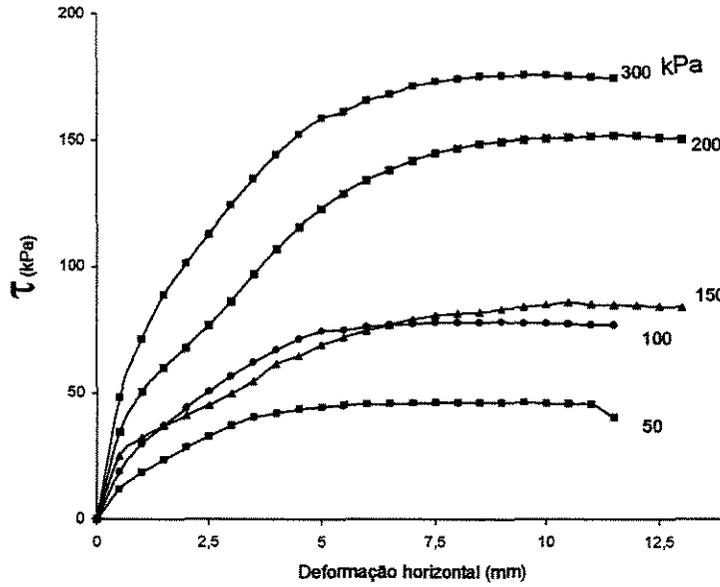


Figura 5.6 – Curvas deformação horizontal x tensão cisalhante do solo com geotêxtil na interface e sem saturação.

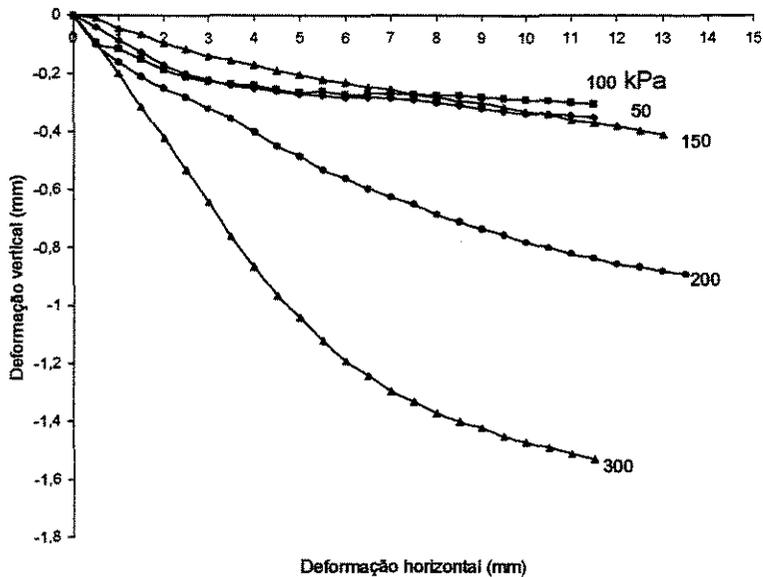


Figura 5.7 – Curvas deformação horizontal x deformação vertical do solo com geotêxtil na interface e sem saturação.

A Figura 5.8 mostra a envoltória de resistência do solo compactado, sem geotêxtil na interface e em condições de saturação. Desta envoltória foram obtidos os seguintes valores:

- ✓ Ângulo de atrito (ϕ) = $26,1^\circ$
- ✓ Coesão (c) = 35,8 kPa
- ✓ Coeficiente de Correlação (R^2) = 0,9694

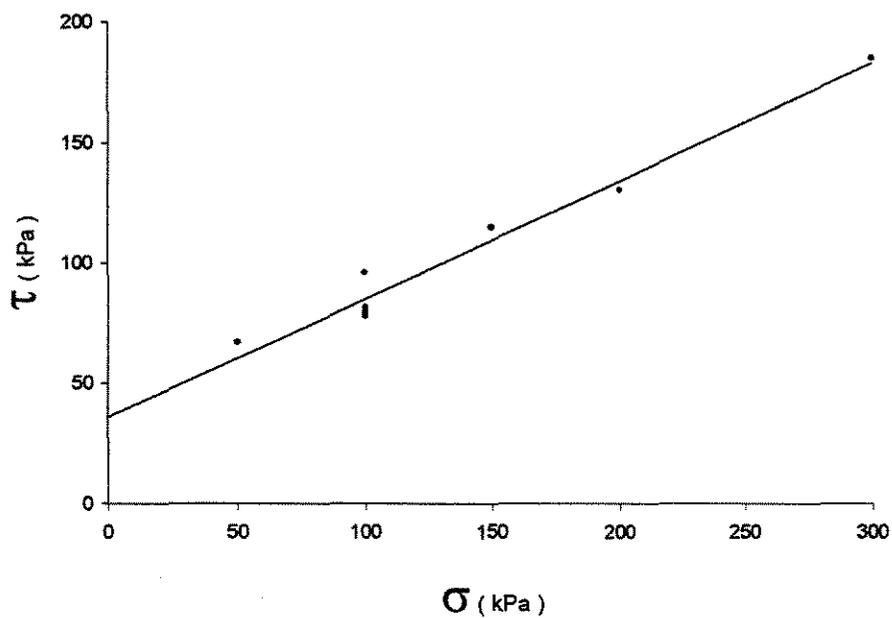


Figura 5.8 - Envoltória de resistência do solo, sem inclusão de geotêxtil entre as camadas e em condições de saturação.

As Figuras 5.9 e 5.10 apresentam as curvas deformação horizontal x tensão cisalhante e deformação horizontal x deformação vertical da referida amostra de solo, sem inclusão de geotêxtil na interface e em condições de saturação.

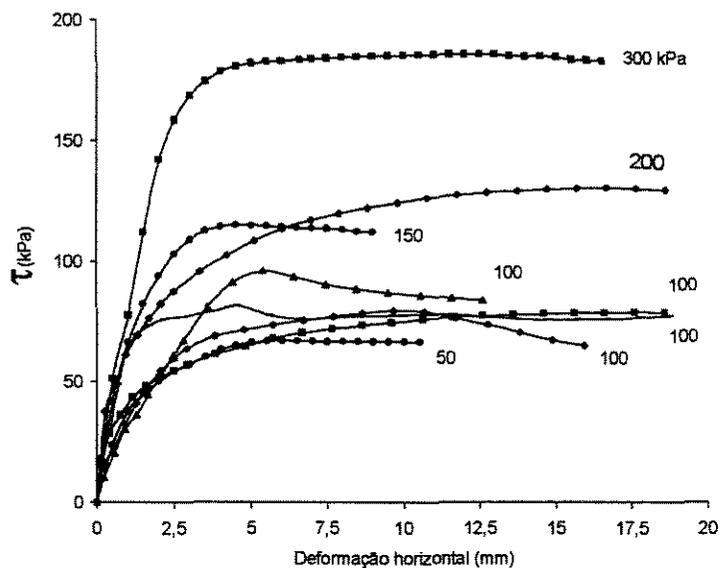


Figura 5.9 - Curvas deformação horizontal x tensão cisalhante do solo, sem inclusão de geotêxtil entre as camadas e em condições de saturação.

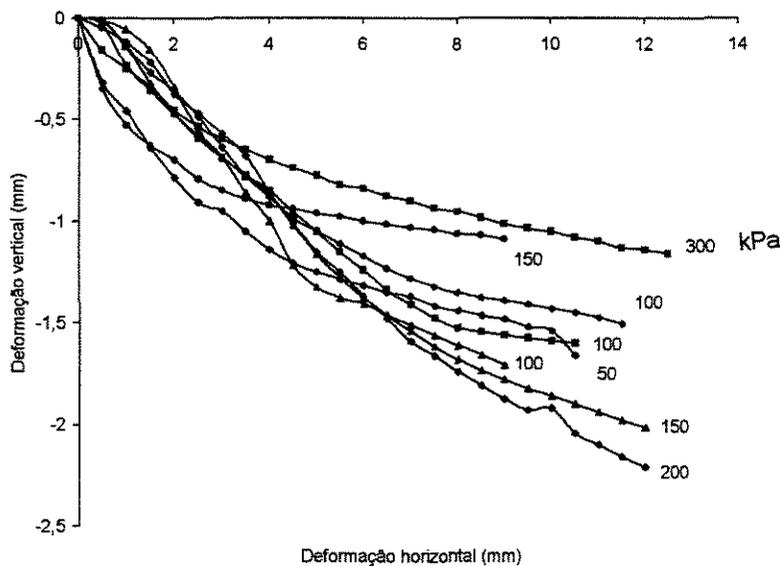


Figura 5.10 - Curvas deformação horizontal x deformação vertical do solo, sem inclusão de geotêxtil entre as camadas e em condições de saturação.

A Figura 5.11 mostra a envoltória de resistência do solo compactado, com geotêxtil na interface e em condições de saturação. Desta envoltória foram obtidos os seguintes valores:

- ✓ Ângulo de atrito (δ) = 24,4°
- ✓ Adesão (a) = 7,6 kPa
- ✓ Coeficiente de Correlação (R^2) = 0,9233
- ✓ Coeficientes de Aderência (λ) = 0,21 (f) = 0,93

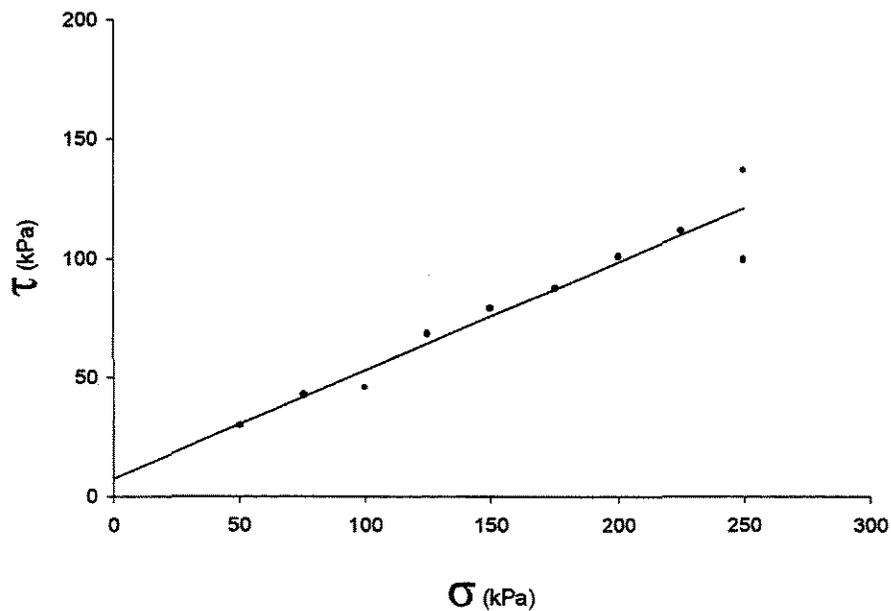


Figura 5.11 - Envoltória de resistência do solo, com geotêxtil na interface e em condições de saturação

As Figura 5.12 e 5.13 apresentam as curvas deformação horizontal x tensão cisalhante e deformação horizontal x deformação vertical da referida amostra de solo, com geotêxtil na interface e em condições de saturação.

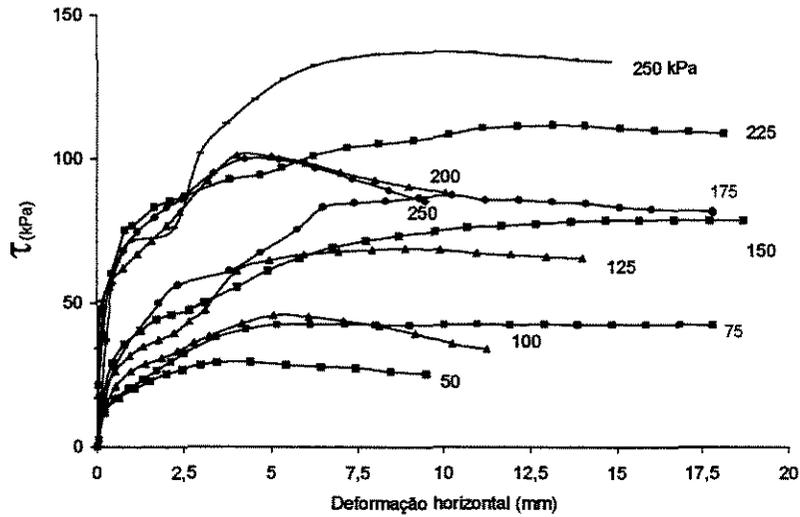


Figura 5.12 - Curva deformação horizontal x tensão cisalhante do solo, com geotêxtil na interface e em condições de saturação.

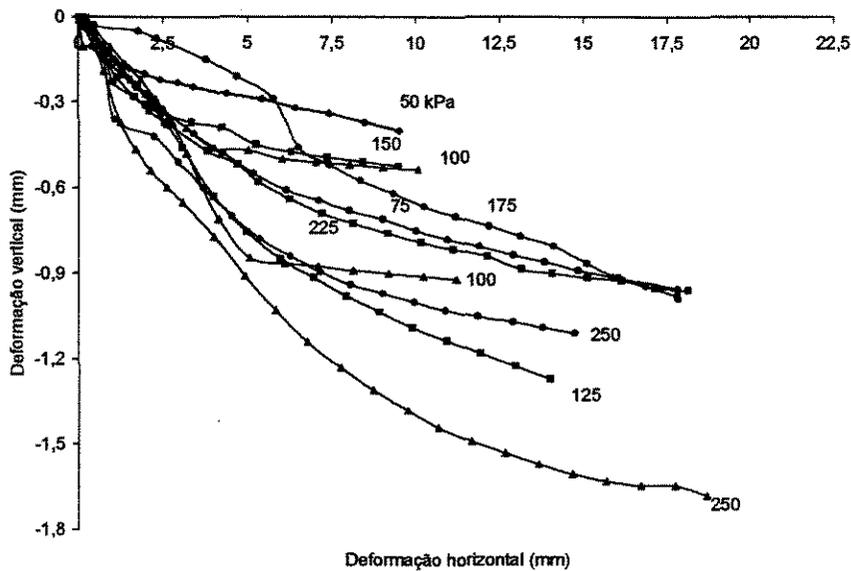


Figura 5.13 - Curva deformação horizontal x deformação vertical do solo, com geotêxtil na interface e em condições de saturação.

A Figura 5.14 mostra a envoltória de resistência do solo compactado, que ficou exposto ao tempo por um período de 03 meses, com geotêxtil na interface e em condições de saturação. Desta envoltória foram obtidos os seguintes valores:

- ✓ Ângulo de atrito (δ) = $27,6^\circ$
- ✓ Adesão (a) = 5,2 kPa
- ✓ Coeficiente de Correlação (R^2) = 0,9952
- ✓ Coeficientes de Aderência (λ) = 0,15 (f) = 1,07

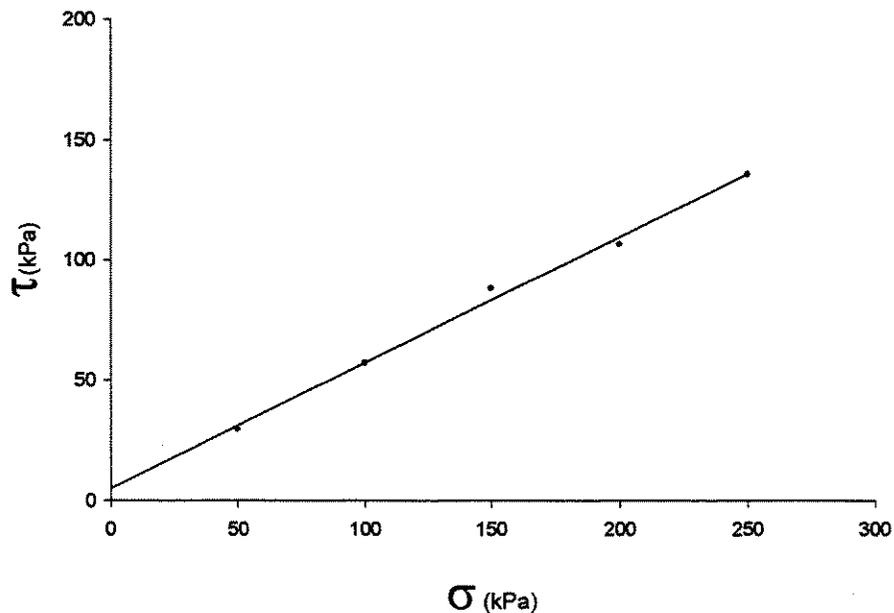


Figura 5.14 - Envoltória de resistência do solo exposto ao tempo por 03 meses, com geotêxtil na interface e em condições de saturação

As Figuras 5.15 e 5.16 apresentam as curvas deformação horizontal x tensão cisalhante e deformação horizontal x deformação vertical da referida amostra de solo, exposto ao tempo por 03 meses.

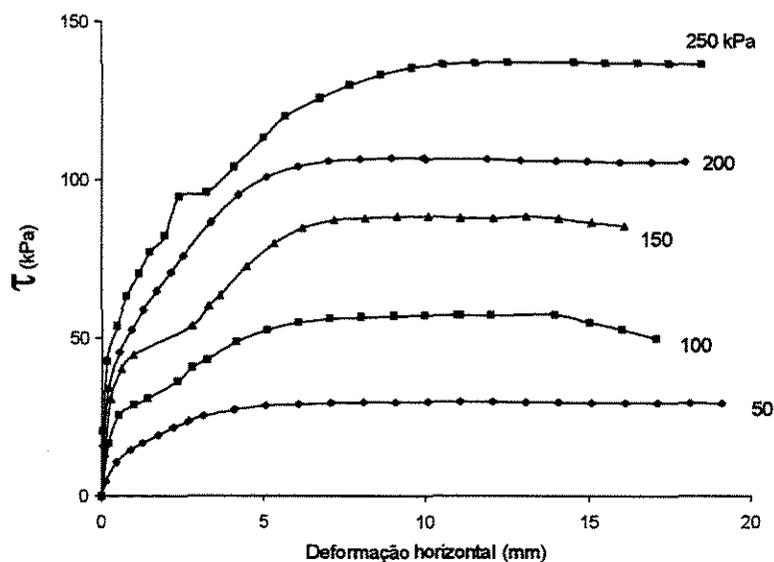


Figura 5.15 - Curva deformação horizontal x tensão do solo exposto ao tempo por 03 meses, com geotêxtil na interface e em condições de saturação

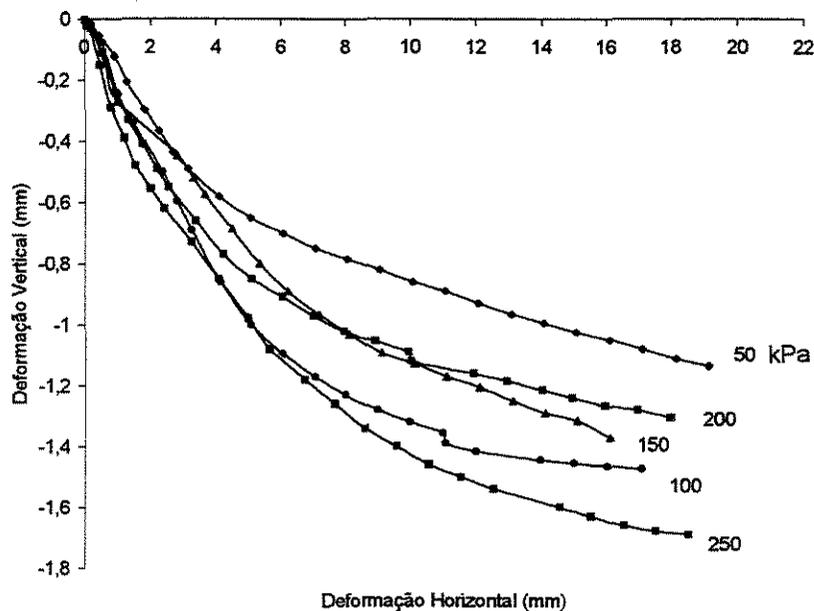


Figura 5.16 - Curva deformação horizontal x deformação vertical do solo exposto ao tempo por 03 meses, com geotêxtil na interface e em condições de saturação

A Figura 5.17 mostra a envoltória de resistência do solo compactado, que ficou exposto ao tempo por um período de 07 meses, com geotêxtil na interface e em condições de saturação. Desta envoltória foram obtidos os seguintes valores:

- ✓ Ângulo de atrito (δ) = $27,7^\circ$
- ✓ Adesão (a) = 4,6 kPa
- ✓ Coeficiente de Correlação (R^2) = 0,9471
- ✓ Coeficientes de Aderência (λ) = 0,13 (f) = 1,07

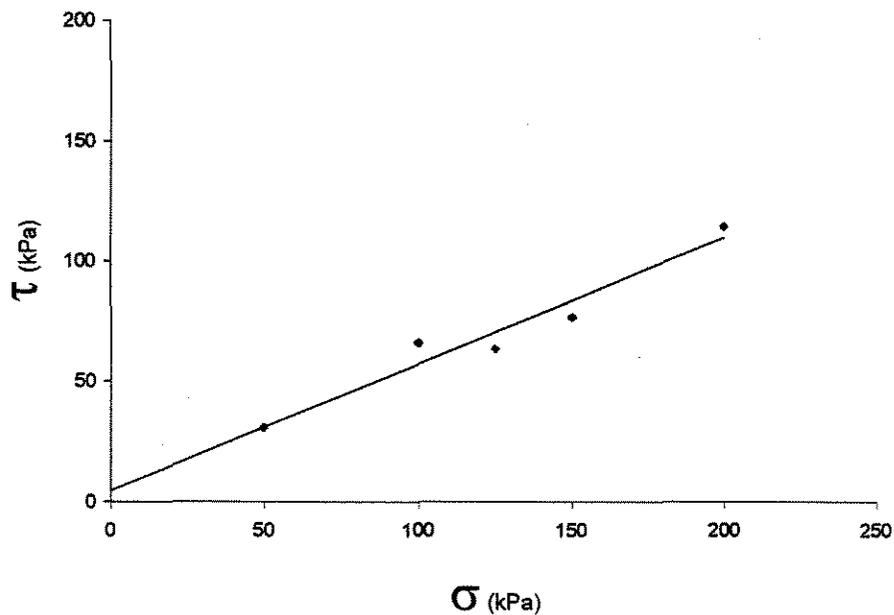


Figura 5.17 - Envoltória de resistência do solo exposto ao tempo por 07 meses, com geotêxtil na interface e em condições de saturação

As Figuras 5.18 e 5.19 apresentam as curvas deformação horizontal x tensão cisalhante e deformação horizontal x deformação vertical da referida amostra de solo, exposto ao tempo por 07 meses.

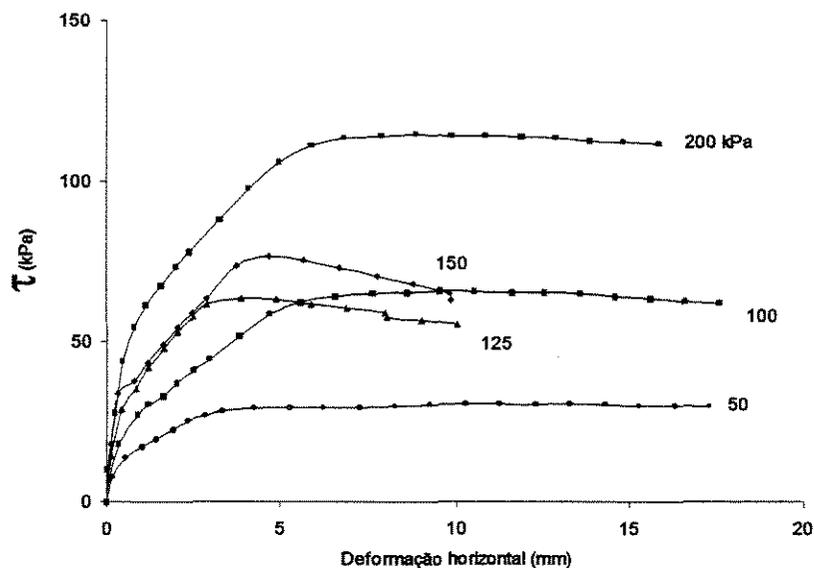


Figura 5.18 - Curva deformação horizontal x tensão do solo exposto ao tempo por 07 meses, com geotêxtil na interface e em condições de saturação

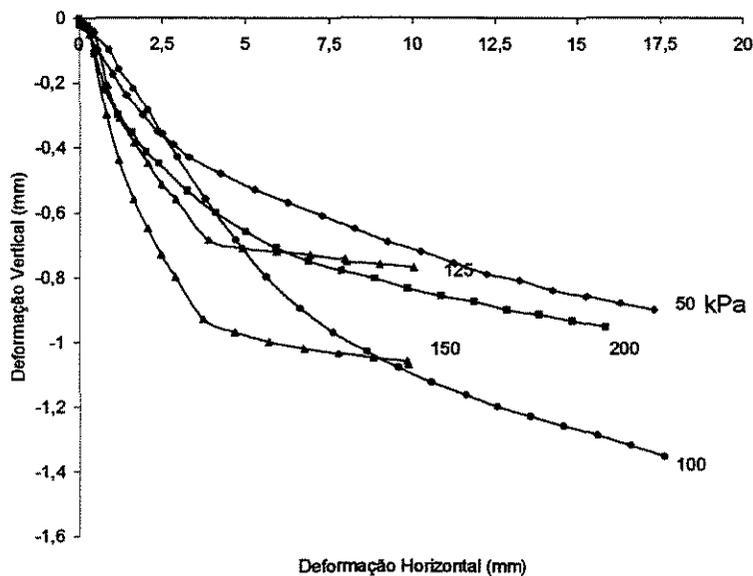


Figura 5.19 - Curva deformação horizontal x deformação vertical do solo exposto ao tempo por 07 meses, com geotêxtil na interface e em condições de saturação

A Figura 5.20 mostra a envoltória de resistência do solo compactado, que ficou exposto ao tempo por um período de 14 meses, com geotêxtil na interface e em condições de saturação. Desta envoltória foram obtidos os seguintes valores:

- ✓ Ângulo de atrito (δ) = $27,7^\circ$
- ✓ Adesão (a) = 8 kPa
- ✓ Coeficiente de Correlação (R^2) = 0,9537
- ✓ Coeficientes de Aderência (λ) = 0,22 (f) = 1,07

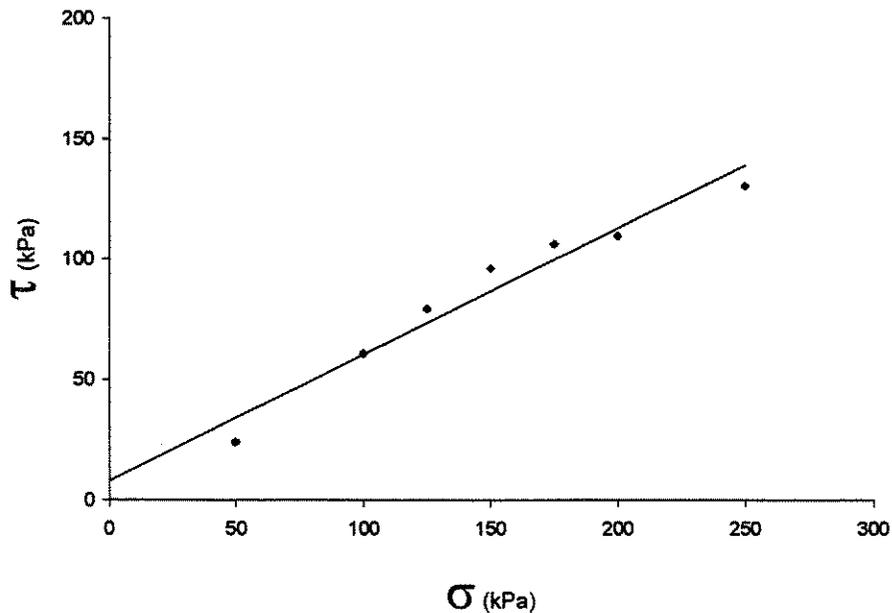


Figura 5.20 - Envoltória de resistência do solo exposto ao tempo por 14 meses, com geotêxtil na interface e em condições de saturação

As Figuras 5.21 e 5.22 apresentam as curvas deformação horizontal x tensão cisalhante e deformação horizontal x deformação vertical da referida amostra de solo, exposto ao tempo por 14 meses.

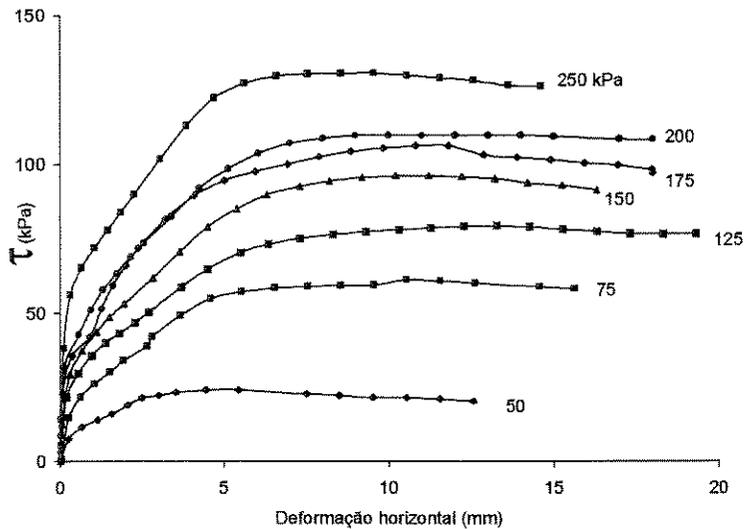


Figura 5.21 - Curva deformação horizontal x tensão do solo exposto ao tempo por 14 meses, com geotêxtil na interface e em condições de saturação

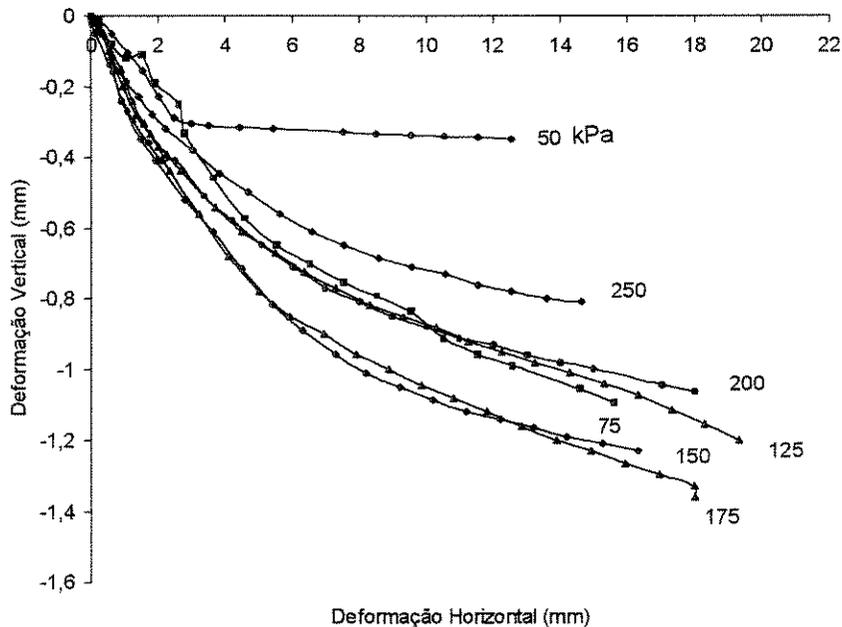


Figura 5.22 - Curva deformação horizontal x deformação vertical do solo exposto ao tempo por 14 meses, com geotêxtil na interface e em condições de saturação

Na figura 5.23 está apresentado um gráfico-resumo das envoltórias de resistência de todos os tipos de ensaio realizados.

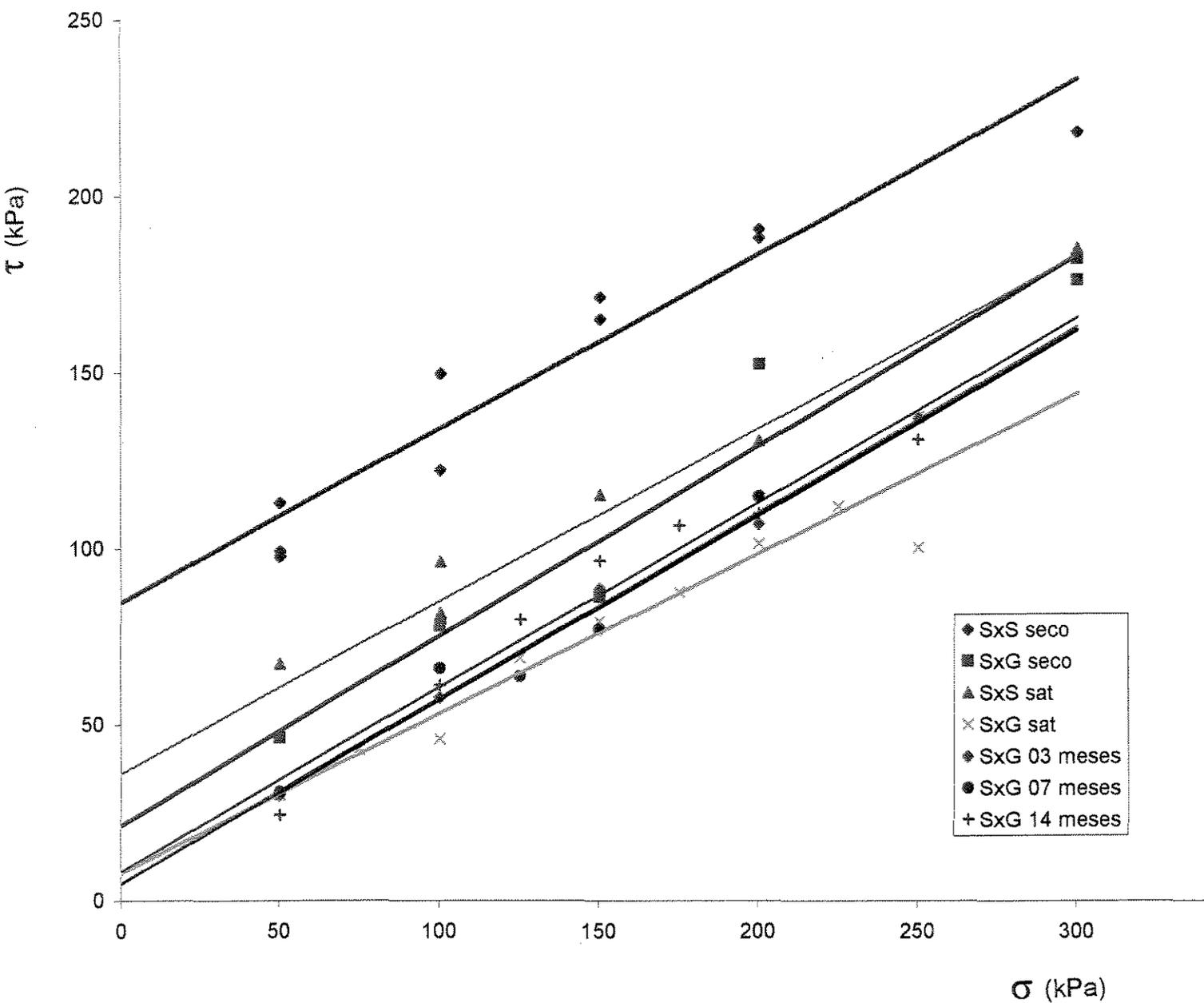


Figura 5.23 - Gráfico-resumo das envoltórias de resistência

Na tabela 5.1 estão demonstradas as interfaces e os respectivos valores de ângulo de atrito interno do solo (ϕ), ângulo de atrito na interface (δ), coesão (c), adesão (a) e parâmetros de aderência (λ e f) obtidos através dos ensaios realizados.

INTERFACE	ϕ (°)	δ (°)	c (kPa)	a (kPa)	λ	f
Solo x Solo	27,3		80,0			
Solo x Solo saturado	26,1		35,8			
Solo x Geotêxtil		28,4		21,0	0,26	1,05
Solo x Geotêxtil sat.		24,4		7,6	0,21	0,93
Solo x Geot. sat. 03 meses		27,6		5,2	0,15	1,07
Solo x Geot. sat. 07 meses		27,7		4,6	0,13	1,07
Solo x Geot. sat. 14 meses		27,7		8,0	0,22	1,07

Tabela 5.1 - Resultados obtidos através dos ensaios realizados

6. DISCUSSÃO

♦ O trabalho de TUPA e PALMEIRA (1995)

TUPA e PALMEIRA (1995) realizaram ensaios de cisalhamento direto utilizando amostras compactadas em condições de umidade ótima e massa específica seca máxima. As amostras permaneciam submersas durante a fase de adensamento e o cisalhamento ocorria em condições drenadas.

Foram utilizados um solo siltoso, classificado como ML na classificação da ASTM e A-6 na classificação do HBR e um solo arenoso, uniforme, com diâmetro médio dos grãos igual a 0,18 mm. Com relação aos geossintéticos, foram utilizados os geotêxteis BIDIM[®] OP-20 e BIDIM[®] OP-30, o Propex 2004 e as geomembranas comercialmente conhecidas como Torodin 3 e Vinimanta.

A inclusão do geotêxtil BIDIM[®] OP-30 entre as camadas de solo siltoso ocasionou aumento no valor do ângulo de atrito (de 29,5° para 32°) e diminuição no valor da adesão (de 18,2 kPa para 8 kPa). A inclusão deste mesmo geotêxtil entre as camadas de solo arenoso ocasionou pequena variação no valor do ângulo de atrito (de 38-46° para 37-45°).

Naquele trabalho notou-se que houve uma grande influência da distorção dos geotêxteis não-tecidos na rigidez da interface solo granular-geotêxtil. A curva tensão x deformação obtida através do ensaio de cisalhamento de interface apresentou um pico acentuado, semelhante àquele que ocorre quando se ensaia apenas solos granulares. Este fato foi justificado pelo rearranjo dos fios constituintes do geotêxtil, permitindo a distorção do mesmo. “Por se tratar de um material com espessura que pode ser várias vezes maior que os grãos do solo em contato, o geotêxtil não-tecido está sujeito a distorções devido à ação das tensões cisalhantes atuantes nas duas faces”.

Os solo finos ensaiados apresentaram valores de coeficiente de aderência f superiores a 0,75 para todos os geossintéticos utilizados. O parâmetro λ variou de 0,1 a 0,43, em função do geossintético utilizado. De maneira geral, o geotêxtil não-tecido apresentou maiores valores de coeficientes de aderência. Quando houve inclusão de bentonita nos solos ensaiados, não houve variação significativa dos parâmetros f e λ , embora tenha diminuído o valor do ângulo de atrito na interface. Valores de δ/ϕ significativamente superiores a 1 foram atribuídos a problemas de ensaio.

Os ensaios realizados e os dados existentes na literatura fornecem relações δ/ϕ superiores a 0,7 para interfaces geotêxteis-solos granulares e geotêxteis-solos finos em condições drenadas.

◆ O trabalho de GOMES (1992)

GOMES (1992) realizou ensaios de cisalhamento direto em solos arenosos, utilizando como elementos de reforço placas metálicas lisas e geotêxteis. O geotêxtil apresentou maior aderência em relação às placas metálicas lisas devido à sua aspereza. A relação δ/ϕ foi sempre superior a 0,7.

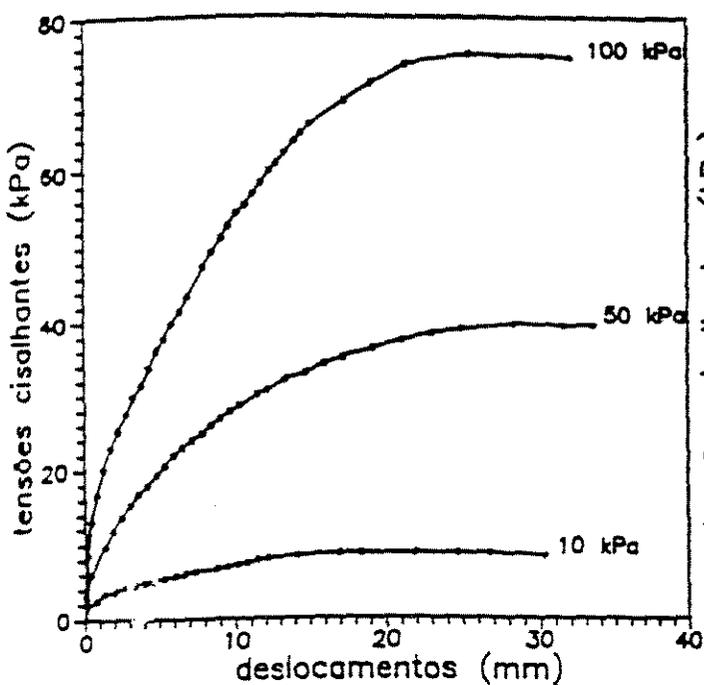
Os resultados por ele obtidos evidenciam que a superfície de deslizamento pode se afastar da interface, desenvolvendo-se parcial ou totalmente numa zona de solo confinante nas imediações da mesma, devido aos efeitos de travamento e imbricamento das partículas do solo.

Foram ensaiados solos com granulometria diversa (brita e seixo rolado, areia e caulim) e geotêxteis nacionais tecidos e não-tecidos. Os solos granulares foram ensaiados a seco, e o caulim foi preparado com 90% da energia do ensaio de Proctor normal, em condições de umidade ótima.

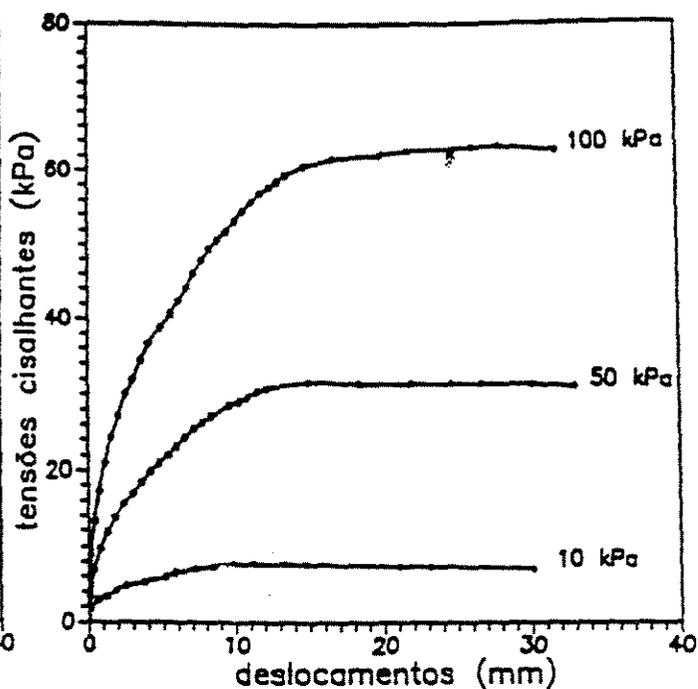
Nos gráficos da Fig. 6.1, observa-se que a interpenetração das partículas de areia na matriz têxtil induz a maiores tensões de cisalhamento ao longo da interface, quando se estabelece uma comparação com o geotêxtil tecido. Este imbricamento de grãos de solo nos interstícios do geotêxtil implica na transferência de tensões cisalhantes no solo confinante, com uma conseqüente caracterização de uma zona de ruptura adjacente à interface, resultando em valores elevados para os parâmetros de atrito solo-geotêxtil. Por outro lado, a superfície lisa do geotêxtil é fator condicionante para que o mecanismo básico de ruptura ocorra por deslizamento ou rolamento das partículas do solo ao longo da interface, resultando em valores baixos para os parâmetros de atrito (tab. 6.1).

Nos gráficos da fig. 6.2, observa-se a influência da angulosidade dos grãos de brita (grãos angulares) e dos grãos de seixo rolado (grãos arredondados). A angulosidade dos grãos tende a intensificar os efeitos de travamento do solo ao longo do geotêxtil, proporcionando o aparecimento de maiores tensões cisalhantes.

INTERFACE AREIA / GEOTÊXTEL NÃO TECIDO



INTERFACE AREIA / GEOTÊXTEL TECIDO



INTERFACE AREIA / AREIA

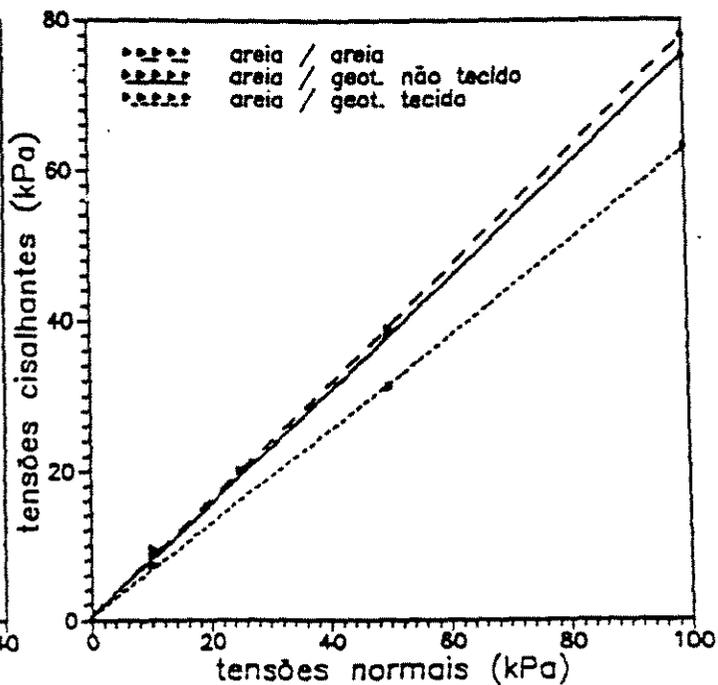
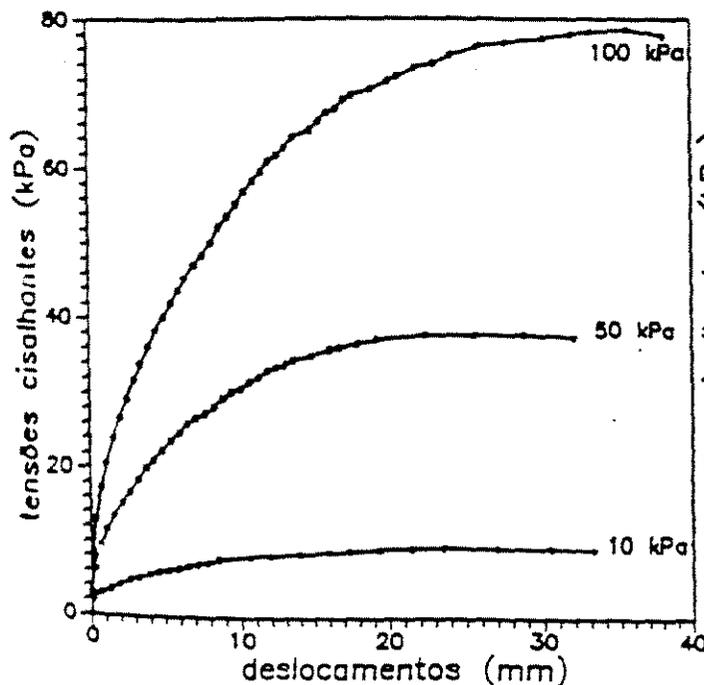


Figura 6.1 - Gráficos resultantes de Ensaios de Cisalhamento Direto em Interfaces de Areia com Geotêxteis Tecido e Não Tecido.
(Fonte: GOMES, 1992. p. 57)

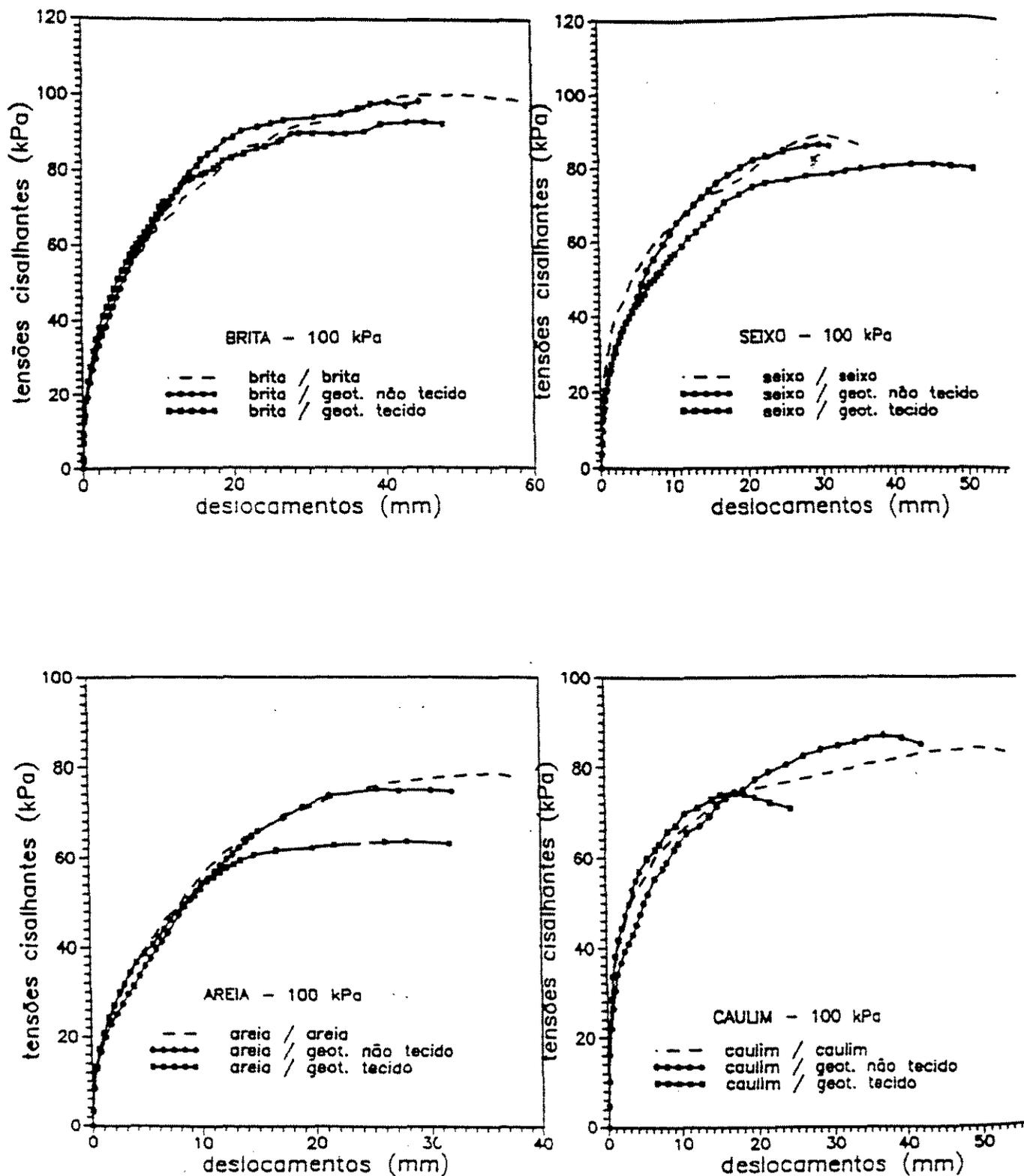


Figura 6.2 - Gráficos Resultantes de Ensaios de Cisalhamento Direto em Interfaces com Solos de Diferentes Granulometrias
(Fonte: GOMES, 1992. p. 60)

Interfaces	c (kPa)	ϕ (°)	a	f
brita / brita	0	45	-	-
brita / geotêxtil não tecido	10	44	-	0,97
brita / geotêxtil tecido	0	42,5	-	0,92
seixo / seixo	0	41	-	-
seixo / geotêxtil não tecido	0	40	-	0,97
seixo / geotêxtil tecido	0	38,5	-	0,92
areia / areia	0	38	-	-
areia / geotêxtil não tecido	0	37	-	0,96
areia / geotêxtil tecido	0	32	-	0,80
caulim / caulim	22	31,5	-	-
caulim / geot. não tecido	18	34	0,82	1,10
caulim / geot. tecido	18	29	0,82	0,90

Tabela 6.1 - Parâmetros das Interfaces Solo-Geotêxtil
(Fonte: GOMES, 1992. p. 59)

Com relação à granulometria, observa-se efeitos de travamento e bloqueio dos grãos em caso de solos mais granulares, e efeitos de interpenetração das partículas dos solos mais finos, quando na interface aos geotêxteis não-tecidos. No caso de geotêxteis tecidos, ocorrem mecanismos de interação por deslizamento e rolamento das partículas de solo ao longo da interface. Concluiu-se que as deformações de ruptura das interfaces solo-geotêxtil não tecido são superiores às das interfaces solo-geotêxtil tecido.

No caso de solos coesivos (caulim), mesmo geotêxteis com rugosidade superficial moderada induzem a mecanismos de ruptura no âmbito do solo adjacente. O acréscimo de atrito e a redução da adesão na interface caulim-geotêxtil não-tecido foram justificados pelos prováveis efeitos de adensamento do solo das regiões circunvizinhas da interface. (fig. 6.3)

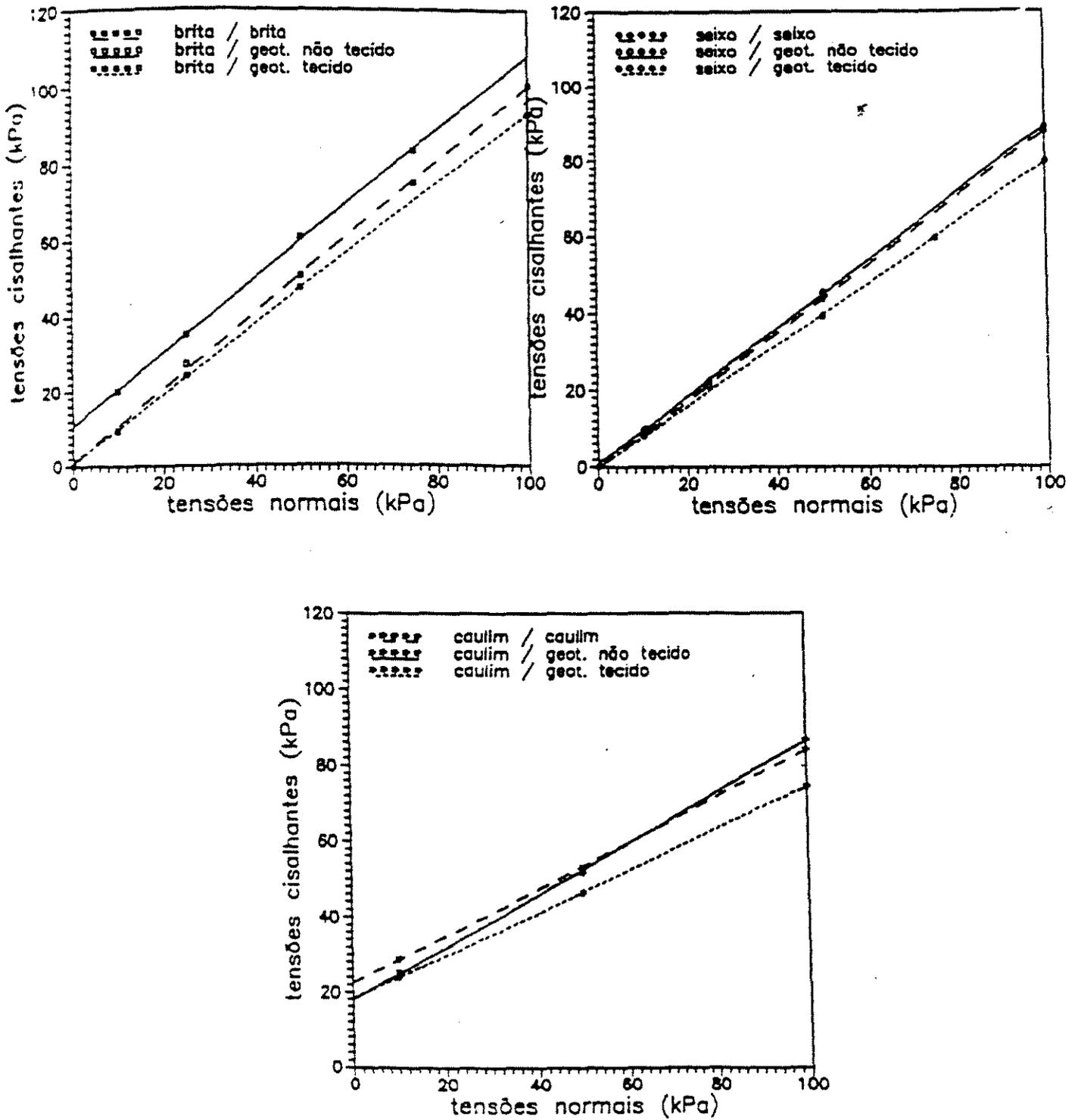


Figura 6.3 - Gráficos Resultantes de Ensaio de Cisalhamento Direto: Envolvórias de Resistência. (Fonte: GOMES, 1992. p. 59)

◆ O trabalho de TEODORO e BUENO (1998)

TEODORO e BUENO (1998) realizaram ensaios de cisalhamento direto com solos reforçados com fibras curtas de polipropileno. Os solos utilizados foram uma argila siltosa e uma areia siltosa.

A interface solo-fibra foi obtida utilizando-se uma placa de argamassa ocupando metade do volume do anel de cisalhamento. Sobre esta placa foram assentadas as fibras, na direção do deslocamento, horizontalmente e sobre elas foi compactado o solo na umidade ótima e massa específica seca máxima.

A inclusão das fibras na argila siltosa resultou em aumento no valor do ângulo de atrito (de $19,6^\circ$ para 26°) e diminuição no valor da adesão (de 68 kPa para 10 kPa). No caso da areia siltosa o ângulo de atrito diminuiu (de 35° para $23,3^\circ$), e o mesmo aconteceu para a adesão (de 15 kPa para 2 kPa).

O trabalho mostrou que a inclusão das fibras de polipropileno ao solo geralmente melhora sua resistência ao cisalhamento e reduz a queda de resistência pós-pico. O efeito da inclusão das fibras em painéis executados com o solo argiloso foi o de reduzir a dimensão das trincas, sem, no entanto, evitar o fissuramento.

◆ O trabalho de BLÜMEL e STOEWAHSE (1998)

Segundo BLÜMEL e STOEWAHSE (1998), a determinação das propriedades de atrito entre diferentes tipos de geossintéticos e entre solo e geossintéticos em ensaio de cisalhamento direto é bastante complicada devido à grande dispersão de dados.

Porém, as investigações experimentais, a disposição dos ensaios e as condições limites devem estar de acordo com as situações desejadas, representando, em laboratório aquilo que realmente ocorre no campo.

As normas alemãs, relacionadas a ensaios de atrito com geossintéticos prescrevem um modelo de disposição de ensaio e condições limites para que sejam minimizados os efeitos resultantes da realização com diversos procedimentos e disposições.

Os autores, baseados nas evoluções dos ensaios de atrito com vários tipos de geossintéticos e solos, recomendam que a adesão proveniente dos ensaios deva ser introduzida no cálculo da estabilidade somente em alguns casos especiais, como por exemplo, entre solos coesivos e geomembranas.

Considerando todas as condições existentes no local durante a fase de construção, bem como durante a vida útil da estrutura, os engenheiros responsáveis pelo projeto devem concordar que a adesão irá atuar continuamente. Os fatores segurança que se relacionam com o parâmetro “adesão de projeto” devem garantir a dispersão dos dados provenientes do ensaio.

◆ A conclusão de VIDAL (1998)

O ângulo de atrito solo-geotêxtil é muito próximo ao do solo-solo, no caso dos geotêxteis não-tecidos agulhados de baixa e média gramatura. Apenas geotêxteis muito lisos apresentaram redução deste ângulo. Ensaios com solos coesivos indicaram uma manutenção do ângulo de atrito e redução da coesão, sem que, entretanto, esta coesão desapareça (VIDAL, 1998).

◆ O trabalho apresentado

No presente trabalho houve variação no teor de umidade dos corpos de prova que permaneceram expostos às variações ambientais. Os corpos de prova que permaneceram expostos por 07 meses apresentaram teor de umidade variando entre 30,1% e 31,9%. Aqueles que ficaram 14 meses apresentaram este valor entre 22,3% e 29,7%. Devido a esta variação de umidade, que possui grande influência na resistência final, optou-se por realizar os ensaios com as amostras inundadas.

Segundo WHITMAN (1984) apud PACHECO e LIMA (1996), as principais fontes de incerteza na estimativa das propriedades do solo são:

- ✓ a variabilidade natural das propriedades geotécnicas, relacionadas às dispersões provenientes da heterogeneidade do solo, das variações na composição mineralógica e na história das tensões.
- ✓ erros aleatórios, resultantes de imperfeições dos ensaios e de erros humanos.
- ✓ erros estatísticos na estimativa do valor médio de determinada propriedade, decorrentes de uma amostragem reduzida, a partir da qual pretende-se inferir sobre características geotécnicas de toda formação estudada.
- ✓ erros tendenciais ou aleatórios, ocasionados em decorrência de imperfeições no processo de amostragem, de diferenças entre as trajetórias de tensão simuladas nos ensaios e as trajetórias reais experimentadas por toda a massa de solo.

Foram realizados cerca de 80 ensaios, mas nem todos tiveram aproveitamento, uma vez que ocorreram grandes dispersões, observadas através das envoltórias de resistência. Estas dispersões podem ser atribuídas a algum procedimento incorreto de ensaio, como por exemplo, a montagem da caixa de cisalhamento. Também podem ser atribuídas ao fato do solo ensaiado ser um solo argiloso, que apresentou colapsibilidade, a qual foi verificada no decorrer dos ensaios.

As envoltórias de resistência, com os respectivos valores para ângulo de atrito, coesão / adesão, coeficiente de correlação e coeficientes de aderência foram obtidas através de análise de regressão, utilizando o método dos mínimos quadrados. Um exemplo de demonstração destes cálculos pôde ser verificado no Apêndice.

Com relação à colocação das cargas, todos os ensaios de cisalhamento direto foram realizados com carregamento prévio e posterior inundação. Contudo, foram realizados ensaios com e sem carregamento prévio, e observou-se que a variação dos resultados foi insignificante.

O solo, compactado na umidade ótima e na energia Proctor normal, ensaiado sem saturação apresentou valores de coeficiente de aderência f superior a 1,00 ($f = 1,05$) e o parâmetro $\lambda = 0,26$. Valores superiores a 1,00 podem ser atribuídos a dispersões naturais do ensaio (TUPA e PALMEIRA, 1995).

Entretanto, é possível inferir que valores de “ f ” superiores a 1,00 passam ser atribuídos à drenagem mais efetiva do solo próximo ao geotêxtil, aumentando a resistência do solo adjacente à interface e, com isso, aumentando a relação $\text{tg } \delta / \text{tg } \phi$.

O solo ensaiado em condições de saturação apresentou valores de coeficiente de aderência f entre 0,93 e 1,07, e o parâmetro λ , entre 0,12 e 0,22.

Verificou-se que a inclusão do geotêxtil BIDIM[®] OP-30 entre as camadas do solo, quando ensaiado sem saturação ocasionou aumento insignificante no ângulo de atrito (de 27,3° para 28,4°) e sensível redução no valor obtido para a adesão (de 80 kPa de coesão para 21 kPa de adesão).

A inclusão do geotêxtil entre as camadas de solo, quando ensaiado em condições de saturação, gerou pequena redução no ângulo de atrito (de 26,1° para 24,4°) e grande redução no valor obtido para adesão (de 35,8 kPa para coesão para 7,6 kPa de adesão).

Os ensaios de cisalhamento direto realizados com os corpos de prova que ficaram expostos frente às variações ambientais forneceram os seguintes resultados:

- ✓ para aqueles que permaneceram 03 meses expostos houve aumento no valor do ângulo de atrito (de 24,4° para 27,6°) e redução no valor da adesão (de 7,6 kPa para 5,2 kPa).
- ✓ para aqueles que permaneceram 07 meses expostos houve aumento no valor do ângulo de atrito (de 24,4° para 27,7°) e redução no valor da adesão (de 7,6 kPa para 4,6 kPa).
- ✓ para aqueles que permaneceram 14 meses expostos houve o mesmo aumento no valor do ângulo de atrito (de 24,4° para 27,7°) e manutenção do valor da adesão.

Foi verificada a ocorrência de um processo de lavagem dos finos do solo exposto ao tempo (lixiviação). Este fato pôde ser justificado através do ensaio de sedimentação realizado com o material retirado do topo dos corpos de prova que permaneceram expostos. A variação na composição granulométrica do solo está apresentada na Tabela 6.2.

Composição	Solo Natural	Solo Exposto
Argila (%)	45	32
Silte (%)	35	48
Areia (%)	20	20

Tabela 6.2 - Variação na composição granulométrica do solo.

Este processo de lixiviação já havia sido observado por SERAPHIM (1996) em amostras compactadas do mesmo solo, submetidas a diferentes períodos de percolação d'água.

Também foram observadas as marcas dos “contornos” dos corpos de prova na face inferior da manta de geotêxtil sobre a qual foram colocados e deixados no tempo, evidenciando a lixiviação e a passagem dos finos através da manta.

Através dos gráficos de deformação horizontal x deformação vertical foi observado que o solo sofreu expansão apenas no caso em que não foi inserido geotêxtil na interface e não houve saturação. Nos demais ensaios, observou-se somente compressão, ocorrida devido à presença do geotêxtil entre as camadas de solo ensaiadas. A compressão do geotêxtil é significativamente maior do que a do solo compactado.

Foi observado também um processo de formação de raízes nos pedaços de geotêxtil nos quais os corpos de prova foram enrolados, e que foram utilizados nos ensaios realizados (Figura 6.4). Não se pode afirmar que este processo de enraizamento afetou, de alguma maneira, a resistência ao cisalhamento na interface solo-geotêxtil.

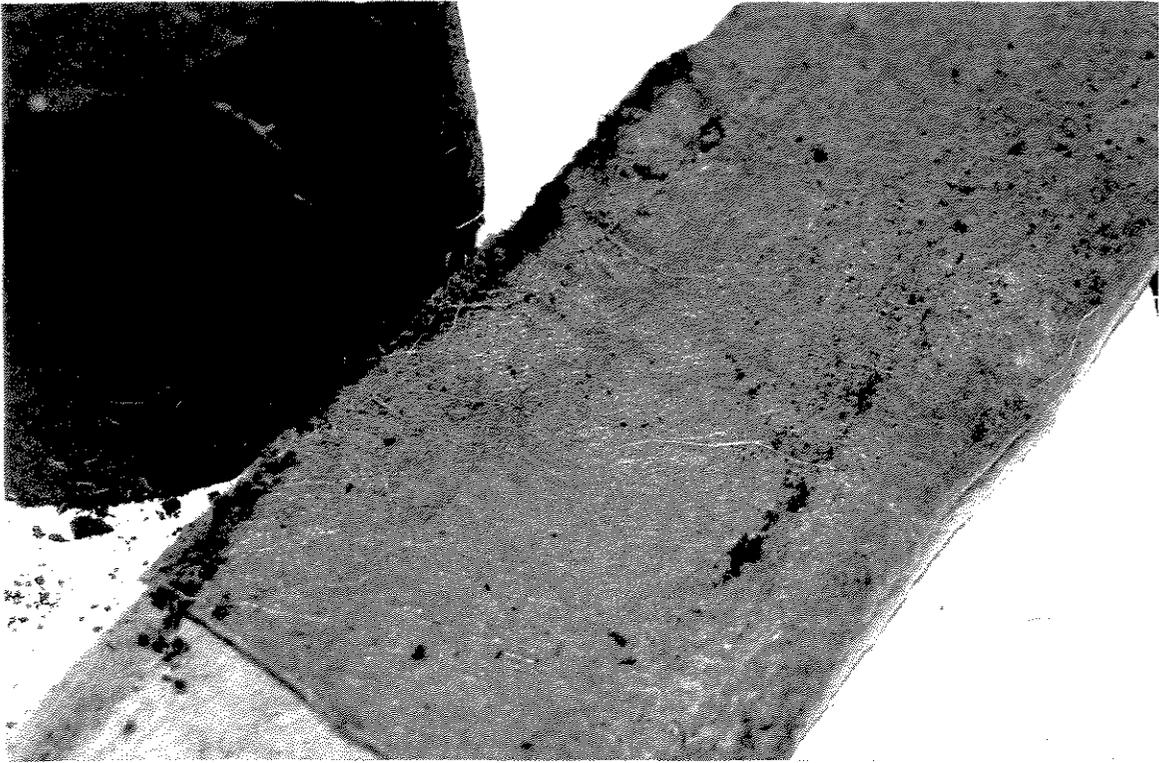


Figura 6.4 - Processo de Enraizamento

7. CONCLUSÕES

Com a realização do trabalho, pôde-se concluir que:

- ✓ Pela repetitividade na metodologia dos ensaios, fica claro que a inundação afeta a resistência do solo sem a inclusão do geotêxtil, de maneira mais sensível afeta a coesão e praticamente não altera o ângulo de atrito.
- ✓ Quando da inclusão do geotêxtil não-tecido na interface entre as duas caixas de solo na caixa de cisalhamento direto, também se observa muito pequena variação no valor do ângulo de atrito, porém uma drástica queda na adesão entre o geotêxtil e o solo, praticamente chegando a zero.
- ✓ Ensaios realizados com amostras que permaneceram no tempo confirmaram a queda de adesão, que se aproximou de zero, e aumento no ângulo de atrito. Esta última ocorrência está provavelmente relacionada à lixiviação observada nas amostras que permaneceram no tempo, onde ocorreu uma diminuição da fração fina (Tabela 6.2), mantendo-se a porcentagem da fração grossa.
- ✓ Ensaios realizados utilizando amostras sem geotêxtil na interface e sem saturação demonstraram a ocorrência de expansão do solo. Os demais ensaios apresentaram comportamento de compressão, que pode ser justificado pela presença do geotêxtil entre as duas metades de solo.

Face a estas observações, torna-se interessante avaliar, na análise de estabilidade de taludes reforçados com geotêxteis, as condições às quais o maciço de solo reforçado estará exposto. Deve-se observar se estará sujeito à inundação e possível saturação, para que os parâmetros de resistência escolhidos para o dimensionamento contemplem possíveis variações de resistência como as observadas durante este trabalho, principalmente no que diz respeito à coesão do solo e, em particular, à adesão solo-geotêxtil, onde a variação observada foi bastante apreciável.

8. SUGESTÕES

Embora não tenha sido observada a formação de “barriga” no geotêxtil durante a realização dos ensaios de cisalhamento direto, provavelmente devido ao fato de se ter trabalhado com solo compactado, esta ocorrência foi observada por outros pesquisadores que trabalharam com solo fino de consistência mole. Uma alternativa para este problema seria a realização dos ensaios utilizando uma placa metálica lisa ocupando a metade inferior da caixa de cisalhamento, que se desloca.

Seria interessante, como sugestão para futuras pesquisas, que solos finos com diferentes consistências fossem ensaiados com geotêxtil na interface através de diferentes formas de montagem da caixa de cisalhamento, visando uma padronização para esse tipo de ensaio, ou seja, quando seria conveniente montar a caixa utilizando solo-geotêxtil-solo e solo-geotêxtil-placa.

A maioria de geossintéticos existente no mercado se presta para reforço de solos. A acentuada queda na aderência solo-geotêxtil não-tecido, verificada nesta pesquisa pode, eventualmente, não ocorrer ou ocorrer em menor escala quando outro tipo de geossintético for utilizado. Sugere-se, assim, que outros tipos de geossintéticos sejam testados, visando uma conclusão final mais abrangente.

$$S_{yy} = \Sigma y^2 - \frac{(\Sigma y)^2}{n} = 103362,43 - \frac{910,88^2}{9} = 11173,2773$$

$$S = \sqrt{\frac{S_{yy} - \frac{(S_{xy})^2}{S_{xx}}}{n-2}} = \sqrt{\frac{11173,2773 - \left(\frac{22077,3333^2}{45000}\right)}{7}} = 6,9895$$

$$\bar{x} = \frac{\Sigma x}{n} = \frac{1200}{9} = 133,3333$$

$$\bar{y} = \frac{\Sigma y}{n} = \frac{910,88}{9} = 101,2088$$

$$b = \frac{S_{xy}}{S_{xx}} = \frac{22077,3333}{45000} = 0,4906$$

$$y_{calc} = \bar{y} + b.(x - \bar{x}) = 101,2088 + 0,4906.(x - 133,333) = 0,4906x + 35,7955$$

$$R = \frac{S_{xy}}{\sqrt{S_{xx}.S_{yy}}} = \frac{22077,3333}{\sqrt{45000.11173,2773}} = 0,98458$$

$$R^2 = 0,9694$$

O coeficiente de correlação R indica o grau de dependência existente entre as variáveis x e y. Pode variar de -1 a 1. Seu sinal indica o sentido de dependência entre x e y positivo quando x e y crescem simultaneamente e negativo quando y decresce com o crescimento de x. Seu módulo indica o grau de dependência (LEME, 1974).

O valor de R=1 indica dependência total, 0<R<1 indica dependência parcial e R=0, total independência entre x e y.

9. APÊNDICE

Regressão Linear

Análise da regressão linear, utilizando o método dos mínimos quadrados, através dos pontos (σ, τ) equivalentes a (x, y) , obtidos no ensaio com amostra de solo sem inclusão de geotêxtil entre as camadas e em condições de saturação.

x	y	x ²	xy	y ²
50	67,00	2500	3350	4489,00
100	77,86	10000	7786	6062,18
100	78,80	10000	7880	6209,44
100	79,52	10000	7952	6323,43
100	81,35	10000	8135	6617,82
100	95,95	10000	9595	9206,40
150	115,00	22500	17250	13225,00
200	130,40	40000	26080	17004,16
300	185,00	90000	55500	34225,00
1200	910,88	205000	143528	103362,43

$$S_{xx} = \sum x^2 - \frac{(\sum x)^2}{n} = 205000 - \frac{(1200)^2}{9} = 45000$$

$$S_{xy} = \sum xy - \frac{\sum x \cdot \sum y}{n} = 143528 - \frac{1200 \cdot 910,88}{9} = 22077,3333$$

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ABRAMENTO, M. (1998) **Geossintéticos em Estruturas de Contenção e Taludes Íngremes I** , Curso sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente, Instituto de Engenharia, São Paulo, SP.
2. ABRAMENTO, M. (1998 a) **Noções Básicas de Mecânica dos Solos Aplicada à Estabilidade de Taludes** , Curso sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente, Instituto de Engenharia, São Paulo, SP.
3. ABRAMENTO, M. (1993) **Geossintéticos - Análise e Determinação de Tensões em Solos Reforçados** , Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA, USA.
4. BADILLO, E.J. & RODRIGUEZ, A.R. (1969) **Fundamentos de la Mecánica de Suelos**, Vol. I, 2ª edição, México, 499p.
5. BLÜMEL, W. & STOEWAHSE, C. (1998) **Geosynthetic Interface Friction Testing in Germany - Effect of Test Setups** , 6th International Conference on Geosynthetics, Atlanta, p. 447-452
6. CAPUTO, H.P. (1975) **Mecânica dos Solos e suas Aplicações** , Vol. I, 5ª edição rev. e ampliada, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro, 275 p.

7. CASTRO, G. (1992) **Aterros Reforçados sobre Solos Moles na Duplicação da Rodovia D. Pedro I** , Seminário sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia, Geossintéticos'92, Brasília, Vol.I, p. 358-368, Brasília, DF.
8. GAIOTO, N. (1977) **Noções de Resistência ao Cisalhamento dos Solos** , Seção de Publicações da Escola de Engenharia de São Carlos, USP.
9. GOMES, R.C. (1992) **Mecanismos de Interação Solos-Geotêxteis** , Seminário sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia, Vol. I, p. 35-60, Brasília, DF.
10. GOMES, R.C. (1993) **Interação Solo-Reforço e Mecanismos de Ruptura em Solos Reforçados com Geotêxteis** , Tese de Doutorado, USP-SC / ITA / UnB.
11. HEAD, K.H. (1994) **Manual of Soil Laboratory Testing** , Vol. II, 2nd edition, Pentech Press Limited, London, 440 p.
12. KOERNER, R. M. (1998) **Designing with Geosynthetics** , Prentice Hall, 4 ed., New Jersey, USA, 761 p.
13. LEME, R.A.S. (1974) **Curso de Estatística - Elementos, Livros Técnicos e Científicos**, Rio de Janeiro, RJ.
14. Manual de Geotecnia - DER / SP (1991) **Taludes de Rodovias** Orientações para Diagnóstico e Soluções de seus Problemas - Cap 7, p. 263 - 343, São Paulo, SP.
15. MARQUES, A .C. M. (1998) **Utilização de Geossintéticos em Geotecnia Ambiental** , Curso sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente, Instituto de Engenharia, São Paulo, SP.
16. MITCHELL, J.K. (1976) **Fundamentals of Soil Behavior** , John wiley & Sons, Inc., University of California, Bekerley, 421 p.

17. PACHECO, M. & LIMA, L.S.A. (1996) **Um Critério para Interpretação de Ensaaios Geotécnicos** , Revista Solos e Rochas, ABMS/ABGE, Vol. 19, nº3, p. 177-188, São Paulo, SP.
18. PALMEIRA, E.M. (1998) **Geossintéticos em Estradas Não-Pavimentadas sobre Solos Moles** , Curso sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente, Instituto de Engenharia, São Paulo, SP.
19. PALMEIRA, E. M. (1992) **Geossintéticos : Tipos e Evolução nos Últimos Anos** , Seminário sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia, Vol. I, p. 1-20, Brasília, DF.
20. PALMEIRA, E. M. (1993) **Curso de Estabilização e Reforço de Solos - Introdução à Utilização de Geossintéticos** , Publicação GAP002B/93, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, DF.
21. PINTO, C.P. & OLIVEIRA, L.C.D. (1995) **Execução de Muros de Solo Reforçado com Geotêxtil nas Encostas de Petrópolis** , 2º Simpósio Brasileiro sobre Aplicações de Geossintéticos, Vol. I, p. 71-80, São Paulo, SP.
22. SERAPHIM, L.A. (1996) **Influência da Lixiviação na Colapsibilidade de Solo** , 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Vol I, p. 55-63, Rio de Janeiro, RJ.
23. TAYLOR, D.W. (1968) **Fundamentos de la Mecánica de Suelos** , tradução de Roberto Martinez Guerra, Edição Revisada, Corrigida e Aumentada, Compañia Editorial Continental, S.A., México - Espanha - Argentina, 782 p.
24. TEODORO, J.M. & BUENO, B.S. (1998) **Estudo do Comportamento dos Solos Reforçados com Fibras Plásticas de Polipropileno** , XI COBRAMSEG, Vol.II, p.1093-1100, Brasília, DF.

25. TUPA, N. & PALMEIRA, E.M.(1995) **Estudo da Aderência entre Geossintéticos e Solos Finos e entre Diferentes Tipos de Geossintéticos** , Revista Solos e Rochas, ABMS/ABGE, Vol. 18, nº1, p. 31-41, São Paulo, SP.
26. VAN ZANTEN, R.V.(1986) **Geotextiles and Geomembranes in Civil Engineering** , A A Balkema, Rotterdam, 642 p.
27. VARGAS, M.(1998) **Areias de Praias e Rios Brasileiros** , XI COBRAMSEG, Vol.II, p. 805-810, Brasília, DF.
28. VERTEMATTI, J.C.(1998) **Geossintéticos - Modismo ou Modernismo?** Revista Engenharia, nº 526, p. 53-66. Rever!!!!
29. VIDAL, D. M.(1990) **Geotêxtil : Propriedades e Ensaios** , Manual Técnico Geotêxtil Bidim, Rhodia, 31 p.
30. VIDAL, D. M.(1998) **Propriedades Físicas, Mecânicas e Hidráulicas dos Geossintéticos** , Curso sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente, Instituto de Engenharia, São Paulo, SP.
31. VIDAL, D.M.(1992) **Terminologia e Normalização de Geossintéticos** , **Seminário sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia** , Brasília , Vol. I, p. 21-34, Brasília, DF.
32. WOLLE, C.M. & CARVALHO, P.A.S.(1992) **Uma Experiência de Aterro Reforçado com Geotêxteis** , Seminário sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia, Brasília, , Vol. I, p. 331-357, Brasília, DF.

BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

1. CARMO et.al.(1999) **Análise do Efeito de Geotêxteis no Recapeamento da Rodovia SP-320** , 1º Simpósio Sul-Americano de Geossintéticos/3º Congresso Brasileiro de Geossintéticos - GEOSINTÉTICOS'99, Rio de Janeiro, RJ.
2. EHRLICH, M.(1998) **Geossintéticos em Obras de Contenção e Taludes Íngremes II**, Curso sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente, Instituto de Engenharia, São Paulo, SP.
3. GOMES, R. C.(1993) **Interação Solo-Reforço e Mecanismos de Ruptura em Solos Reforçados com Geotêxteis** , Tese de Doutorado, USP-SC / ITA / UnB.
4. HEAD, K.H.(1994) **Manual of Soil Laboratory Testing** , Vol. II, 2nd edition, Pentech Press Limited, London, 440 p.
5. JEWELL, R. A & WROTH, C. P.(1987) **Direct Shear Test on Reinforced Soil** , Geotechnique 37, N° 1, p. 53-68.
6. KANJI, M.A.(1998) **Determinação de ϕ residual de Solos Argilosos por Ensaios de Cisalhamento Direto de Interface** , XI COBRAMSEG, Vol.II, p.713-720, Brasília, DF.
7. KOERNER, R. M.(1998) **Designing with Geosynthetics** , Prentice Hall, 4 ed., New Jersey, USA, 761 p.LAMBE, T.W. & WHITMAN, R.V.(1969) **Soil Mechanics** , John Wiley & Sons Inc., 553 p.

8. MELLO, V.F.B. & TEIXEIRA, A.H. (1967) **Mecânica dos Solos** , Serviço de Publicações e Encadernação da Escola de Engenharia de São Carlos, Publicação nº137, Vol.I, 3ªed., São Carlos, SP, 188 p.
9. SERAPHIM, L. A. (1974) **Algumas Observações Geotécnicas de um Corte de Solo Residual da Guanabara** , Dissertação de Mestrado, PUC / RJ, 108p.
10. TEODORO, J.M. (1999) **Resistência ao Cisalhamento de Solos Reforçados com Fibras Plásticas** , Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 108p.
11. VAN SANTVOORT (1994) **Geotextiles and Geomembranes in Civil Engeneering** , A.A. Balkema, Revised Edition, Rotterdam.
12. VARGAS, M. (1977) **Introdução à Mecânica dos Solos** , Ed. MacGraw-Hill do Brasil Ltda.