

VINÍCIUS ROCHA GOMES PEREIRA

**Influência da pressão da água intersticial na resistência ao
arrancamento de geogrelha em solo coesivo**

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Mestre em Ciências, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Benedito de Souza Bueno

São Carlos

2010

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato(a): Engenheiro Civil **VINÍCIUS ROCHA GOMES PEREIRA.**

Dissertação defendida e julgada em 08/12/2010 perante a Comissão Julgadora:



Prof. Titular **BENEDITO DE SOUZA BUENO – (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

Aprovado



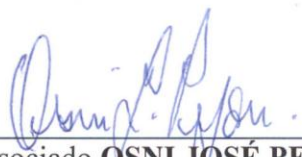
Prof. Dr. **JORGE GABRIEL ZORNBERG**
(Universidade Texas-Austin)

Aprovado

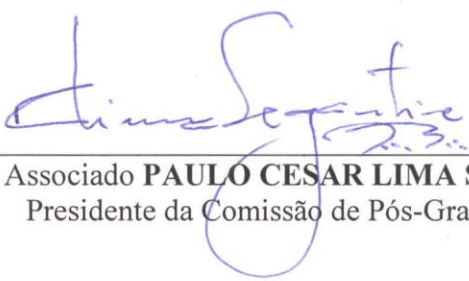


Prof. Dr. **PAULO CESAR LODI**
(Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”/UNESP/campus de Ilha Solteira)

Aprovado



Prof. Associado **OSNI JOSÉ PEJON**
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em
Geotecnia



Prof. Associado **PAULO CESAR LIMA SEGANTINE**
Presidente da Comissão de Pós-Graduação

Esta dissertação é dedicada à minha amada mãe por ser o meu maior exemplo de dignidade e justiça e por ter sido a principal responsável por minha formação.

“É melhor acender uma vela que amaldiçoar a escuridão!”

Confúcio

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus por todas as realizações que me foram proporcionadas ao longo de minha vida.

Agradeço aos meus pais por fazerem por mim e por meus irmãos o melhor que lhes foi possível, sempre com muito amor e carinho.

Aos meus irmãos pela amizade, cumplicidade, companheirismo e incentivos constantes, me fazendo acreditar sempre em mim mesmo e no quanto a vida é maravilhosa.

À minha querida tia Tereza por ter sido sempre um “porto seguro”, além de todo o seu amor e incentivo desde a minha infância.

À minha tia Lúcia pelo apoio nas horas mais difíceis e pela ajuda sempre disposta.

À minha noiva Luciana por ter me feito muito feliz durante essa etapa e por ter me apoiado em muitos momentos.

Um agradecimento especial ao Professor Benedito Bueno, por ter me dado a oportunidade de vivenciar essa experiência, por me proporcionar uma melhor qualificação profissional e, conseqüentemente, melhores perspectivas profissionais.

Ao Professor Orêncio Vilar pelas sugestões dadas para um melhor desenvolvimento deste trabalho, além das excelentes aulas que eu tive o privilégio de assistir.

Aos professores do Departamento de Geotecnia da EESC-USP pelos conhecimentos que me foram passados e, em especial ao Professor Néelson Aoki, por ser um exemplo de profissionalismo e competência.

Ao colega Fernando Portelinha pela amizade e companheirismo, e sugestões acerca deste trabalho.

Aos colegas do Laboratório de Geossintéticos: Natália, Fagner, Gian, Sérgio, Juliana, Danilo e Albano, pela convivência pacífica, amistosa e produtiva.

Aos técnicos do Laboratório de Geossintéticos e do Departamento de Geotecnia da EESC-USP pela ajuda prestada na realização das atividades laboratoriais.

Aos colegas das empresas que me forneceram os materiais utilizados nesta pesquisa.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Nível Superior (CAPES), pela concessão da bolsa de estudos e à Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP) pelo apoio financeiro.

RESUMO

PEREIRA, V. R. G. **Influência da pressão da água intersticial na resistência ao arrancamento de geogrelha em solo coesivo.** 2010. 122f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

O bom desempenho de uma estrutura de solo reforçado depende fundamentalmente da interação entre o solo de aterro e o elemento de reforço. A utilização de solos coesivos pode causar efeitos negativos à estabilidade da estrutura. Um elevado percentual de partículas finas na composição do solo pode favorecer ao desenvolvimento de pressões da água intersticial, devido à diminuição da sua capacidade de drenagem. Um efeito indesejado do desenvolvimento de pressão positiva é a diminuição da força necessária, para promover o arrancamento do reforço inserido na zona resistente do maciço de solo reforçado. Os ensaios de arrancamento são considerados os mais adequados para a quantificação da força de arrancamento aplicada às geogrelhas. Neste trabalho são apresentados e discutidos os resultados de ensaios de arrancamento realizados em laboratório com uma caixa de ensaios de pequenas dimensões. O solo utilizado nos ensaios trata-se de uma areia argilosa de baixa plasticidade, onde mais de 35% de suas partículas possuem diâmetro inferior a 0,075 mm. O elemento de reforço ensaiado é uma geogrelha uniaxial, com resistência longitudinal à tração de 110 kN/m. Foram aplicados três níveis de tensão normal na interface solo-geogrelha: 25, 50 e 100 kPa. Os teores de umidade adotados foram 12,6%, 14,6% (wot) e 16,6%. Os resultados dos ensaios comprovaram a influência que a variação das condições de umidade exerce sobre a resistência ao arrancamento de geogrelha. Verificou-se que maiores níveis de sucção matricial resultam em maiores forças de arrancamento. Dentre os trinta ensaios realizados, em apenas três foram registradas pressões positivas da água intersticial, embora não tenha influenciado nos valores de resistência ao arrancamento.

Palavras-chave: Geogrelha, Sucção matricial, Resistência ao arrancamento.

ABSTRACT

PEREIRA, V. R. G. Influence of pore water pressure in pullout resistance of geogrid in cohesive soil. 2010. 122f. Dissertation (Master) – Escola de Engenharia de Sao Carlos, Universidade de Sao Paulo, Sao Carlos, 2010.

The behavior of soil reinforcement structure depends on backfill soil and reinforcement interaction. The use of cohesive soils can cause negative effects in structure stability. High quantities of fine particles in composition of soils can induce the pore water pressure development due to draining capacity reduction. Therefore, a negative effect of positive pore water pressure development is the reduction of reinforcement pullout forces embedded in resistant zone of soil reinforcement backfill. For designers, the better determinations of geogrids pullout forces are by pullout tests. This paper presented and describes the evaluation of small box pullout tests results conducted in lab. Low plasticity sand clayed was used in tests, which is composed by 35% of clay and silt particles. The reinforcement tested was a high strength uniaxial geogrid, with resistance of 110 kN/m. The tests are conducted with three different level normal stresses (25, 50 and 100 kPa), and samples compacted with 12,6%, 14,6% e 16,6% to moisture contents of Proctor tests. Pullout tests results showed the influence of moisture conditions in the geogrid pullout resistance. It was found that the highest matritial suction values resulted in the highest ultimate pullout resistance. Positive pore water pressure was obtained in three pullout tests though it did not influence in pullout strength results.

Keywords: Geogrid; Matritial suction; Pullout force.

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 2

Figura 2.1	Indicação dos ensaios mais adequados para estudo da interação solo-reforço. Adaptado de PALMEIRA e MILLIGAN (1989).	30
Figura 2.2	Estrutura de uma geogrelha.	31
Figura 2.3	Seção esquemática simplificada de uma estrutura de solo reforçado.	34
Figura 2.4	Mecanismos de instabilização de uma estrutura de solo reforçado realizados para a verificação da estabilidade externa. Adaptado de BATHURST e SIMAC (1995).	35
Figura 2.5	Análises para verificação da estabilidade interna de uma estrutura de solo reforçado. Adaptado de BATHURST e SIMAC (1995).	36
Figura 2.6	Superfície potencial de ruptura de um muro de solo reforçado. Adaptado de MITCHELL e VILLET (1987).	37
Figura 2.7	Comparação entre os diferentes tipos de inclusão (TEIXEIRA, 2003).	41
Figura 2.8	Mecanismos de interação entre solo e geogrelha na resistência ao arrancamento. Adaptado de KOERNER (1998).	42
Figura 2.9	Comparação entre os valores teóricos e experimentais da resistência passiva mobilizada nos membros transversais das grelhas. Adaptado de PALMEIRA e MILLIGAN (1989).	44
Figura 2.10	Fator de adesão em função da resistência não drenada de solos coesivos (TOMLINSON, 1994).	45
Figura 2.11	Esquema simplificado de ensaios de cisalhamento direto com reforço no plano de ruptura e com reforço inclinado. Adaptado de INGOLD (1983).	48
Figura 2.12	Esquema ilustrativo de um ensaio de arrancamento em laboratório.	50
Figura 2.13	Equipamento para ensaio de arrancamento de pequeno porte desenvolvido por Nakamura et al. (2003).	54

Figura 2.14	Equipamento para ensaio de pequeno porte desenvolvido por Teixeira (2003).	55
Figura 2.15	Esquema do contato entre partículas para definição do conceito de tensões. Adaptado de PINTO (2006).	59
Figura 2.16	Fluxograma explicativo da causa da maioria dos acidentes geotécnicos. (RIOS FILHO, 2006).	63
Figura 2.17	Curva de retenção típica de diferentes tipos de solo (RODRIGUES, 2007).	65
Figura 2.18	Diferentes condições de interesse em aterros de solo reforçado usando solos com baixa permeabilidade. Adaptado de CHRISTOPHER et al. (1998).	66
Figura 2.19	Efeito da dissipação do excesso de pressão neutra na estabilidade de estruturas de solo reforçado. Adaptado de ZORNBERG e MITCHELL (1994).	68

CAPÍTULO 3

Figura 3.1	Curva granulométrica do solo.	72
Figura 3.2	Detalhe da geogrelha utilizada.	73
Figura 3.3	Saturação dos corpos de prova para ensaios de curva de retenção de água.	74
Figura 3.4	Esquema do funil de placa porosa adaptado de Libardi (1995).	75
Figura 3.5	(a) Colocação do papel filtro em contato com o solo; (b) Processo de secagem.	76
Figura 3.6	Equipamento de ensaios de cisalhamento direto.	79
Figura 3.7	Base rígida de madeira com amostra de geogrelha fixada, para determinação dos parâmetros de resistência da interface solo-geogrelha.	80
Figura 3.8	Caixa de pequenas dimensões para ensaios de arrancamento. (a) Abertura na face frontal e rasgos na parede traseira; (b) Orifício na base para colocação do tensiômetro; (c) Orifício na tampa para aplicação de pressão de ar; (d) Bolsa inflável para aplicação de tensão normal ao solo.	81

Figura 3.9	(a) Máquina universal de ensaios; (b) Garra de mordente.	82
Figura 3.10	Medidor de deslocamento a laser e componentes. (a) Vista geral do equipamento; (b) Controlador Lógico Programável (CLP) e contadores; (c) Sensores ópticos e motores de passo.	82
Figura 3.11	(a) Tensiômetro modelo T5-10; (b) Sistema de aquisição de dados modelo P3.	83
Figura 3.12	Correção do teor de umidade em porções de 5 kg.	84
Figura 3.13	(a) Lubrificação das paredes internas; (b) Colocação da segunda camada de geomembrana.	84
Figura 3.14	Configuração final da amostra de geogrelha para realização de ensaios de arrancamento.	85
Figura 3.15	(a) Instalação da amostra de geogrelha; (b) Revestimento dos fios inextensíveis com mangueira plástica.	86
Figura 3.16	Caixa de ensaios posicionada na máquina universal durante o período de estabilização de leitura do tensiômetro.	87
Figura 3.17	Equipamentos utilizados nos ensaios de arrancamento.	88

CAPÍTULO 4

Figura 4.1	Curvas de retenção de água no solo.	90
Figura 4.2	Resultados dos ensaios de compressão triaxial do tipo CU, em corpos de prova não saturados.	91
Figura 4.3	Curvas deformação axial <i>versus</i> pressão da água intersticial para corpos de prova não saturados.	92
Figura 4.4	Envoltória linear de resistência não drenada dos ensaios CU.	92
Figura 4.5	Ensaio realizado sob sucção inicial de 20 kPa, para a obtenção dos parâmetros de resistência do solo: (a) Curvas deslocamento horizontal <i>versus</i> tensão de cisalhamento; (b) Curvas deslocamento horizontal <i>versus</i> variação volumétrica.	93
Figura 4.6	Ensaio realizado sob sucção inicial de 20 kPa, para a obtenção dos parâmetros de resistência da interface solo-geogrelha: (a) Curvas deslocamento horizontal <i>versus</i> tensão de cisalhamento; (b) Curvas deslocamento horizontal <i>versus</i> variação volumétrica.	93

Figura 4.7	Envoltórias de resistência do solo e da interface solo-geogrelha, referentes aos ensaios realizados sob sucção inicial de 20 kPa.	94
Figura 4.8	Ensaio realizado sob sucção inicial de 9 kPa, para obtenção dos parâmetros de resistência do solo: (a) Curvas deslocamento horizontal <i>versus</i> tensão de cisalhamento; (b) Curvas deslocamento horizontal <i>versus</i> variação volumétrica.	94
Figura 4.9	Ensaio realizado sob sucção inicial de 9 kPa, para obtenção dos parâmetros de resistência da interface solo-geogrelha: (a) Curvas deslocamento horizontal <i>versus</i> tensão de cisalhamento; (b) Curvas deslocamento horizontal <i>versus</i> variação volumétrica.	95
Figura 4.10	Ensaio realizado sob sucção inicial de 9 kPa, para obtenção dos parâmetros de resistência da interface solo-madeira: (a) Curvas deslocamento horizontal <i>versus</i> tensão de cisalhamento; (b) Curvas deslocamento horizontal <i>versus</i> variação volumétrica.	95
Figura 4.11	Envoltórias de resistência do solo, da interface solo-geogrelha e da interface solo-madeira, referentes aos ensaios realizados com sucção inicial de 9 kPa.	96
Figura 4.12	Ensaio realizado sob sucção inicial de 5 kPa, para obtenção dos parâmetros de resistência do solo: (a) Curvas deslocamento horizontal <i>versus</i> tensão de cisalhamento; (b) Curvas deslocamento horizontal <i>versus</i> variação volumétrica.	97
Figura 4.13	Ensaio realizado sob sucção inicial de 5 kPa, para obtenção dos parâmetros de resistência da interface solo-geogrelha: (a) Curvas deslocamento horizontal <i>versus</i> tensão de cisalhamento; (b) Curvas deslocamento horizontal <i>versus</i> variação volumétrica.	97
Figura 4.14	Envoltórias de resistência do solo e da interface solo-geogrelha, referentes aos ensaios realizados com sucção inicial de 5 kPa.	98
Figura 4.15	Comparação entre os parâmetros de intercepto de coesão e adesão das interfaces.	99
Figura 4.16	Comparação entre os parâmetros de ângulo de atrito interno do solo e ângulo de atrito das interfaces.	100
Figura 4.17	Curvas deslocamento horizontal <i>versus</i> força de arrancamento dos ensaios realizados sob sucção inicial de 20 kPa.	103
Figura 4.18	Amostra de geogrelha após os ensaios realizados sob sucção inicial de 20 kPa.	103

Figura 4.19	Curvas deslocamento horizontal <i>versus</i> sucção matricial dos ensaios realizados sob sucção inicial de 20 kPa.	104
Figura 4.20	Curvas deslocamento horizontal <i>versus</i> força de arrancamento dos ensaios realizados sob sucção inicial de 9 kPa.	105
Figura 4.21	Curvas deslocamento horizontal <i>versus</i> sucção matricial dos ensaios realizados sob sucção inicial de 9 kPa.	105
Figura 4.22	Curvas deslocamento horizontal <i>versus</i> força de arrancamento dos ensaios realizados sob sucção inicial de 5 kPa.	107
Figura 4.23	Curvas deslocamento horizontal <i>versus</i> sucção matricial dos ensaios realizados sob sucção inicial de 5 kPa.	107
Figura 4.24	Curvas deslocamento horizontal <i>versus</i> força de arrancamento dos ensaios realizados sob sucção inicial de 9 kPa e velocidade de 0,25 mm/min.	108
Figura 4.25	Curvas deslocamento horizontal <i>versus</i> sucção matricial dos ensaios realizados sob sucção inicial de 9 kPa e velocidade de 0,25 mm/min.	108
Figura 4.26	Influência da tensão normal e da sucção inicial no valor máximo de força de arrancamento.	110
Figura 4.27	Envoltórias de resistência em termos de tensões totais.	111

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO 2

Tabela 2.1	Propriedades de degradação dos principais polímeros que constituem as geogrelhas (<i>apud</i> TEIXEIRA, 2003).	32
Tabela 2.2	Faixa de valores indicativos para os fatores de redução utilizáveis (VERTEMATTI, 2004).	39
Tabela 2.3	Características de alguns equipamentos de ensaios de arrancamento relatados na literatura. Adaptado de KAKUDA (2005).	52
Tabela 2.4	Relações entre as medidas da caixa de arrancamento e os materiais envolvidos no ensaio (solo e geossintético), recomendadas pela ASTM D 6706.	53
Tabela 2.5	Resultados de ensaios de arrancamento em equipamentos de grande e pequeno porte (KAKUDA et al., 2006).	56

CAPÍTULO 3

Tabela 3.1	Propriedades do solo.	72
Tabela 3.2	Propriedades da geogrelha.	73

CAPÍTULO 4

Tabela 4.1	Parâmetros de ajuste das curvas de retenção de acordo com a proposta de van Genuchten (1980).	91
Tabela 4.2	Resumo dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto.	102
Tabela 4.3	Resumo dos resultados dos ensaios de arrancamento.	112

SUMÁRIO

<i>CAPÍTULO 1</i>	<i>INTRODUÇÃO E OBJETIVOS</i>	23
1.1	Introdução	23
1.2	Objetivos	24
1.3	Organização do trabalho	24
<i>CAPÍTULO 2</i>	<i>REVISÃO DA LITERATURA</i>	27
2.1	Introdução	27
2.2	Geogrelhas	30
2.3	Reforço de solos com geogrelha	32
2.3.1	Muros e taludes reforçados	33
2.3.1.1	Análise da estabilidade externa	35
2.3.1.2	Análise da estabilidade interna	36
2.4	Interação solo-reforço	39
2.4.1	Resistência por atrito e adesão	45
2.4.2	Resistência passiva dos elementos transversais	46
2.5	Ensaio para avaliação da interação solo-reforço	47
2.5.1	Cisalhamento direto	48
2.5.2	Arrancamento	50
2.5.2.1	Ensaio de arrancamento em laboratório	50
2.5.2.2	Ensaio de arrancamento em campo x ensaio de arrancamento em laboratório	56
2.5.3	Influência das condições de contorno em ensaios de arrancamento	58
2.6	Pressão neutra ou Pressão da água intersticial	59
2.6.1	Dinâmica da água no solo	62
2.6.1.1	Sucção no solo	63
2.6.2	Curva de retenção de água no solo	64
2.7	Influência da pressão neutra em estruturas de solo reforçado	65
2.8	Considerações finais	70

<i>CAPÍTULO 3</i>	<i>MATERIAIS E MÉTODOS</i>	71
3.1	Introdução	71
3.2	Solo	71
3.3	Geogrelha	73
3.4	Curvas de retenção de água no solo	74
3.4.1	Técnica do funil de placa porosa	74
3.4.2	Técnica do papel filtro	75
3.5	Ensaio de compressão triaxial	77
3.5.1	Corpos de prova	77
3.5.2	Descrição dos ensaios	77
3.6	Ensaio de cisalhamento direto	78
3.6.1	Equipamento de ensaio	78
3.6.2	Procedimento de ensaio	79
3.7	Ensaio de arrancamento	80
3.7.1	Caixa de ensaios	80
3.7.2	Sistema de aplicação da força de arrancamento	81
3.7.3	Sistema de medidas de deslocamento	82
3.7.4	Sistema de medidas de pressão da água intersticial	83
3.7.5	Procedimento de ensaio	83
3.7.5.1	Preparação do solo e correção do teor de umidade	83
3.7.5.2	Preparação da caixa de ensaios	84
3.7.5.3	Preparação das amostras de geogrelha	84
3.7.5.4	Compactação do solo	85
3.7.5.5	Instalação da amostra de geogrelha	86
3.7.5.6	Montagem do ensaio	86
3.7.5.7	Execução do ensaio	87
<i>CAPÍTULO 4</i>	<i>APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS</i>	89
4.1	Introdução	89
4.2	Curvas de retenção de água no solo	89
4.3	Ensaio de compressão triaxial	91
4.4	Ensaio de cisalhamento direto	93

4.5	Ensaaios de arrancamento	102
4.6	Discussões finais	113
<i>CAPÍTULO 5</i>	<i>CONCLUSÕES</i>	115
5.1	Sugestões para pesquisas futuras	116
	<i>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</i>	117

Capítulo 1

INTRODUÇÃO E OBJETIVOS

1.1 Introdução

As estruturas de solo reforçado por geossintéticos estão cada vez mais presentes no escopo de serviços de obras geotécnicas. Dentre as principais aplicações, destacam-se os aterros rodoviários para a implantação de novas vias, e muros e taludes reforçados, que visam garantir a estabilidade de maciços de solo.

O sucesso dessas estruturas depende fundamentalmente da interação do elemento de reforço e do tipo de solo utilizado como material de aterro. Os solos normalmente especificados para essa finalidade devem possuir elevado valor de ângulo de atrito interno, propriedades de engenharia estáveis com o tempo e capacidade de livre drenagem (TEIXEIRA, 2003).

A utilização de solos encontrados nas proximidades do local da obra como material de aterro, constitui um grande atrativo do ponto de vista econômico. Uma vez que se elimina o custo com exploração e transporte de materiais, bem como minimiza o impacto ambiental, decorrente da exploração de jazidas naturais. Porém, as propriedades de engenharia desses solos podem ser as mais diversas. Farrag et al. (1993) classificam os solos, cujo percentual de partículas finas (diâmetro inferior a 0,075mm) seja superior a 20%, como solos não convencionais, para a utilização como material de aterro em estruturas de solo reforçado. Estes solos podem apresentar coesão e baixos valores de ângulo de atrito interno.

Solos não convencionais, quando utilizados como material de aterro, podem possibilitar o desenvolvimento de pressões positivas no interior do maciço reforçado, provocadas pelo efeito da capilaridade da água intersticial. Esse fenômeno pode ser observado durante a construção do aterro ou após chuvas intensas, devido ao avanço da umidade. Tem-se como consequência mais danosa, a diminuição da resistência ao arrancamento do reforço,

inserido no maciço de solo. Por outro lado, o desenvolvimento de sucção matricial, em solos parcialmente saturados, pode gerar um incremento de resistência ao arrancamento.

Portanto, o surgimento e a dissipação dessas pressões influenciam sobremaneira na estabilidade de estruturas de solo reforçado. Assim, conhecer o comportamento da água intersticial no interior das estruturas de solo reforçado, e a forma como o desenvolvimento de pressões internas influencia na estabilidade dessas estruturas é de grande interesse para o desenvolvimento de critérios mais realistas, acerca do comportamento de estruturas compostas por solos não convencionais.

1.2 Objetivo

O objetivo deste trabalho é avaliar a influência do desenvolvimento de pressões da água intersticial na resistência ao arrancamento de geogrelha, quando inseridos em um solo não convencional, de forma a relacionar os resultados de força de arrancamento ao comportamento da água no solo e, colaborar para a disseminação da utilização de solos coesivos em estruturas de solo reforçado por geossintéticos.

1.3 Organização do trabalho

O presente trabalho está dividido em 5 capítulos, cujos conteúdos abordados são os seguintes:

- o capítulo 2 faz uma exposição sobre o material de reforço utilizado na pesquisa, ou seja, a geogrelha, bem como a sua utilização em obras geotécnicas, as particularidades da interação entre geogrelha e solo, critérios de projeto de estruturas de solo reforçado, apresentação de ensaios para determinação de parâmetros de projeto, uma breve revisão sobre pressão neutra, culminando nos efeitos do comportamento da água no solo, e a forma como este comportamento influencia na estabilidade de estruturas de solo reforçado;
- o capítulo 3 apresenta os materiais, equipamentos e o método empregados nos ensaios realizados no programa experimental da pesquisa;
- no capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos e as análises realizadas com base nos objetivos propostos;

- no capítulo 5 são apresentadas as conclusões obtidas a partir dos ensaios realizados no programa experimental, além das sugestões para pesquisas futuras.

Capítulo 2

REVISÃO DA LITERATURA

2.1 Introdução

As estruturas de solo reforçado constituem uma alternativa bastante eficiente para obras de aterro e muros de contenção, por exemplo. Com grande frequência, podem ser adotadas para a implantação de aterros em áreas com dificuldade de acesso, em zonas urbanas onde há limitação de espaço físico, ou mesmo para minimizar o consumo de material utilizado na obra. As faces dessas estruturas podem ser dimensionadas com inclinações acentuadas e, até mesmo verticais, de forma a evitar a necessidade da construção de uma “saia de aterro”, para garantir a sua estabilidade. Esta técnica também pode ser convenientemente utilizada para a recomposição de taludes que sofreram processos de erosão.

O sucesso das estruturas de solo reforçado depende fundamentalmente da interação do elemento de reforço e do tipo de solo utilizados. Por isso, é de extrema importância o conhecimento das propriedades características de cada um deles (TEIXEIRA, 2003).

Os solos podem apresentar diversas variações em sua granulometria e seus parâmetros de resistência. Os geossintéticos por sua vez, possuem propriedades de engenharia específicas em função de suas características. A variação das propriedades destes materiais produz comportamentos distintos nos mecanismos de interação que ocorrem entre eles.

Os solos normalmente especificados para compor estruturas de solo reforçado devem possuir basicamente, alto valor de ângulo de atrito interno, propriedades de engenharia estáveis com o tempo e capacidade de livre drenagem, que são características peculiares dos materiais granulares. Tais recomendações são feitas por órgãos normativos internacionais, como por exemplo, AASHTO (2002), FHWA (2001) e BS8006 (1995). Entretanto, a experiência brasileira em execução de estruturas reforçadas com utilização de solos de granulometria fina, denominados solos não convencionais, tem apresentado bom desempenho.

Vilar e Bueno (2008) avaliaram o comportamento de alguns casos históricos brasileiros de estruturas de solo reforçado por geossintéticos (muros reforçados e taludes íngremes) executadas com utilização de solos não convencionais e, verificaram que as mesmas não apresentavam sinais de desgaste, mesmo após vinte anos de utilização. Os autores observaram que a magnitude dos deslocamentos horizontais ocorridos no período da construção era função dos cuidados tomados durante a colocação e compactação do solo nas proximidades da face da estrutura e, que os deslocamentos horizontais ocorridos não apresentaram diferenças significativas em relação a outras estruturas executadas com material granular. Com base neste estudo foi possível afirmar que quando as devidas precauções são tomadas na etapa da construção, a razão entre os deslocamentos horizontais e a altura da estrutura reforçada (δ_h/H) varia entre 1 e 5%. Com relação aos deslocamentos horizontais ocorridos após a construção, verificou-se que são significativamente menores do que aqueles que ocorrem durante a construção e, que se estabilizaram num curto período de tempo, cuja relação δ_h/H apresentou valores bem inferiores a 1%. Em nenhum dos casos avaliados verificou-se valores de pressão neutra significantes, sendo a maioria deles negativos.

Farrag et al. (1993) definem solos não convencionais como material encontrado próximo ao local da obra que contém um percentual considerável de finos a ponto de lhe conferir coesão, cujas propriedades de engenharia são relativamente pobres quando comparadas a materiais granulares. Os solos não convencionais podem ser também aqueles materiais cuja parcela preponderante de grãos apresenta granulometria fina, como os siltes e as argilas ou, os solos areno-siltosos e areno-argilosos, cujos percentuais elevados de partículas com diâmetro menor que 0,075mm e 0,002mm, respectivamente, implicam num comportamento distinto de materiais exclusivamente granulares.

Os solos não convencionais de origem tropical, especialmente os de natureza laterítica, possuem elevada resistência ao cisalhamento, coesão não saturada elevada, pequena compressibilidade se compactado no ramo seco da curva de Proctor e boa interação com inclusões poliméricas. A grande ocorrência deste tipo de material no território brasileiro o torna bastante atrativo para compor estruturas de solo reforçado, de modo a minimizar ou até mesmo eliminar custos com exploração de materiais granulares e o transporte destes até o local da obra.

Em situações onde são utilizados solos não convencionais como material de aterro, a maior preocupação se deve ao desenvolvimento de pressões neutras ou perda de resistência devido ao umedecimento do maciço reforçado. Além disso, o desenvolvimento de pressões

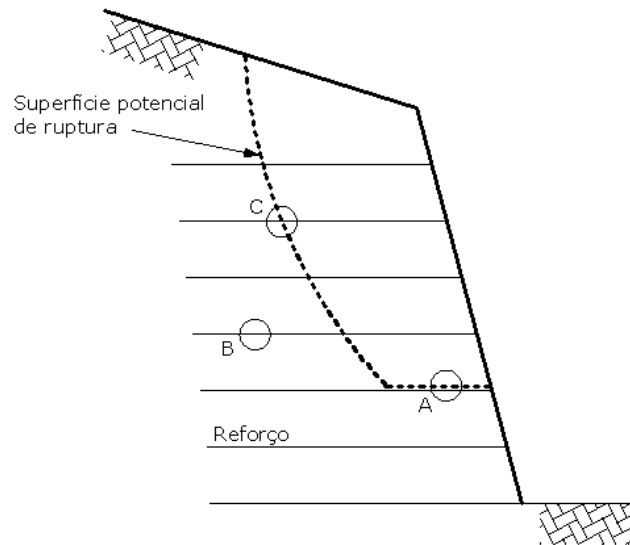
neutras no interior de um maciço reforçado provoca a redução da força de arrancamento da inclusão (TEIXEIRA, 2003), parâmetro este de extrema importância para a estabilidade de estruturas de solo reforçado.

Quanto aos elementos resistentes à tração inseridos no maciço de solo para desempenharem a função de reforço, os geotêxteis e as geogrelhas são os materiais mais utilizados dentre os geossintéticos, apesar de existirem ainda as geotiras e os geocompostos resistentes. Todavia, os mecanismos de interação observados entre estes produtos e o solo apresentam particularidades.

No caso das geogrelhas, a resistência total ao arrancamento corresponde à soma de três diferentes parcelas: 1) parcela referente à adesão e o atrito entre o solo e a área cheia da geogrelha; 2) o atrito solo-solo que ocorre nas aberturas da malha; 3) a resistência passiva desenvolvida no solo em frente aos elementos transversais. Enquanto que nos geotêxteis a resistência ao arrancamento deve-se somente ao atrito e à adesão desenvolvidos na interface solo-reforço.

A maneira mais adequada para avaliar a interação entre solo e reforço é por meio da realização de ensaios de cisalhamento direto ou de arrancamento. O fator determinante para a escolha do ensaio apropriado é função da região do maciço reforçado que se busca investigar. A Figura 2.1 apresenta as diferentes situações de interação solo-reforço em uma estrutura de solo reforçado e os ensaios mais adequados para cada situação.

No ensaio de cisalhamento direto, a metade superior da caixa de ensaios é preenchida com solo e, impõe-se um deslocamento horizontal da mesma sobre a metade inferior da caixa, também preenchida com solo ou com uma base rígida, na qual é fixada a amostra de geossintético. Pode-se ainda, inserir o geossintético de forma inclinada em um maciço de solo e impor um deslocamento horizontal da metade superior da caixa sobre a sua metade inferior. No ensaio de arrancamento é quantificada a força necessária para extrair uma amostra de geossintético inserida em um maciço de solo. Os parâmetros fornecidos nestes ensaios são utilizados para o dimensionamento de estruturas de solo reforçado.



- A – Ensaio de cisalhamento direto convencional
- B – Ensaio de arrancamento
- C – Ensaio de cisalhamento direto com reforço inclinado

Figura 2. 1 - Indicação dos ensaios mais adequados para estudo da interação solo-reforço. Adaptado de PALMEIRA e MILLIGAN (1989).

Dentre os ensaios citados acima, o ensaio de arrancamento representa de maneira mais realista as condições de sollicitação a que uma geogrelha é submetida numa situação real de campo. Além disso, como todo ensaio realizado em laboratório, é possível controlar eficientemente as condições de contorno e das variáveis envolvidas, como grau de compactação e teor de umidade.

2.2 Geogrelhas

As geogrelhas são produtos planares em forma de grelha, constituídos por elementos longitudinais e transversais resistentes à tração, cuja função primária é o reforço de solos. As aberturas existentes em sua estrutura proporcionam a interação do meio em que estão confinadas, garantindo um incremento de resistência ao arrancamento, devido à resistência passiva desenvolvida no solo em frente aos membros transversais de sua estrutura. São consideradas uniaxiais quando apresentam elevada resistência à tração em uma direção apenas e, biaxiais quando apresentam elevada resistência à tração nas duas direções ortogonais principais. Na Figura 2.2 é apresentada a estrutura típica de uma geogrelha.

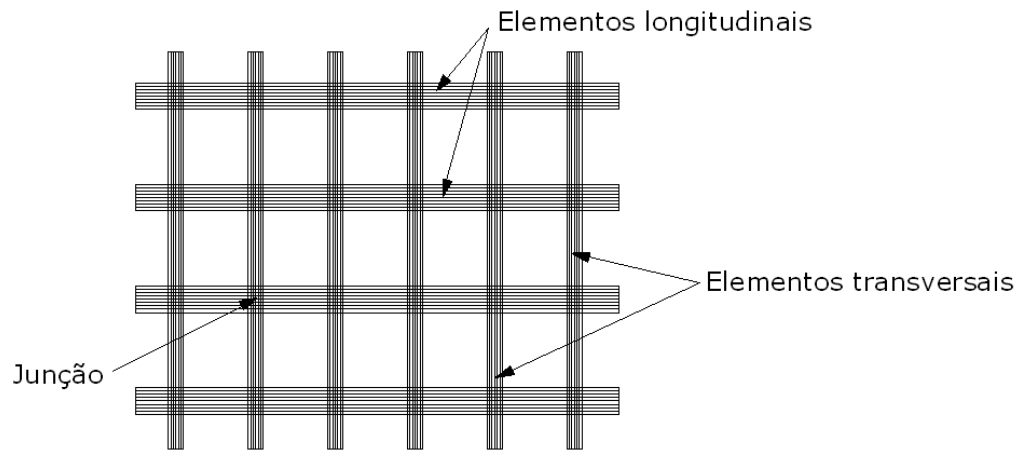


Figura 2. 2 - Estrutura de uma geogrelha.

As geogrelhas podem exercer funções de separação de materiais e reforço de solos em obras de engenharia geotécnica. No caso de separação de materiais, sua utilização é bastante restrita, estando diretamente condicionada à granulometria do material circundante. Porém, em obras onde sua função é de reforço, sua aplicação é vasta. Dentre as principais aplicações de geogrelhas para reforço de solos, citam-se:

- reforço de taludes íngremes e muros de contenção;
- reforço de base de aterro sobre solo mole;
- reforço de base de pavimentos rodoviário, ferroviário e aeroportuário;
- em conjunto com gabiões para construção de muros reforçados para controle de erosão e encontros de pontes;
- em conjunto com outros geossintéticos formando geocompostos.

A fabricação das geogrelhas pode ser através da perfuração de mantas poliméricas, que são posteriormente tracionadas em uma ou duas direções com o objetivo de melhorar suas propriedades mecânicas, ou ainda, a partir do entrelaçamento de cordões de multifilamentos seguindo duas direções ortogonais principais, urdume (sentido longitudinal à fabricação) e trama (sentido transversal à fabricação).

Nos dias atuais, os materiais utilizados na fabricação de geogrelhas são variados. Neste leque de matérias primas são incluídas fibras de vidro, fibras ópticas, metais e

polímeros. Dentre os polímeros mais utilizados estão o Polietileno de Alta Densidade (PEAD), o Poliéster (PET) e o Polipropileno (PP).

No processo de fabricação das geogrelhas, os polímeros recebem aditivos que visam combater a degradação térmica e a degradação provocada pelo efeito dos raios UV, impostas ao produto final em condições de campo, além de proporcionar melhorias das propriedades mecânicas como a flexibilidade, por exemplo.

Teixeira (2003) afirma que o tipo de polímero afeta as diversas características de comportamento dos geossintéticos, principalmente àquelas de longo prazo, assim como as propriedades de resistência à degradação química por ação dos raios ultravioleta, resistência à temperatura, à hidrólise, e o comportamento mecânico do geossintético. Na Tabela 2.1 é apresentado o resumo do comportamento dos materiais em longo prazo, em função do polímero constituinte.

Tabela 2. 1 - Propriedades de degradação dos principais polímeros que constituem as geogrelhas (*apud* TEIXEIRA, 2003).

PROPRIEDADE	POLÍMERO		
	PET	PP	PEAD
Foto - degradação	3	3* a 1**	3* a 1**
Termo - oxidação	3	1	1
Hidrólise	1	2	2
Degradação biológica	3	3	3
Degradação química a álcalis	1	2 a 3	3
Degradação química a ácidos	2	3	3
Fluência	3	2	2

* com tratamento (por exemplo, negro de fumo); ** sem tratamento
 Legenda: resistência elevada (3); média (2) e baixa (1).

2.3 Reforço de solos com geogrelha

A função primária da geogrelha é invariavelmente o reforço. Entretanto, sob algumas circunstâncias específicas possa exercer função de separação de materiais. Isso só se confirma na utilização de cascalhos muito grosseiros e materiais com partículas grandes.

Dentre as principais aplicações de geogrelha como elemento para reforço de solos, destacam-se as estruturas de solo reforçado, construção de taludes íngremes, reforço de base de aterro sobre solo mole, reforço de base de pavimentos rodoviários, ferroviários e aeroportuários, dentre outros. No tópico a seguir será abordada a utilização de geogrelha em muros e taludes reforçados.

2.3.1 Muros e taludes reforçados

As estruturas de solo reforçado são constituídas basicamente por solo compactado e materiais resistentes à tração. Ambos os componentes apresentam comportamentos mecânicos distintos, embora complementares. Enquanto os solos, geralmente, apresentam elevada resistência à compressão e ao cisalhamento, os geossintéticos possuem elevada resistência à tração. Desta maneira, a estrutura resultante da combinação destes materiais possui grande flexibilidade, segurança, tolerância a recalques, apelo estético e demais vantagens construtivas e econômicas. A Figura 2.3 apresenta uma seção transversal típica de um maciço de solo reforçado.

Um muro de solo reforçado ou a construção de um talude com utilização de geossintéticos consiste em uma obra de terraplenagem, onde são inseridas camadas de elementos resistentes à tração intercaladas em camadas de solo compactado. Sistemas de drenagem devem ser previstos na face e na base da contenção, com o intuito de evitar o umedecimento do solo constituinte da zona reforçada. Por vezes, há a necessidade da construção de um dreno na interface solo natural- retroaterro compactado, quando o material utilizado para compor a estrutura reforçada for um solo com baixa permeabilidade (não convencional). Na utilização de materiais granulares no corpo do aterro, é desnecessária a utilização deste tipo de dreno, uma vez que o próprio material apresenta capacidade de livre drenagem.

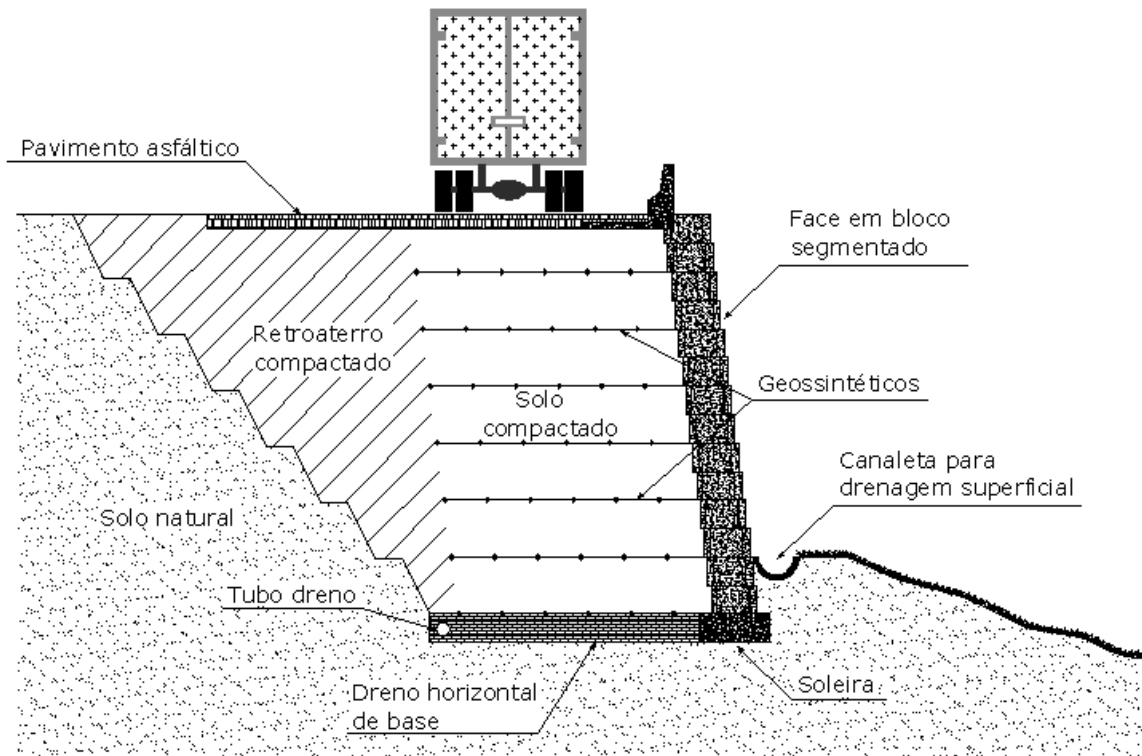


Figura 2.3 - Seção esquemática simplificada de uma estrutura de solo reforçado.

Os materiais de reforço geralmente empregados em obras de solo reforçado são geossintéticos ou fitas metálicas. A utilização destes materiais promove uma redistribuição global de tensões e deformações, permitindo a adoção de estruturas com faces verticais (muros), ou maciços mais íngremes (taludes) com menor volume de aterro compactado (VERTEMATTI *et al.*, 2004).

Teixeira (2003) afirma que o elemento de reforço presente no interior do maciço de solo é responsável pela transmissão de esforços da zona ativa para a zona resistente, de maneira a promover um equilíbrio de esforços e, conseqüentemente, garantir a estabilidade da estrutura. Os reforços são capazes de mobilizar um adicional de resistência ao cisalhamento do conjunto que só se torna efetivo quando surge uma força de tração na inclusão. Desta forma, a resistência ao arrancamento dos elementos de reforço é uma propriedade essencial para o funcionamento das estruturas de solo reforçado e condiciona a ação da inclusão.

As geogrelhas poliméricas oferecem uma boa interação com o solo, que é resultante de um efeito conjugado de: a) resistência de interface e b) resistência passiva (BERGADO *et al.*, 1993). O primeiro parâmetro é controlado pelo atrito e adesão entre o solo e a área cheia da geogrelha e pela resistência ao cisalhamento do solo localizado na abertura das grelhas. O segundo parâmetro é governado pela capacidade de carga dos elementos transversais.

2.3.1.1 Análise de estabilidade externa

O dimensionamento de uma estrutura de contenção em solo reforçado consiste em duas etapas: a realização de análises acerca de sua estabilidade externa e interna. Na verificação da estabilidade externa são analisados quatro mecanismos clássicos de instabilização de estruturas de contenção: a) deslizamento na base da estrutura de solo reforçado; b) tombamento em torno do pé do muro; c) ruptura do solo de fundação e d) ruptura global por uma superfície envolvendo todo o maciço reforçado, conforme mostrados na Figura 2.4.

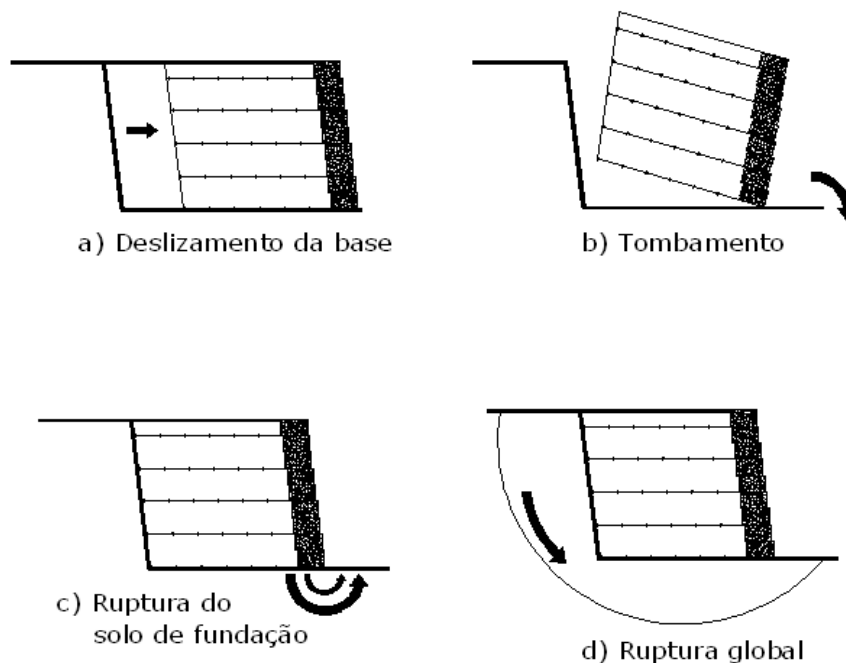


Figura 2.4 - Mecanismos de instabilização de uma estrutura de solo reforçado realizados para a verificação da estabilidade externa. Adaptado de BATHURST e SIMAC (1995).

É importante ressaltar que, apesar das estruturas de solo reforçado serem dimensionadas partindo do princípio que funcionam como muros de arrimo, elas não se comportam como uma estrutura rígida, como por exemplo, muros de alvenaria de pedra argamassada. Muito pelo contrário, as estruturas de solo reforçado são altamente flexíveis e tolerantes a recalques.

2.3.1.2 Análise de estabilidade interna

Na Figura 2.5 são apresentados os dois mecanismos de instabilização interna inerentes à técnica do solo reforçado por geossintéticos.

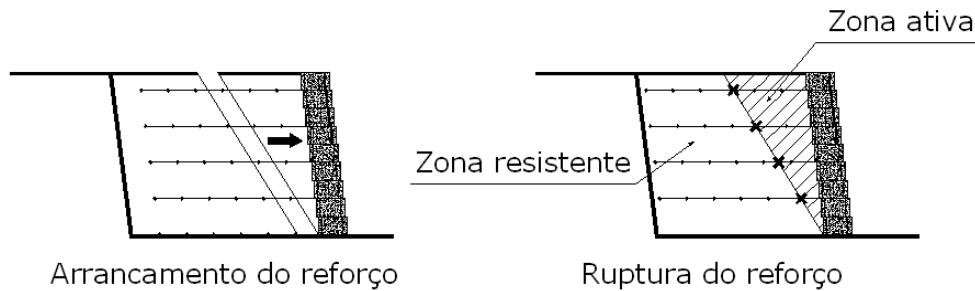


Figura 2.5 – Análises para verificação da estabilidade interna de uma estrutura de solo reforçado. Adaptado de BATHURST e SIMAC (1995).

A análise de estabilidade interna é verificada pelo método de equilíbrio local, onde cada camada de reforço é analisada independentemente. Nesta análise, devem ser verificadas as condições de arrancamento e ruptura do reforço. Para isso, adota-se uma superfície hipotética de ruptura que divide o maciço em duas zonas distintas, sendo uma delas a zona ativa e a outra a zona resistente.

A forma dessa superfície de ruptura varia em função do método utilizado. Pode ser linear, conforme a proposta de Rankine, bi-linear, como prevê a norma de Terra Armada, ou ainda pode-se admitir uma superfície de ruptura segundo uma espiral-logarítmica, como no método de Leshchinsky e Perry (1987). A principal diferença entre os métodos de estabilidade interna é a forma adotada para a superfície de ruptura e o modo de obtenção da força de tração mobilizada no reforço (MITCHELL; VILLET, 1987).

A superfície linear potencial de ruptura possui uma inclinação segundo um ângulo de $45^\circ + \frac{\phi}{2}$, a partir da base da estrutura em relação ao plano horizontal, onde ϕ corresponde ao ângulo de atrito interno do solo. Esta região coincide com a posição de máxima sollicitação dos reforços, especialmente no caso de reforços mais deformáveis, como os geotêxteis e as geogrelhas.

Na Figura 2.6 é apresentada a superfície potencial de ruptura linear de uma estrutura de solo reforçado, bem como a indicação dos comprimentos dos reforços inseridos na zona ativa (L_r) e na zona resistente (L_a) do muro, em função da profundidade. Apresenta-se ainda a indicação do espaçamento vertical máximo (S_v) entre as camadas de reforço.

O comprimento total da geogrelha é dividido em duas parcelas: o comprimento inserido na zona resistente e o comprimento inserido na zona ativa. A forma da superfície de ruptura adotada implica diretamente no valor dessas parcelas.

Em situações onde é adotada a superfície de ruptura linear, obtém-se o comprimento de reforço L_r , inserido na zona ativa, através da seguinte equação:

$$L_r = H - z \cdot \operatorname{tg} 45^\circ - \phi / 2 \quad (2.1)$$

onde H é a altura da estrutura e z é a altura de solo acima da camada de reforço considerada.

Sendo conhecido o comprimento total do reforço, obtido na análise de estabilidade externa, define-se a parcela inserida na zona resistente por meio da equação 2.2.

$$L_a = L - L_r \quad (2.2)$$

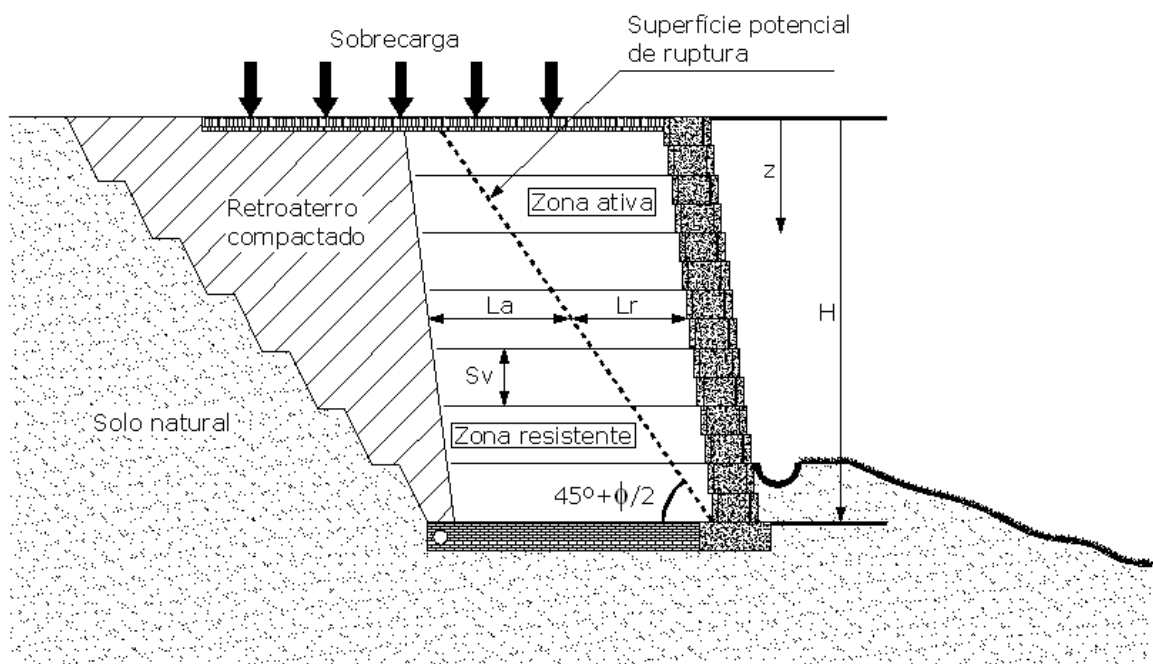


Figura 2.6 – Superfície potencial de ruptura de um muro de solo reforçado. Adaptado de MITCHELL e VILLET (1987).

A equação 2.3 representa de maneira simplificada a força de tração (T) que solicita uma camada de reforço ao arrancamento de uma estrutura de solo reforçado, em situações onde não há sobrecarga.

$$T = K_a \cdot S_v \cdot \gamma \cdot z \quad (2.3)$$

Onde:

k_a – coeficiente de empuxo ativo;

γ – peso específico do solo.

Os espaçamentos verticais máximos entre as camadas de reforço são obtidos levando-se em consideração a resistência à tração de projeto do geossintético (T_p), a tensão horizontal atuante em cada camada de reforço (σ_h), e um fator de segurança global adotado para a obra (FS), variando entre 1,3 e 1,5, conforme apresentado na equação 2.4.

$$S_v = \frac{T_p}{\sigma_h \cdot FS} \quad (2.4)$$

Os geossintéticos podem ter suas propriedades mecânicas afetadas em função da severidade do meio, de danos decorrentes do processo de instalação e pelo efeito da fluência. Desta maneira, o valor índice de resistência à tração do elemento de reforço ($T_{máx}$) indicado em catálogo pelo fabricante, deve ser minorado segundo fatores parciais de redução. Estes fatores são aplicados devido à degradação ambiental (f_a), danos mecânicos de instalação (f_{mr}), perda de resistência com o tempo devido à fluência (f_{cr}) e incertezas com relação às características dos materiais (f_m).

Koerner (1998) e Vertematti (2004) sugerem valores de redução para os diferentes fatores que podem ocasionar perda de resistência de geossintéticos. Na Tabela 2.2 são apresentadas faixas de valores indicativos para os fatores de redução utilizáveis, proposta por Vertematti (2004).

Tabela 2. 2 - Faixa de valores indicativos para os fatores de redução utilizáveis (VERTEMATTI, 2004).

FATOR	Valor mínimo	Valor máximo
Fluência em tração (f_{ar})	2,00	5,00
Danos de instalação (f_{mr})	1,50	2,00
Degradação ambiental (f_a)	1,05	2,00
Incertezas estatísticas do material (f_m)	1,05	1,40

A aplicação desses fatores parciais resulta em um fator de redução global (FR), conforme apresentado na equação 2.5.

$$FR = f_{cr} \cdot f_{mr} \cdot f_a \cdot f_m \quad (2.5)$$

Aplicando o fator de redução global no valor índice de resistência à tração, obtém-se o valor da resistência à tração do elemento de reforço utilizado em projetos, de acordo com a equação 2.6.

$$T_p = \frac{T_{máx}}{FR} \quad (2.6)$$

Ao final da verificação de estabilidade interna de uma estrutura de solo reforçado obtêm-se os comprimentos de reforço inseridos nas zonas ativa e resistente e, os espaçamentos verticais máximos entre as camadas de reforço, em função da profundidade de instalação de cada uma delas.

2.4 Interação solo-reforço

O mecanismo de interação observado entre solo e geogrelha é mais complexo que o que ocorre entre solo e reforços contínuos, como os geotêxteis tecido e não-tecido. A interação entre solo e geotêxtil é puramente atritiva, ou seja, a resistência ao arrancamento desenvolvida nesta interface deve-se somente ao atrito gerado no contato entre estes dois materiais. Em geogrelhas, além da contribuição de atrito na interface solo-reforço, as parcelas referentes ao

cisalhamento que ocorre no contato solo-solo no interior da malha do reforço e, a resistência passiva desenvolvida no solo em frente aos elementos transversais devido à ação de corte destes, determinam a resistência máxima ao arrancamento da geogrelha durante o arrancamento. Jewell et al. (1984) afirmam que a preponderância de um ou de outro efeito sobre o valor resultante da resistência ao arrancamento depende da relação entre a abertura da geogrelha, do tipo do solo, mais especificamente de sua granulometria e da pressão aplicada, dentre outros fatores.

Teixeira (2003) realizou uma série de ensaios de arrancamento buscando avaliar alguns dos principais fatores que afetam o comportamento de geogrelhas submetidas ao arrancamento. Dentre os fatores avaliados, destaca-se a sobrecarga aplicada, o grau de compactação do solo e o tipo de inclusão. Com os resultados obtidos nos ensaios, foram plotados gráficos que relacionam a variação da tensão de arrancamento, correspondente a 95% da máxima tensão ($\tau_{95\%}$), com a sobrecarga aplicada (25, 50 e 100 kPa) e, verificou-se que existe uma correlação aproximadamente linear entre estes dois parâmetros que pode ser equacionada da seguinte forma:

$$\tau_{95\%} = a + \sigma \cdot \text{tg} \phi \quad (2.7)$$

onde a é igual à adesão equivalente e ϕ o ângulo de atrito equivalente.

A partir dos gráficos obtidos e das equações, percebe-se que, teoricamente, o solo é capaz de promover resistência ao arrancamento, mesmo que a sobrecarga seja nula. Isto se deve à adesão entre solo e reforço e, principalmente, à coesão do solo situado nos vazios entre os elementos da geogrelha.

Ao avaliar a influência do grau de compactação nos ensaios de arrancamento, Teixeira (2003) relacionou a resistência ao arrancamento ($\tau_{95\%}$) com o deslocamento frontal ($\sigma_{95\%}$), e concluiu que para graus de compactação entre 85 e 100%, a taxa de variação é de 1 kPa para cada 1% de variação no grau de compactação. Portanto, variando o grau de compactação de 85% para 100%, obteve-se um ganho de resistência de cerca de 75%, o que evidencia a importância do grau de compactação do solo nos resultados de resistência ao arrancamento.

Com o objetivo de averiguar a influência do tipo de inclusão utilizada, Teixeira (2003) realizou ensaios de arrancamento, mantendo os mesmos parâmetros de grau de compactação e tensões de confinamento aplicadas, variando apenas as inclusões. O resultado encontrado, em termos de deslocamento e resistência para cada tipo de reforço é apresentado na Figura 2.7.

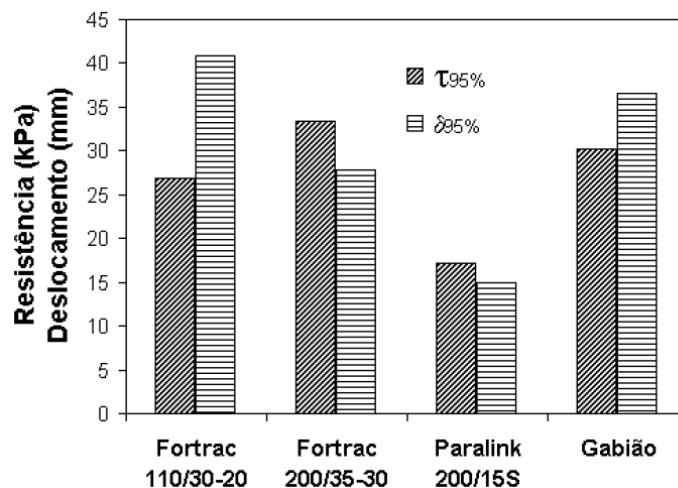


Figura 2.7 – Comparação entre os diferentes tipos de inclusão (TEIXEIRA, 2003).

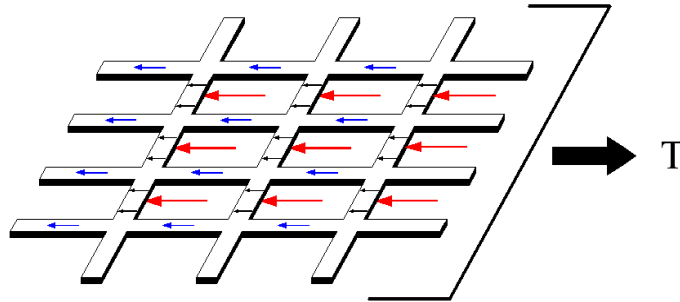
A resistência ao arrancamento de uma geogrelha é primeiramente mobilizada pelo atrito e adesão superficial, que precisam apenas de um pequeno deslocamento relativo para serem totalmente mobilizados. A resistência passiva é mobilizada posteriormente e ocorre para maiores deslocamentos (FARRAG et al., 1993).

Na Figura 2.8 são apresentados os mecanismos de interação entre solo e geogrelha na resistência ao arrancamento.

Teixeira (2003) ressalta que tal fenômeno ocorre, principalmente, quando os membros transversais da geogrelha possuem pequena rigidez à flexão, e afirma que o atrito de interface entre solo e geogrelha depende do tipo de solo e da rugosidade da inclusão. Enquanto a contribuição da resistência passiva desenvolvida em frente aos elementos transversais depende de muitos fatores como, a tensão de confinamento, a geometria do elemento de reforço e a relação de diâmetros (a razão entre o tamanho médio dos grãos do solo e o tamanho das aberturas da geogrelha).

Os métodos de dimensionamento de estruturas de solo reforçado disponíveis no meio técnico, em geral, utilizam coeficientes que tentam refletir esta interação solo-reforço. Devido à sua simplicidade, o coeficiente de interação “f” é o mais utilizado em projetos. Este coeficiente não distingue a parcela de atrito da interface da resistência passiva e incorpora, empiricamente, o grande número de parâmetros que interferem na resistência ao arrancamento. Ou seja, ele não permite a avaliação individual destes fatores no estudo da interação solo-geossintético (KAKUDA et al., 2006).

$$T = T_{AL} + (T_{AT} + T_P)$$



Onde:

T – Resistência ao arrancamento total

T_{AL} – Resistência atritiva desenvolvida na superfície dos elementos longitudinais

T_{AT} – Resistência atritiva desenvolvida na superfície dos elementos transversais

T_P – Resistência passiva desenvolvida em frente aos elementos transversais

Figura 2.8 – Mecanismos de interação entre solo e geogrelha na resistência ao arrancamento. Adaptado de KOERNER (1998).

O coeficiente de interação solo-reforço “f” é obtido relacionando a resistência máxima ao arrancamento da inclusão obtida em ensaio de arrancamento (T), a área plana do geossintético em contato com o solo (A), a tensão normal atuante no reforço (σ) e o ângulo de atrito interno do solo (ϕ), conforme mostrado na equação 2.8.

$$f = \frac{T}{2 \cdot A \cdot \sigma \cdot \text{tg}\phi} \quad (2.8)$$

Jewell (1996) define dois coeficientes de interação solo-reforço, sendo um deles o coeficiente de deslizamento (α_{ds}) e o outro o coeficiente de aderência (α_b). O coeficiente de deslizamento (α_{ds}) avalia a resistência ao deslizamento do solo em contato com a inclusão e, é representado pela equação 2.9.

$$\alpha_{ds} = \bar{a}_s \cdot \frac{\text{tg}\delta}{\text{tg}\phi} + (1 - \bar{a}_s) \quad (2.9)$$

Onde:

α_{ds} – coeficiente de deslizamento;

\bar{a}_s – percentual de área cheia do geossintético (geotêxteis tecidos e não-tecidos, $\bar{a}_s = 1$);

δ – ângulo de atrito de interface solo-geossintético;

ϕ – ângulo de atrito interno do solo.

Quando \bar{a}_s for igual a 1, para o caso de geossintéticos com superfície contínua, como os geotêxteis, por exemplo, o coeficiente de deslizamento resume-se a:

$$\alpha_{ds} = \frac{tg\delta}{tg\phi} \quad (2.10)$$

O coeficiente de aderência (α_b) avalia os dois principais mecanismos de transferência de carga entre solo e reforço, que são o atrito de interface e a resistência passiva do solo à frente dos elementos transversais em geossintético de superfície descontínua:

$$\alpha_b = \bar{a}_s \frac{tg\delta}{tg\phi} + F_1 \cdot F_2 \cdot \left(\frac{\sigma_b}{\sigma_v} \right) \cdot \left(\frac{\bar{a}_b \cdot B}{2 \cdot S} \right) \cdot \frac{1}{tg\phi} \quad (2.11)$$

Onde:

α_b – coeficiente de aderência;

\bar{a}_s – percentual de área do geossintético disponível para desenvolvimento de atrito de interface solo-inclusão (para geotêxteis, $\bar{a}_s = 1$);

δ – ângulo de atrito de interface solo-geossintético;

ϕ – ângulo de atrito interno do solo;

F_1 – fator de escala;

F_2 – fator de forma;

σ_b – resistência passiva desenvolvida pelo solo em frente aos elementos transversais;

σ_v – tensão normal aplicada no plano do geossintético;

\bar{a}_b – fração da largura de geossintético disponível para o desenvolvimento da resistência passiva;

B – espessura do elemento transversal da geogrelha;

S – espaçamento entre os membros transversais

Para geotêxteis $\bar{a}_s = 1$ e $\bar{a}_b = 0$. Logo, a equação 2.11 torna-se:

$$\alpha_b = \frac{tg\delta}{tg\phi} = \alpha_{ds} \quad (2.12)$$

Ou seja, para geossintéticos de superfície contínua, os coeficientes de aderência e deslizamento são iguais. O mecanismo de transferência de carga é puramente atritivo para os dois casos.

Jewell (1996) define o primeiro membro da equação 2.11 como sendo a parcela referente ao atrito de interface entre o solo e a área sólida da geogrelha. O segundo membro refere-se à resistência passiva desenvolvida pelo solo à frente dos elementos transversais da geogrelha. Entretanto, ao contrário da separação didática mostrada no cálculo de α_b , ocorrem interferências entre os mecanismos de interação solo-reforço (FERREIRA, 2007). Palmeira e Milligan (1989) realizaram uma comparação entre os valores teóricos e experimentais publicados de resistência passiva mobilizada nos membros transversais das grelhas, os quais são apresentados na Figura 2.9.

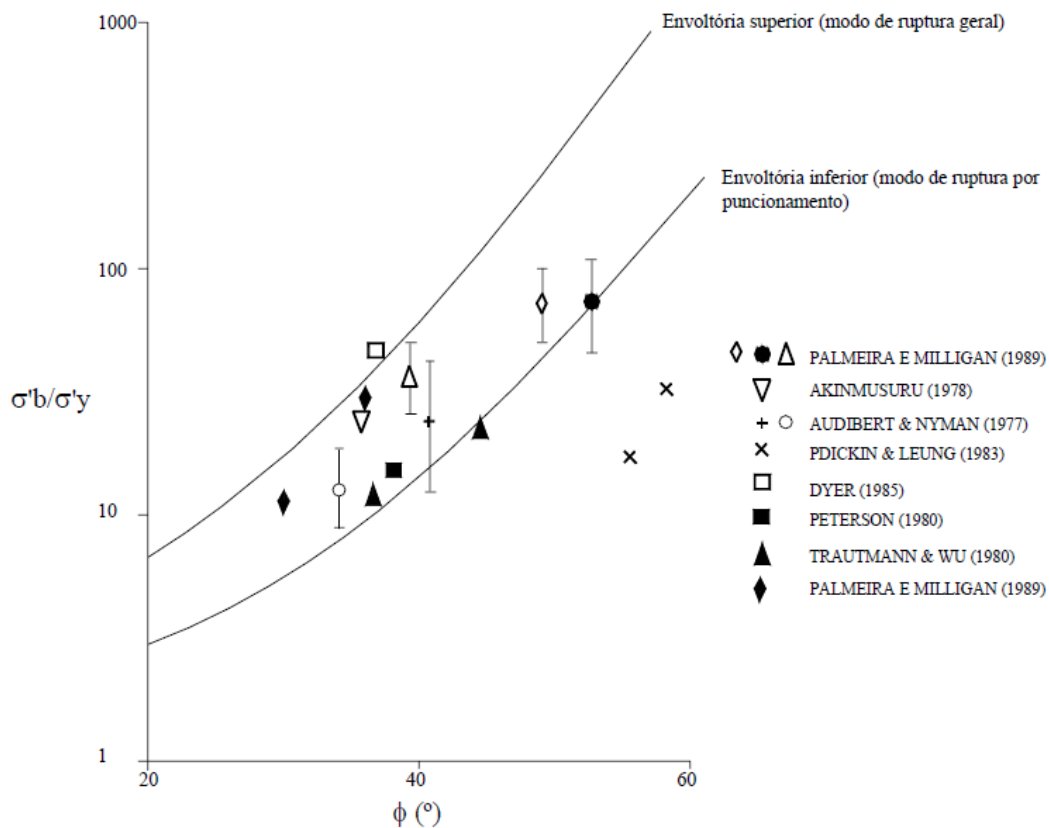


Figura 2.9 – Comparação entre os valores teóricos e experimentais da resistência passiva mobilizada nos membros transversais das grelhas. Adaptado de PALMEIRA e MILLIGAN (1989).

2.4.1 Resistência por atrito e adesão

As parcelas de atrito e adesão são responsáveis pela resistência ao arrancamento desenvolvida entre o solo e os membros longitudinais e transversais das geogrelhas. A parcela atritiva depende do ângulo de atrito de interface solo-inclusão, da área de atrito e da tensão normal efetiva entre solo e reforço. Já a parcela adesiva depende da área de contato entre solo e geogrelha, do fator de adesão superficial e da coesão não drenada do solo, conforme a expressão 2.13 (KAKUDA, 2005).

$$P_f = 2 \cdot L_r \cdot W_r \cdot \sigma_v \cdot \alpha_s \cdot \operatorname{tg} \delta + \alpha \cdot C_u \cdot \alpha_s \quad (2.13)$$

Onde:

P_f - resistência por atrito e adesão;

L_r - comprimento do reforço;

W_r - largura do reforço;

σ_v - tensão normal no nível do reforço;

α_s - percentual de área cheia do geossintético;

δ - ângulo de atrito de interface solo-reforço;

α - fator de adesão superficial;

C_u - coesão não-drenada do solo.

Tomlinson (1994) juntou dados que estabelece uma relação entre o fator de adesão (α) e a resistência não drenada do solo (C_u) para diferentes tipos de estacas em solo coesivo, conforme apresentado na Figura 2.10.

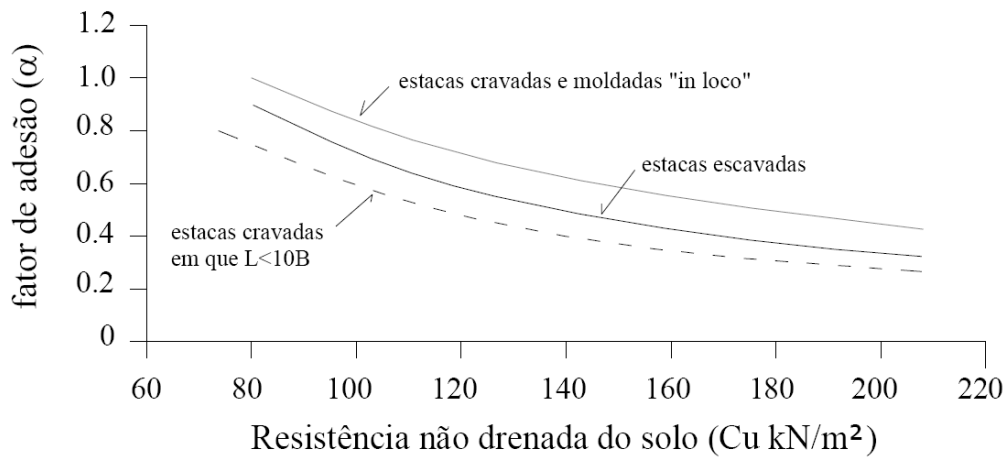


Figura 2.10 – Fator de adesão em função da resistência não drenada de solos coesivos (TOMLINSON, 1994).

2.4.2 Resistência passiva dos elementos transversais

Jewell et al. (1984) e Jewell (1990), com o propósito de estudar o mecanismo de resistência passiva dos membros transversais das geogrelhas, consideraram existir uma analogia dos comportamentos nos processos de mobilização de capacidade resistente nos membros transversais das grelhas e nas ancoragens de placas profundas em solos granulares. Dessa maneira, propõem que a aferição dos valores calculados da resistência passiva mobilizada nos membros transversais das grelhas seja feita a partir de resultados experimentais e numéricos publicados. Estes autores propõem ainda que esta resistência passiva deva estar compreendida entre os dois valores teóricos, representados pela envoltória superior (modo de ruptura geral) e envoltória inferior (modo de ruptura por puncionamento), ambos indicados na Figura 2.8.

Bergado e Chai (1994) admitem que os membros transversais das grelhas funcionem analogamente a um conjunto de sucessivas sapatas alongadas, formando um ângulo de 90° com a direção da aplicação da força de arrancamento. Dessa maneira, a resistência passiva é definida a partir de valores teóricos encontrados na teoria geral de capacidade de carga, que são utilizados na equação 2.14. No entanto, só deve ser empregado para geogrelhas rígidas.

$$\sigma'_p = c' \cdot N_c + \sigma'_v \cdot N_q \quad (2.14)$$

Onde:

σ'_p – resistência passiva;

σ'_v – tensão normal atuante na interface solo-geogrelha;

c' – coesão do solo;

N_q e N_c – fatores de capacidade de resistência passiva (idênticos aos fatores de capacidade de carga).

Feita essa analogia, se estabelece dois modos de ruptura associados ao mecanismo de resistência passiva, quais sejam a ruptura geral e por puncionamento, que fornecem, respectivamente, de acordo com Jewell (1984), os limites superior e inferior, para a força de arrancamento (KAKUDA, 2005).

2.5 Ensaios para avaliação da interação solo-reforço

O conhecimento dos mecanismos de interação entre solo e geogrelha é de fundamental importância para o projeto de estruturas de solo reforçado. A forma mais adequada de obter essas informações é através da realização de ensaios capazes de determinar as resistências de interface entre os materiais. Os ensaios de laboratório mais utilizados para a determinação deste parâmetro são os ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto, embora ensaios alternativos possam ser encontrados na literatura.

Os ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto diferem entre si basicamente pela forma com que os esforços são aplicados ao geossintético, pelos mecanismos de ruptura impostos e pelas condições de contorno de cada um (TEIXEIRA, 2003).

Farrag et al. (1993) afirmam que os resultados de resistência de interface obtidos em ambos os ensaios podem variar muito e, muitas vezes, fornecerem resultados conflitantes. A razão da discrepância dos resultados obtidos em ensaios de arrancamento encontrados na literatura pode ser parcialmente explicada pelo fato de não haver um padrão de execução dos mesmos. Palmeira e Milligan (1989) justificam a discordância entre resultados de ensaios de arrancamento e de cisalhamento direto pelo fato da mobilização da deformação cisalhante ser, teoricamente, uniformemente distribuída ao longo da interface solo-inclusão em ensaios de cisalhamento direto. Enquanto no ensaio de arrancamento, a mobilização da deformação é a combinação da deformação de interface solo-inclusão e o alongamento do geossintético.

A escolha do ensaio mais adequado depende do tipo de movimento relativo entre o solo e o geossintético. Se o geossintético permanecer solidário com parte do solo envolvente e a resistência for mobilizada pelo deslizamento da massa restante, o ensaio mais adequado é o de cisalhamento direto. Porém, se o geossintético se deslocar em relação à massa de solo e este movimento for o responsável pela mobilização da resistência, o ensaio mais representativo é o de arrancamento (AGUIAR, 2003).

Os ensaios de cisalhamento direto apresentam-se de forma bastante satisfatória no estudo da interação entre solo e geotêxtil, no entanto não se mostra adequado no estudo do comportamento da geogrelha, devido às diferenças entre os mecanismos de interação do elemento de reforço com o solo (TEIXEIRA, 2003). Portanto, se faz necessária a utilização de outro ensaio capaz de representar de forma mais realista os mecanismos de interação que ocorrem com as geogrelhas. Um ensaio que simula bem o comportamento das geogrelhas quando inseridas em um maciço de solo é o ensaio de arrancamento.

2.5.1 Ensaio de cisalhamento direto

No ensaio de cisalhamento direto, a metade superior da caixa de ensaios é preenchida com solo e submetida a uma tensão normal constante e uma tensão horizontal de cisalhamento que a faz deslizar sobre a metade inferior da caixa. Nesta metade inferior, preenchida por solo ou por uma base rígida, encontra-se o geossintético. A escolha da configuração de ensaio mais adequada vai depender do tipo de geossintético a ser ensaiado. Na Figura 2.11 é apresentado um esquema simplificado de um ensaio de cisalhamento direto.

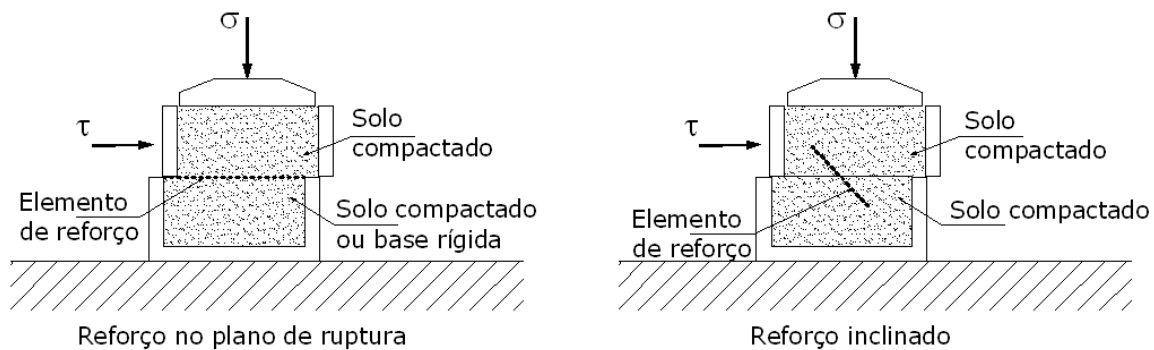


Figura 2.11 – Esquema simplificado de ensaios de cisalhamento direto com reforço no plano de ruptura e com reforço inclinado. Adaptado de INGOLD (1983).

A execução do ensaio é simples, e a envoltória de resistência é obtida a partir da repetição do ensaio sob diferentes tensões normais, visando definir uma relação entre as tensões cisalhantes e normais aplicadas ao corpo de prova ensaiado. Os parâmetros de resistência de interface α e δ são obtidos a partir desta envoltória, cuja equação é apresentada a seguir:

$$\tau = \alpha + \sigma_v \cdot \tan \delta \quad (2.15)$$

onde τ é a tensão de aderência entre o solo e o geossintético e σ_v a tensão normal atuante.

Estes ensaios não oferecem grandes dificuldades de interpretação, no entanto seus resultados podem ser influenciados por fatores como: posição relativa solo-geossintético (Ingold, 1984 e Saez, 1997), dimensões do equipamento (Ingold, 1984; Gourc et al., 1996 e Saez, 1997), espessura da camada de solo (Gourc et al., 1996), rugosidade do plano rígido (Gourc et al., 1996) e métodos para controle da pressão vertical (AGUIAR, 2003).

O ensaio de cisalhamento direto na interface solo-geossintético pode ainda contar com uma conformação diferente em sua montagem, visando analisar essa interação numa situação específica. Dispondo-se o elemento de reforço numa direção inclinada em relação à tensão cisalhante aplicada obtêm-se os parâmetros de resistência na interface solo-inclusão. A principal diferença entre este ensaio e o ensaio de cisalhamento direto convencional está na posição em que a inclusão é instalada. Neste ensaio é necessário que a inclusão possua um comprimento mínimo para mobilizar resistência ao arrancamento na massa de solo. No entanto, a análise dos resultados obtidos nestes ensaios apresenta um elevado grau de complexidade.

Este tipo de ensaio é bastante interessante e representa algumas condições que ocorrem no campo como, por exemplo, camadas horizontais de reforço ao serem solicitadas ao cisalhamento por uma superfície potencial de ruptura de um talude ou uma estrutura de contenção que se movimenta. Entretanto, existe uma grande dificuldade para utilização dos dados dele obtidos para o dimensionamento de estruturas em solo reforçado. A sua utilização é justificada basicamente para auxiliar no entendimento do comportamento de tais estruturas quanto ao aspecto de interação solo-reforço (TEIXEIRA, 2003).

2.5.2 Ensaio de arrancamento

O ensaio de arrancamento foi desenvolvido para avaliar o comportamento de inclusões inseridas em uma massa de solo ao serem solicitadas por uma força de tração capaz de provocar a perda de aderência com o solo circundante. Diversos autores o consideram como o ensaio mais apropriado para o estudo do comportamento de inclusões do tipo geogrelha, uma vez que considera as parcelas de atrito de superfície e resistência passiva desenvolvidas por este tipo de inclusão. A Figura 2.12 ilustra de forma simplificada um ensaio de arrancamento realizado em laboratório.

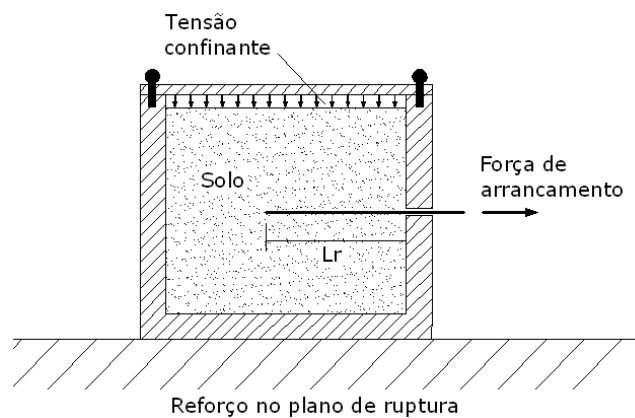


Figura 2.12 – Esquema ilustrativo de um ensaio de arrancamento em laboratório.

Os resultados obtidos a partir de ensaios de arrancamento são utilizados, não somente para elucidar os mecanismos de interação entre solo e inclusão, mas também como parâmetros de projetos e análises do comportamento de estruturas de solo reforçado.

Alguns pesquisadores (Kakuda, 2005, Ochiai et al., 1996, Nakamura et al., 2003) já realizaram experimentos com o intuito de validar os ensaios de arrancamento realizados em laboratório visando à substituição dos ensaios de arrancamento em campo, visto que diversas vantagens são observadas, no que diz respeito ao tempo de execução, custo e controle das variáveis inerentes ao ensaio, como teor de umidade do solo, grau de compactação, velocidade de arrancamento, dentre outras.

2.5.2.1 Ensaio de arrancamento em laboratório

Os ensaios de arrancamento em laboratório podem ser de grande ou de pequeno porte. Raju *et al.* (1998) afirmam que a caixa de arrancamento deve possuir, aproximadamente, 1000

mm de comprimento e 500 mm de largura para ser considerada de grande porte. A ASTM D 6706 recomenda que as dimensões mínimas da caixa de testes sejam 610 mm de comprimento, 460 mm de largura e 305 mm de altura.

As caixas de testes são constituídas basicamente por uma estrutura metálica rígida com seção transversal retangular, cuja tampa possui uma bolsa inflável que é utilizada para a aplicação de tensões confinantes na massa de solo. O elemento de reforço ensaiado é conectado a uma prensa de arrancamento por meio de uma garra, e tracionado sob velocidade controlada. A caixa deve possuir uma abertura frontal para possibilitar a conexão do elemento de reforço à garra de tração e, orifícios pré-definidos por onde passarão os condutores dos aparelhos de instrumentação, que serão ligados a um sistema de aquisição de dados. Diversos autores, em todo o mundo, idealizaram equipamentos capazes de realizar ensaios de arrancamento em geossintéticos. São listados na Tabela 2.3 alguns equipamentos de arrancamento, de grande e pequeno porte, e suas principais características.

Em princípio, pensava-se que ensaios em equipamento de grandes dimensões forneceriam resultados mais confiáveis em relação aos de pequeno porte, por reproduzirem melhor a estrutura física de um maciço de solo reforçado, a distribuição de tensões e deformações no geossintético devido a um possível efeito escala (BAKEER et al., 1998). No entanto, Kakuda et al. (2006) ao realizarem uma análise dos resultados obtidos em ensaios de grande e pequenas dimensões, realizados com o mesmo solo e mesma geogrelha verificaram que os valores de tensão de cisalhamento foram muito próximos e que os coeficientes de interação apresentaram a mesma ordem de grandeza.

Dessa maneira, a realização de ensaios de laboratório em equipamentos de pequenas dimensões torna-se uma alternativa bastante atrativa, uma vez que utiliza menor volume de material, apresenta menor custo com equipamentos e pode ser executado em um curto espaço de tempo. Segundo Ferreira (2007), entre a homogeneização e a compactação do material, e a montagem e execução do ensaio propriamente dito são gastas três horas, aproximadamente.

Tabela 2.3 – Características de alguns equipamentos de ensaios de arrancamento relatados na literatura. Adaptado de KAKUDA (2005). Nota: H – Altura; L – Largura; C – Comprimento.

<i>Autores</i>	<i>H</i> <i>(mm)</i>	<i>L</i> <i>(mm)</i>	<i>C</i> <i>(mm)</i>	<i>Volume</i> <i>(m³)</i>	<i>Sistema de</i> <i>aplicação de</i> <i>sobrecarga</i>	<i>Medidas efetuadas</i>
Christopher e Berg (1990)	310	600	1220	0,227	Bolsa de ar	Deslocamento e força de arrancamento
Farrag et al. (1993)	760	900	1520	1,040	Bolsa de ar	Deslocamento, força de arrancamento e velocidade.
Bergado e Chai (1994)	510	750	1250	0,478	Bolsa de ar	Deformação, deslocamento, dilatação e força de arrancamento
Alfaro et al. (1995)	400	600	1500	0,360	Bolsa de ar	Deformação, deslocamento, dilatação e força de arrancamento
Chang et al. (1995)	150	500	400	0,030	Bolsa de ar	Deslocamento, deformação e força de arrancamento.
Miyata (1996)	220	325	660	0,047	Bolsa de ar	Dilatação, deslocamento e força de arrancamento.
Ochiai et al. (1996)	200	400	600	0,048	Bolsa de ar	Deslocamento frontal e força de arrancamento.
Bakeer et al. (1998)	152	610	610	0,057	Pistão pneumático	Deslocamento frontal e força de arrancamento.
Teixeira e Bueno (1999)	500	700	1500	0,525	Bolsa de ar	Força de arrancamento, tensões no solo e deslocamentos.
Teixeira e Bueno (2003)	150	300	250	0,011	Bolsa de ar	Força de arrancamento, tensões no solo e deslocamentos.
Nakamura et al. (2003)	200	220	500	0,022	Bolsa de ar	Deslocamento nos nós, força de arrancamento.
Chen e Wu (2010)	610	760	1520	0,705	Bolsa de ar	Monitoramento de pressão normal, força de arrancamento e deslocamento.

As reduzidas dimensões da caixa de ensaios podem provocar interferências nas condições de contorno e, conseqüentemente nos resultados dos ensaios, de forma a pôr em dúvida a sua confiabilidade. O aspecto mais relevante é um possível aumento na restrição à dilatação do solo, que resulta em um aumento nas tensões confinantes quando comparado aos ensaios de grande porte. Visando minimizar esta influência, a ASTM D 6706 define relações entre as medidas da caixa de ensaios e o material envolvido no ensaio (solo e geossintético), conforme Tabela 2.4, a serem atendidas em prol da eficácia do ensaio.

Tabela 2.4 – Relações entre as medidas da caixa de arrancamento e o material envolvido no ensaio (solo e geossintético) recomendadas pela ASTM D 6706. Nota: L – largura; C – comprimento; H – altura.

Dimensão da caixa	L	C	H
	20 D_{85} do solo	5 x (máxima abertura	6 D_{85} do solo
Maior ou igual	6 D_{max} do solo	do geossintético	3 D_{max} do solo

Nakamura et al. (2003) estudaram ensaios de arrancamento em equipamento de pequeno porte com dimensões de 500 mm de comprimento, 220 mm de largura e 200 mm de altura. A abertura na parede frontal da caixa é variável, podendo ser de 4, 6 ou 8 mm, localizada á meia altura da caixa. A sobrecarga é aplicada através de pressão de ar em uma bolsa de borracha localizada no topo da caixa. Um macaco acionado por parafuso à velocidade de 1 mm/min é responsável pela aplicação da força de arrancamento. A instrumentação dos ensaios consiste em células de carga e transdutores de deslocamento (LVDTs), possibilitando a obtenção de dados de força arrancamento e deslocamentos relativos de pontos da grelha. O solo utilizado foi uma areia (Yufutsu sand) com diâmetro médio de 0,29 mm. Os autores não fornecem a curva granulométrica e o diâmetro máximo do solo. Eles também não compararam os resultados obtidos por meios de ensaios de arrancamento de grande porte, em condições de contorno e materiais similares (FERREIRA, 2007).

Na Figura 2.13 é apresentado o equipamento de ensaios de arrancamento de pequeno porte de Nakamura et al. (2003).

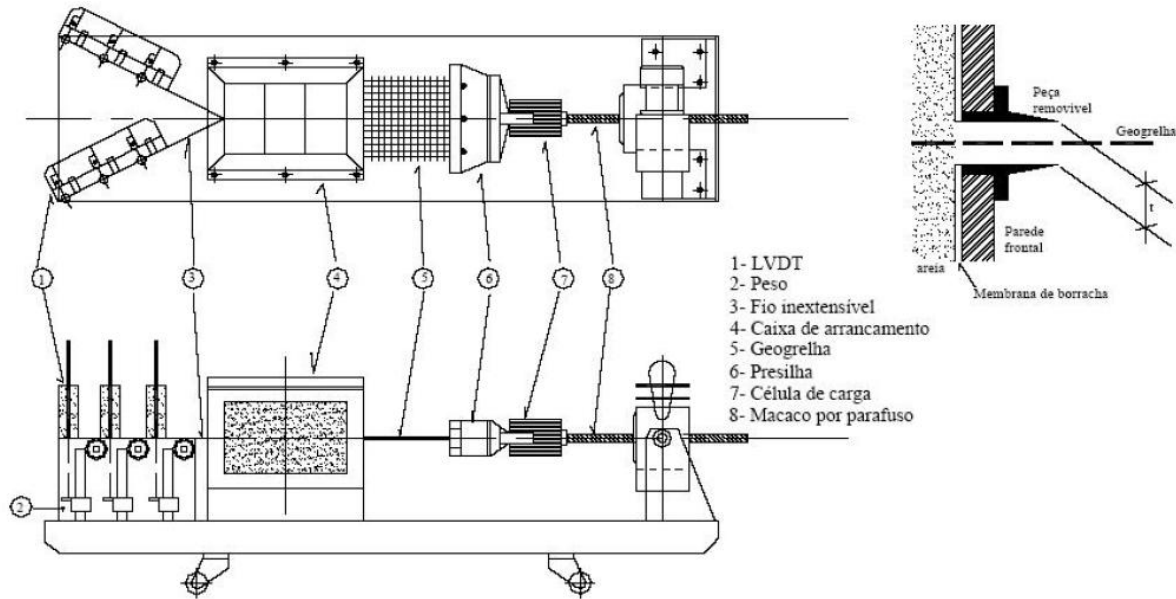


Figura 2.13 – Equipamento para ensaio de arrancamento de pequeno porte desenvolvido por Nakamura et al. (2003).

Teixeira (2003) fabricou uma caixa de arrancamento de pequeno porte de 250 mm de comprimento, 300 mm de largura e 150 mm de altura (Figura 2.14). O sistema de aplicação da tensão confinante é constituído por uma bolsa inflável de PVC acoplada à tampa da caixa. A abertura da parede frontal para passagem do geossintético é de 8 mm.

A força de arrancamento é aplicada por uma máquina universal de ensaios a uma taxa de deslocamento definida pelo operador do ensaio. Esta máquina permite a aquisição automática de dados referentes ao deslocamento da garra e das forças de arrancamento aplicadas durante a execução do ensaio. Foram utilizadas ainda células de tensão total e um transdutor de pressão neutra, ambos posicionados 10 mm abaixo do elemento de reforço ensaiado.

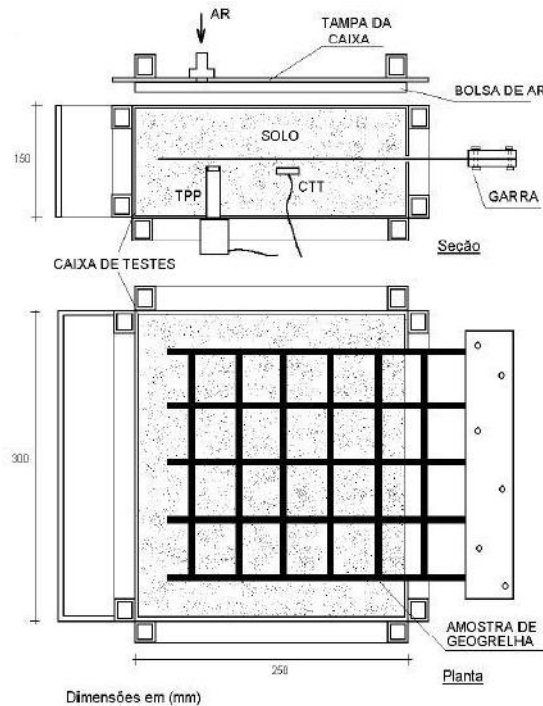


Figura 2.14 – Equipamento para ensaio de pequeno porte desenvolvido por Teixeira (2003).

Kakuda et al. (2006) comprovaram a viabilidade e confiabilidade deste equipamento. Os autores realizaram uma comparação entre os resultados obtidos nesta caixa e os resultados fornecidos por Teixeira (2003), obtidos em ensaios com equipamento de grande porte e os mesmos materiais utilizados (solo e geogrelha). Na Tabela 2.5 são apresentados os resultados de força de arrancamento e coeficiente de interação solo-geogrelha obtidos nos ensaios realizados nos equipamentos de pequeno e grande porte.

As pequenas variações detectadas perante a análise dos resultados dos ensaios podem ser atribuídas à variabilidade dos próprios equipamentos. As envoltórias da interface solo-geogrelha obtidas de ambos os equipamentos foram praticamente coincidentes e permitem afirmar que o equipamento de pequeno porte permite reproduzir resultados obtidos em ensaios de grande porte. Portanto, pode-se concluir que apesar das dimensões reduzidas deste equipamento de ensaio de arrancamento, os resultados obtidos podem ser utilizados em projetos de estruturas de solo reforçado.

Tabela 2. 5 – Resultados de ensaios de arrancamento em equipamentos de grande e pequeno porte (Kakuda et al., 2006).

Equipamento	σ (kPa)	Tensão de arrancamento (kPa)	Coefficiente de interação f
pequeno porte	25	28,33	0,70
pequeno porte	50	38,57	0,68
pequeno porte	100	61,29	0,68
grande porte	25	29,75	0,74
grande porte	50	36,67	0,64
grande porte	100	61,58	0,68

Nota: $f = \text{tg}\delta / \text{tg}\emptyset$; δ = ângulo de atrito de interface obtido da envoltória de resistência ao arrancamento; \emptyset = ângulo de atrito do solo obtido por ensaio de cisalhamento direto.

2.5.2.2 Ensaio de arrancamento em campo x Ensaios de arrancamento em laboratório

Os ensaios de arrancamento em campo são realizados, geralmente, em aterros experimentais ou situações de obra, e necessitam de equipamentos específicos para a sua realização, como por exemplo, um anteparo resistente para servir de reação ao equipamento de aplicação da força. É necessário ainda um grande volume de material e equipamentos pesados para lançamento e compactação das camadas de solo.

A principal vantagem deste tipo de ensaio é a possibilidade de simular de forma bastante realista uma condição real de campo a que o elemento de reforço será submetido, resultando na obtenção de parâmetros bastante confiáveis para utilização em análises diversas. No entanto, uma série de desvantagens como, tempo relativamente grande de execução, grande volume de material necessário, alto custo, eventual necessidade de paralisação da obra, dentre outras, reduzem o interesse dos pesquisadores em sua utilização.

Farsakh et al. (2006) realizaram ensaios de arrancamento em campo e laboratório com utilização de solos marginais, com o objetivo de comparar os resultados obtidos e avaliar os diferentes parâmetros de interface solo-geossintético, a saber: coeficiente de interação (C_i) e parâmetros de projeto de arrancamento (F^* , α).

Os ensaios de arrancamento de laboratório foram realizados em um equipamento de grande porte com dimensões de 122 cm de comprimento x 61 cm de largura x 45 cm de altura. A caixa é dotada de uma bolsa de ar na parte superior, que é responsável pela aplicação de tensões confinantes uniformemente distribuídas à massa de solo. A força de arrancamento e os deslocamentos frontais foram monitorados com uma célula de carga, transdutores de deslocamento do tipo LVDT e tell-tails. Foram utilizados quatro tipos de geogrelhas, sendo duas com baixa resistência (Stratagrid-500 e tensar UX-750) e duas com alta resistência (tensar UX-1500 e UX-1700) e um geotêxtil tecido (Geotex 4 x 4). As tensões confinantes aplicadas durante os ensaios variaram de 20,7 a 103 kPa.

Os ensaios de arrancamento em campo foram realizados em um muro teste de solo reforçado por geossintéticos construído no Centro de Pesquisa de Transportes da Louisiana (LTRC). O muro tinha 6 m de altura e 47 m de extensão. O muro foi construído com mesmo material de aterro (argila siltosa) e os mesmos tipos de reforços utilizado nos testes de laboratório. As amostras de geossintéticos foram instaladas em cinco diferentes elevações, o que permitiu avaliá-las sob várias solicitações normais, variando de 22 a 89,6 kPa. As forças de arrancamento e deslocamentos foram medidos com célula de carga e LVDTs, respectivamente.

Após a realização do programa de ensaios de arrancamento em campo e laboratório os autores concluíram que os resultados dos testes de campo em geral, concordam com os resultados dos ensaios de laboratório. Algumas divergências foram observadas na análise dos resultados de campo e laboratório. Pode-se atribuir tais divergências a muitos fatores, incluindo uma possível não-uniformidade na compactação de campo e possível arqueamento das tiras do geossintético causada pelo recalque do muro.

Ensaio de arrancamento em campo e laboratório também foram realizados por Ochiai *et al.* (1996). O ensaio de campo foi conduzido em um aterro construído com camadas de areia reforçada com geogrelhas uniaxial e biaxial, com larguras de 0,5 m e 1,0 m, respectivamente, e comprimento variando entre 2 m e 4 m. Elas foram posicionadas a 1, 2,5 e 4 m de profundidade a partir do topo do aterro. Os ensaios de laboratório foram executados em equipamento de grande porte. Tanto os ensaios de campo quanto os de laboratório foram realizados à velocidade constante de 1 mm/min. No entanto, as tensões confinantes aplicadas foram 17, 43 e 68 kPa para os ensaios de campo, enquanto que nos ensaios de laboratório foram utilizadas tensões de 25, 50, 75 e 100 kPa.

Com os resultados obtidos dos ensaios de campo e de laboratório, os autores observaram que a mobilização da resistência ao arrancamento é similar em ambas as situações. Com isso, concluíram que os resultados de ensaios de laboratório podem ser utilizados não somente para esclarecer o mecanismo de interação solo-reforço, mas também para ser utilizado como parâmetro para avaliar quantitativamente a resistência ao arrancamento da geogrelha em análises e projetos de estruturas de solo reforçado.

2.5.3 Influência das condições de contorno em ensaios de arrancamento

São diversos os fatores que influenciam os resultados de ensaios de arrancamento, dentre eles citam-se: o confinamento e a dilatância do solo; teor de umidade, grau de compactação e granulometria do solo; velocidade de ensaio; abertura da parede frontal da caixa de ensaios para saída da inclusão; dimensões e rigidez das paredes da caixa; geometria e propriedades mecânicas do corpo-de-prova de geossintético, desenvolvimento de pressões neutras. No entanto, pode-se afirmar que a maior preocupação dos pesquisadores, em ensaios realizados em equipamentos de pequeno porte, se deve à restrição da dilatância do solo que ocorre durante o arrancamento do reforço. Teixeira (2003) concluiu que as tensões totais do solo na região próxima à inclusão são diferentes das sobrecargas aplicadas durante o ensaio, devido à restrição da dilatância, que tem como principal efeito o aumento do confinamento do solo nessa região.

O aumento da sobrecarga provoca um aumento na força de arrancamento do geossintético inserido no solo. Isto se deve à maior aproximação do geossintético ao solo circundante, resultando num incremento de força de atrito de interface, de forma a dificultar a ação de corte dos membros transversais da geogrelha. Como consequência disto, a resistência passiva também aumenta (FERREIRA, 2007).

Farrag et al. (1993) afirmam que a resistência de interface solo-geogrelha é mobilizada de forma mais uniforme ao longo da inclusão quando submetida a baixas tensões confinantes. O aumento do confinamento restringe o deslocamento da geogrelha. Isto resulta em uma maior mobilização da resistência de interface perto do ponto de aplicação da força de arrancamento e uma menor mobilização da resistência na extremidade passiva do reforço.

2.6 Pressão neutra ou Pressão da água intersticial

Entende-se por pressão neutra ou pressão da água intersticial a força exercida sobre as partículas sólidas do solo, pela água constituinte deste meio particulado, ou que percola por entre os espaços vazios existentes em sua estrutura. Uma maneira adequada de tratar deste assunto é por meio do conceito de tensões, conforme apresentado na mecânica dos solos clássica. Portanto, para melhor entendimento do tema, apresenta-se uma breve revisão sobre o conceito de tensões.

Sabe-se que no campo, os vazios existentes na estrutura do solo estão parcialmente ou totalmente cheios de água. De modo que, se fosse possível introduzir uma placa plana em uma massa de solo, esta interceptaria partículas sólidas, vazios e, eventualmente alguns poucos contatos entre partículas, ocasionando a transmissão de forças dos grãos para a placa. Estas forças são decompostas em forças normais e tangenciais à superfície da placa, conforme demonstrado na Figura 2. 15.

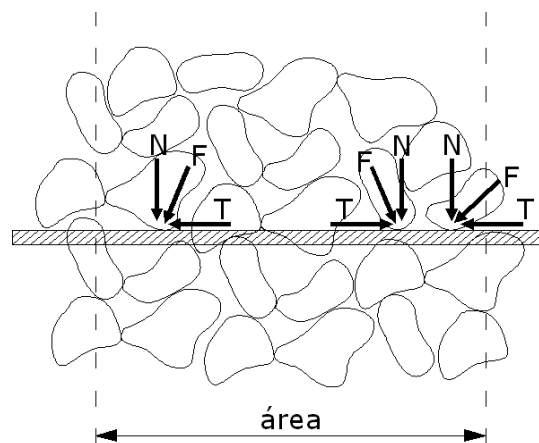


Figura 2.15 – Esquema do contato entre partículas para definição do conceito de tensões . Adaptado de PINTO (2006).

Devido à impossibilidade do desenvolvimento de modelos matemáticos que considerem essas inúmeras forças, a sua ação é substituída pelo conceito de tensões (PINTO, 2006). De onde obtém-se que a somatória das componentes normais ao plano (ΣN), dividida pela área total que abrange as partículas em que estes contatos ocorrem, é definida como tensão normal (σ_v) e pode ser expressa pela seguinte equação:

$$\sigma_v = \frac{\Sigma N}{\text{área}} \quad (2.16)$$

A tensão cisalhante (τ) é definida como a somatória das forças tangenciais (ΣT) dividida pela área total em que ocorrem os contatos, conforme apresentado na equação a seguir:

$$\tau = \frac{\Sigma T}{\text{área}} \quad (2.17)$$

Vale ressaltar que o conceito de tensão definido conduz ao conceito de tensão em um meio contínuo. Procedendo desta forma, não se está cogitando se este ponto, no sistema particulado, está materialmente ocupado por um grão ou um vazio. Pinto (2006) afirma que tal procedimento ocorre também com outros materiais. No concreto, por exemplo, um ponto pode estar ocupado por um agregado, por um aluminato hidratado do cimento ou por um vazio. No solo, pela sua constituição, o conceito parece chocar mais.

Terzaghi (1954) realizou uma experiência com o objetivo de entender e explicar o desenvolvimento de tensões dentro de uma massa de solo. Para isso, ele utilizou uma vasilha com uma pequena quantidade de solo no fundo, com um nível d'água imediatamente acima da superfície dessa fina camada de solo. Ao aumentar o nível de água de quase zero para uma elevação (h_w) acima de sua posição original, a tensão na superfície da camada foi representada por:

$$\sigma = h_w \gamma_w \quad (2.18)$$

onde γ_w corresponde ao peso específico da água.

Entretanto, o aumento dessa tensão de compressão não produziu uma deformação significativa da camada de solo. Por outro lado, quando a camada foi carregada com uma carga de mesma intensidade que a aplicada anteriormente, por meio da elevação do nível de água, mas nessa ocasião por um peso de chumbo, a compressão da camada de solo foi bastante evidente.

Ao realizar modificações no método de ensaio, Terzaghi demonstrou também que a posição do nível de água na vasilha não tem qualquer influência sobre a resistência ao cisalhamento do solo, enquanto que uma sobrecarga sólida equivalente aumenta a resistência ao corte consideravelmente. Estas e outras experiências levam à conclusão de que as tensões de compressão em um solo saturado são compostas de duas partes com os mais variados

efeitos mecânicos. Uma parte equivale à pressão da água, e não produz uma compressão significativa, nem um aumento considerável da resistência ao corte. Esta parte é chamada de pressão neutra (u_w) e é igual ao produto do peso específico da água (γ_w) e a altura da água dentro de um tubo piezométrico no ponto em consideração (h_w). A equação correspondente é:

$$u_w = h_w \gamma_w \quad (2.19)$$

É importante ressaltar que partindo desta definição, é evidente que a pressão neutra não representa a verdadeira pressão da água, porque não inclui a pressão exercida pela atmosfera.

A altura h_w representa o topo piezométrico no ponto de observação. Ele pode ser positivo ou negativo. Dessa forma, u_w também pode ser positivo ou negativo. Se u_w é positivo, geralmente é chamado de pressão neutra.

A segunda parte da tensão total (σ) é igual à diferença entre a tensão total e a pressão neutra (u_w). Esta segunda parte é chamada de tensão efetiva (σ'), pois representa a parte da tensão total que produz efeitos significativos, como a compactação ou um aumento da resistência ao cisalhamento, e é representada pela equação 2.20.

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (2.20)$$

A equação que representa a tensão total de um solo é expressa por:

$$\sigma = \sigma' + u_w \quad (2.21)$$

A influência da pressão neutra sobre a relação entre compressão, distorção e resistência ao cisalhamento em solos coesivos pode ser investigada com mais precisão por meio de ensaios de compressão triaxial em amostras cilíndricas, pois o mecanismo de ensaio permite a medição simultânea da tensão total e da pressão neutra.

Nas situações em que a pressão neutra é negativa é necessário recorrer à Mecânica dos Solos Não Saturados, para o seu melhor entendimento.

2.6.1 Dinâmica da água no solo

Diferentemente da abordagem realizada na Mecânica dos Solos Clássica, onde se admite que os solos sejam formados apenas por água e sólidos, na Mecânica dos Solos Não Saturados são consideradas mais duas fases: o ar e uma espécie de película denominada membrana contrátil, sendo esta última desprezível em termos volumétricos.

Um elemento de solo não saturado deve ser compreendido como um sistema trifásico, constituído por uma fase sólida (grãos e partículas minerais), uma fase líquida (composta geralmente por água) e uma fase gasosa (composta por ar). Fredlund e Morgenstern (1977) propuseram a introdução de uma quarta fase independente chamada de membrana contrátil, que se refere à interface ar-água. Essa membrana possui uma propriedade chamada tensão superficial que promove a capacidade de exercer uma tensão de tração, decorrente de forças intermoleculares atuantes dentro do sistema ar-água.

De acordo com Marshall e Holmes (1981), a variação da energia potencial da água, em relação a um estado padrão de referência adotado, é denominada de Potencial da Água no Solo. O somatório das parcelas referentes à energia cinética e potencial define o estado de energia da água no solo. Contudo, sabe-se que o fluxo de água no interior de um sistema poroso ocorre com baixas velocidades, dessa forma a parcela de energia cinética é quase sempre desprezível. Logo, o estado de energia da água no solo é caracterizado pela energia potencial.

O potencial da água no solo é constituído pelas parcelas de potencial pneumático, gravitacional, osmótico e matricial, conforme apresentado na Equação 2.22.

$$\phi_{total} = \phi_{pneum.} + \phi_{gravit.} + \phi_{osmót.} + \phi_{matric.} \quad (2.22)$$

O potencial pneumático é originado a partir da diferença de pressão externa que atua no solo e a pressão atmosférica adotada como padrão. O potencial gravitacional equivale à energia potencial do campo gravitacional que é medido a partir de um referencial de posição. O potencial osmótico ou sucção osmótica, segundo Tibana (1991), é oriundo da diferença de concentração de sais existentes na água dos solos que se estabelece nos lados opostos de uma membrana seletiva. Em solos não saturados é comum desconsiderar esta parcela do potencial da água no solo, admitindo-se que o comportamento mecânico desses solos é governado apenas pelo potencial matricial. O potencial matricial do solo é definido como a energia

interna da água do solo, por unidade de massa de solo. Hillel (1971) afirma que o potencial matricial do solo é um potencial de pressão que resulta do efeito combinado da ação das forças capilares e de adsorção, que surgem devido à interação entre a água e as partículas minerais (matriz) constituintes do solo.

2.6.1.1 Sucção no solo

A teoria da sucção no solo foi desenvolvida principalmente em relação ao sistema solo-água-plantas. A importância da sucção do solo em explicar o comportamento mecânico de solos não saturados em problemas de engenharia foi introduzida pelo Road Research Laboratory na Inglaterra (SILVA, 2009).

Marinho (2005) admite que a sucção no solo possa ser entendida como a energia com que um elemento poroso absorve água quando esta se encontra livre para se mover. Esta avidéz por água é função basicamente da mineralogia, densidade e umidade do solo.

A sucção dos solos é um parâmetro que está intimamente ligado às tensões efetivas e por consequência à resistência ao cisalhamento. A sucção no solo é composta pelas parcelas mátrica ou matricial, que dependem dos efeitos de adsorção e capilaridade, e a osmótica que depende da presença dos solutos na água presente no solo (FREITAS NETO, 2008).

O efeito da sucção no comportamento dos solos não-saturados é fundamental. A diminuição da sucção pode causar problemas como expansão e colapso que podem comprometer o bom desempenho das obras de engenharia (FUTAI, 2002).

Rios Filho (2006) estudou o comportamento de um aterro compactado em campo e laboratório sob a ótica da sucção. Com a utilização de instrumentos como tensiômetros, TDRs, geotermômetros e equitensiômetros instalados em quatro camadas sobrepostas do aterro. Foram monitorados ao longo do tempo a sucção, o teor de umidade e a temperatura *in situ*. O autor propôs o fluxograma apresentado na Figura 2.16 para explicar o que antecede à maioria dos acidentes geotécnicos.

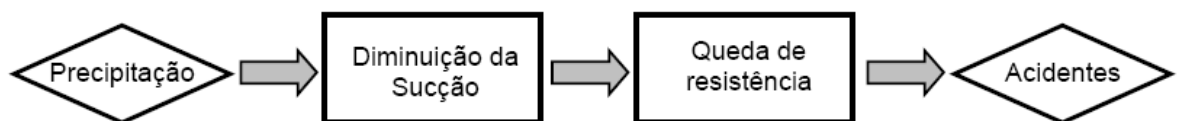


Figura 2.16 – Fluxograma explicativo da causa da maioria dos acidentes geotécnicos (RIOS FILHO, 2006).

Portanto, a resistência ao cisalhamento de solos não saturados é fortemente influenciada pela sucção do solo, que proporciona um acréscimo de resistência do solo na medida em que é aumentada a sucção. Com isso, para a avaliação da resistência desses tipos de solos fez-se necessário a adaptação da teoria das tensões efetivas estudada por Terzagui, considerando a influência de uma parcela de coesão aparente, ou melhor, sucção que é identificada como a diferença entre uma pressão de ar e pressão de água ($u_a - u_w$) no ensaio de compressão triaxial de sucção controlada.

2.6.2 Curva de retenção

Ao relacionar graficamente o teor de umidade volumétrico (θ), o teor de umidade gravimétrico (w) ou o grau de saturação (S_r) com a sucção, obtém-se a chamada curva característica ou, como também é conhecida, curva de retenção de água do solo (FREITAS NETO, 2008).

A curva de retenção de água no solo tem se tornado o instrumento básico de caracterização dos solos não saturados, uma vez que trata da única forma de relacionar a sucção com um índice físico do solo. Esta curva é uma componente chave para a resolução de problemas de fluxo e de retenção, tanto na geotecnia quanto na agricultura. Além disso, a curva de retenção tem sido utilizada para previsão da resistência ao cisalhamento e da função condutividade hidráulica dos solos não saturados (RODRIGUES, 2007).

A forma como se apresenta a Curva Característica diz muito sobre o material estudado. Diversos autores (LAPIERRE et al., 1990, VANAPALLI et al., 1999, SIMMS e YANFUL, 2000, LU e LIKOS, 2004) apresentam estudos que associam a forma da Curva Característica a diversos fatores, dentre os quais: a distribuição dos vazios, a compressibilidade do solo, o teor de umidade inicial, estrutura do material, mineralogia e histórico de tensões (SILVA, 2009).

Na Figura 2.17 são apresentadas curvas de retenção de água representativas para solos argilosos e arenosos e para um solo com distribuição de poros do tipo bimodal. A curva do solo com distribuição de poros bimodal mostra dois pontos de inflexão, que corresponde a duas pressões de entrada de ar. De acordo com Rodrigues (2007), essa distribuição bimodal é caracterizada pelos macroporos formados a partir da estrutura granular, composta por areia e fração fina agregada e, pelos microporos formados no interior dos agregados.

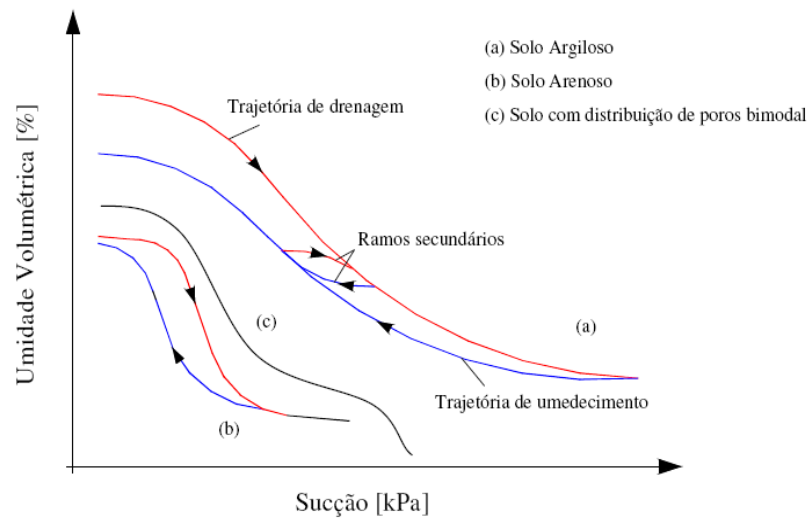


Figura 2.17 – Curva de retenção típica de diferentes tipos de solo (RODRIGUES, 2007).

Lu e Likos (2004) afirmam que as diferenças observadas entre as curvas características obtidas no processo de secagem e de umedecimento são provocadas pelo fenômeno da histerese. Isso quer dizer que para um mesmo valor de sucção, a quantidade de água retida nos poros durante a secagem é superior àquelas retidas no processo de umedecimento.

Atualmente, existem muitas técnicas que permitem medir ou inferir o valor de sucção. A curva característica do solo tem se mostrado uma ferramenta bastante eficiente e rápida na avaliação de diversos aspectos do comportamento dos solos não saturados (RODRIGUES, 2007).

2.7 Influência da pressão neutra em estruturas de solo reforçado

A utilização de solos coesivos na construção de estruturas de solo reforçado acarreta alguns problemas de grande importância. O elevado teor de umidade, muitas vezes presente e constante em solos de granulometria fina, dificulta o processo de compactação do mesmo, caracterizando um problema de trabalhabilidade. Entretanto, os problemas mais graves estão relacionados com problemas de estabilidade associados ao potencial desenvolvimento de pressões neutras ou perda de resistência devido ao umedecimento do maciço de solo. Christopher et al. (1998) identificaram três condições adversas de geração de pressão neutra e/ou perda de resistência devido ao umedecimento do solo, que são motivos de preocupação quando o material de aterro reforçado não apresenta capacidade de livre drenagem. Estas condições são as seguintes:

1. Pressões neutras positivas causadas pelo peso próprio das camadas do aterro durante o processo construtivo;
2. Frente de umidade avançando para o interior do aterro reforçado. Este é o caso de camadas de solo que são lançadas relativamente secas e, que praticamente não desenvolvem pressões neutras durante o período construtivo. No entanto, a geração de pressões neutras positivas pode ocorrer pela infiltração de água para o interior do maciço;
3. Zonas de fluxo estabelecidas no interior do maciço de solo que dão origem a forças de percolação, estas podem carrear partículas constituintes do maciço (CHRISTOPHER et al., 1998).

Na Figura 2.18 são ilustradas as situações citadas acima.

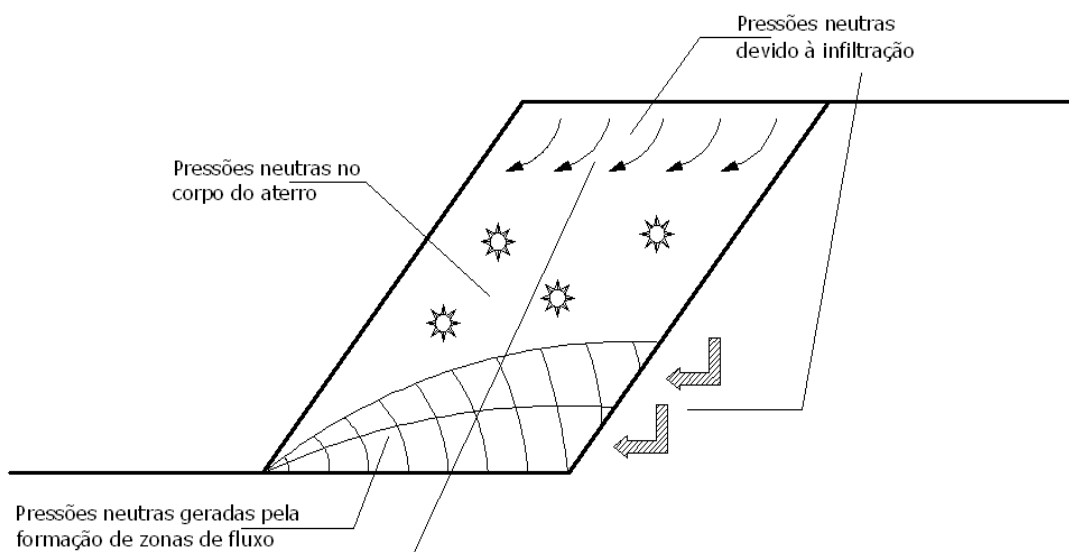


Figura 2.18 – Diferentes condições de interesse em aterros de solo reforçado usando solos com baixa permeabilidade. Adaptado de CHRISTOPHER et al. (1998).

A pressão neutra gerada sob a condição (1) tem sido avaliada para o caso de solos tropicais usando o parâmetro B , que relaciona a pressão neutra e a tensão vertical total.

Para muitos tipos de solos, os intervalos de B com teor de umidade podem ser significativos, especialmente quando os solos são compactados no ramo seco da curva de compactação (Proctor Normal). Ou seja, para solos compactados no ramo seco, pequenas

variações no teor de umidade irão resultar em variações significativas de B . Com poucas exceções (argilas basalto plástico), os valores de B são muito pequenos (geralmente inferiores a 0,1), se os solos são compactados no ramo seco. Em algumas situações este valor pode até ser negativo. Conseqüentemente, as pressões neutras geradas durante a construção utilizando solos tropicais são muito pequenas e geralmente podem ser desprezadas.

Em relação à situação que envolve o avanço de umidade, deve-se notar que há apenas pequena quantidade de dados confiáveis no Brasil envolvendo infiltração de água em taludes naturais ou compactados. Dados disponíveis de piezômetro das poucas obras instrumentadas em todo o país mostram pequenas variações de pressão neutra ao longo do ano, algumas dessas leituras foram negativas. Dados disponíveis de infiltração de água em taludes naturais no Brasil, obtidos a partir da simulação de elementos finitos, mostram que o volume de água que se infiltra no perfil do solo e a profundidade que é atingida, dependem da condutividade hidráulica e da intensidade e duração da chuva. Em solos argilosos, que apresentam condutividade hidráulica acima de 10^{-7} m/s, a infiltração de água se concentra nos dois metros superiores do talude, mesmo para uma chuva intensa, com duração de 50 horas (VILAR; BUENO, 2008).

Zornberg e Mitchell (1994) afirmam que a distribuição de pressão neutra em maciços de solo é de difícil previsão, mas que pode ser feita uma estimativa conservadora assumindo que o solo utilizado no aterro esteja totalmente seco ou completamente saturado. No último caso, é possível adotar métodos teóricos para estimar as características de transmissividade das inclusões (geossintéticos) e a dissipação de pressão neutra após a etapa construtiva.

Na Figura 2.19 é apresentada uma possível distribuição das pressões neutras num maciço de solo reforçado, em dois períodos (t_1 e t_2), desenvolvidas após a sua construção, ao longo de um trecho da superfície potencial de ruptura (u_s) e ao longo das inclusões (u_r).

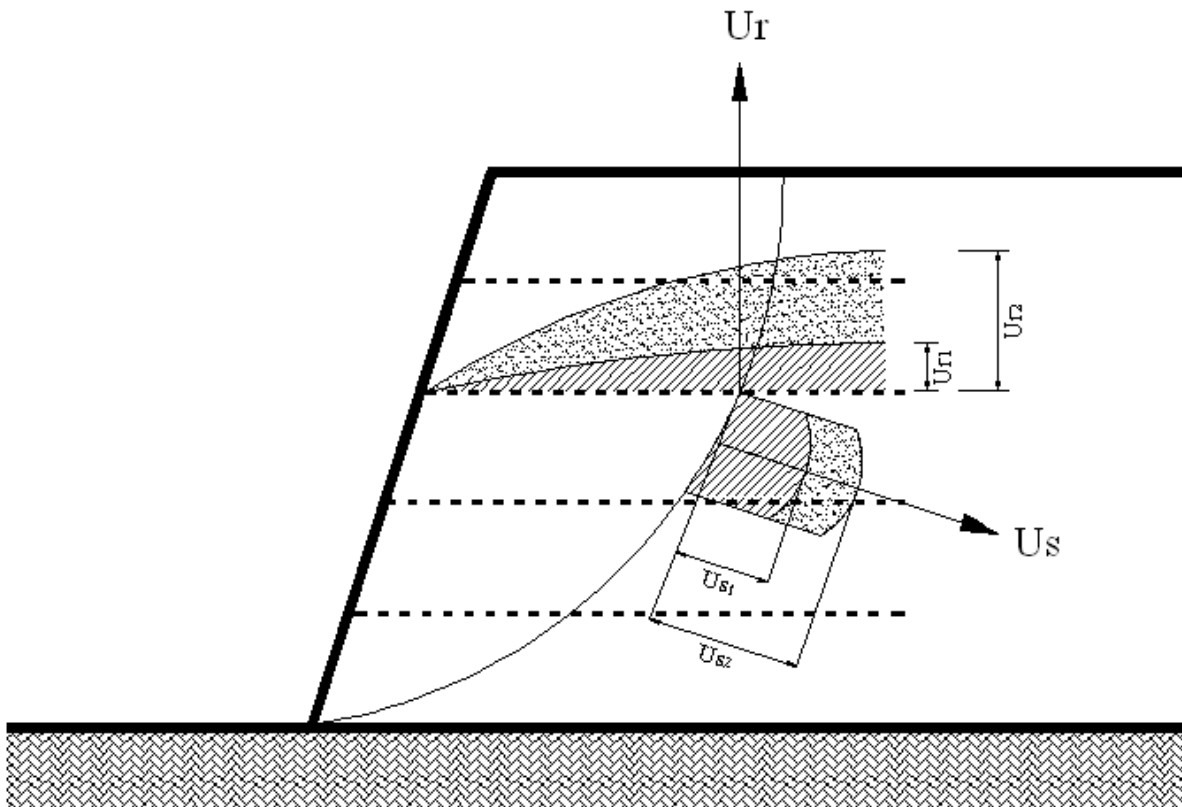


Figura 2.19 – Efeito da dissipação do excesso de pressão neutra na estabilidade de estruturas de solo reforçado. Adaptado de ZORNBERG e MITCHELL (1994).

A dissipação do excesso de pressão neutra, u_s , causa um incremento na tensão efetiva ao longo da superfície potencial de ruptura e resulta em maior resistência ao cisalhamento do solo e, conseqüentemente, em maior fator de segurança do maciço com o tempo. A dissipação do excesso de pressão neutra, u_r , aumenta a tensão efetiva ao longo do comprimento de ancoragem do geotêxtil, aumentando a resistência ao arrancamento. Além disso, o aumento da tensão efetiva ao longo do geotêxtil resulta em uma melhoria das propriedades mecânicas da estrutura como um todo, particularmente para o caso dos geotêxteis não tecidos (ZORNBERG e MITCHELL, 1994).

Em se tratando do efeito da pressão neutra em ensaios de laboratório, Teixeira (2003) realizou uma série de ensaios de arrancamento de geogrelha num equipamento de grande porte. Foram utilizados dois modelos de geogrelha, um modelo convencional e outro modelo com elementos drenantes fixados aos elementos longitudinais da geogrelha. Para a realização dos ensaios, as amostras de geogrelhas foram confinadas em solos idênticos com diferentes teores de umidade, sendo um com teor de umidade ótimo e outro com teor de umidade

bastante elevado, visando à saturação do solo. A partir dos resultados obtidos nos ensaios realizados, Teixeira (2003) concluiu que:

- Existe uma relação linear entre a resistência ao arrancamento e a tensão vertical efetiva média atuante no solo próximo à interface com a geogrelha, independentemente do grau de saturação do solo;
- Os elementos de drenagem aderidos à face da geogrelha influenciam apenas levemente o seu comportamento quando o solo é compactado e está na umidade ótima de compactação durante a aplicação do esforço de arrancamento;
- Quando o solo está sob uma condição de alta umidade, a aplicação de uma sobrecarga pode gerar pressões neutras que diminuem a resistência ao arrancamento de geogrelhas;
- A utilização de elementos de drenagem aderidos aos elementos longitudinais de geogrelhas promove a dissipação de sobrepressões;
- Os deslocamentos necessários para mobilizar resistência ao arrancamento de geogrelhas inseridas em solos previamente inundados é bem superior àqueles quando o solo está na umidade ótima de compactação.

Também com o propósito de avaliar a resistência ao arrancamento de geogrelhas em solos coesivos, Chen e Wu (2010) realizaram ensaios de arrancamento em laboratório em uma caixa de grandes dimensões. Nos ensaios realizados foram utilizados dois tipos de geogrelha polimérica e um solo do tipo silte não plástico. Os autores aplicaram cargas que variaram entre 13,8 kPa e 68,9 kPa, grau de compactação de 90% (Proctor Modificado) e teor de umidade ótimo. Foram realizados ensaios sob o teor de umidade ótimo e ensaios onde o solo foi previamente inundado. Os resultados obtidos pelos autores foram os seguintes:

- A resistência ao arrancamento aumentou com o aumento das tensões normais aplicada em ambas as condições de umidade, ou seja, antes e após a inundação;
- A inundação provoca efeitos negativos na interação solo-geogrelha. Constatou-se uma perda de resistência ao arrancamento superior a 50% após a inundação;

- Os tipos de geogrelhas e as tensões normais apresentaram pequena influência nos valores de resistência ao arrancamento;
- Os coeficientes de interação (C_i) tenderam a diminuir com o aumento das tensões normais.

2.8 Considerações finais

A interação solo-geossintético é um tema que vem sendo constantemente abordado por diversos pesquisadores. A restrição de solos de granulometria fina para a construção de estruturas de solo-reforçado por parte de órgãos internacionais incentivou o desenvolvimento de pesquisas, que visam fornecer respaldo científico para a comunidade geotécnica, a respeito da especificação destes solos para tal finalidade.

Vilar e Bueno (2008) explicitam os principais fatores para o bom desempenho de estruturas de solo reforçado, com utilização de solos tropicais como material de aterro. Teixeira (2003) comprovou através de ensaios de laboratório que as pressões neutras desenvolvidas em um maciço de solo, durante o arrancamento da inclusão são, geralmente, negativas e, que essas pressões são benéficas à estabilidade da estrutura, pois garantem um incremento de resistência ao arrancamento.

Logo a utilização de solos coesivos, como material de aterro em estruturas de solo reforçado tem se tornado cada vez mais comum em todo o território brasileiro. Contudo, alguns cuidados devem ser tomados no que diz respeito à manutenção de suas propriedades de resistência com o tempo, de forma a garantir a estabilidade dessas estruturas ao longo de sua vida útil.

Capítulo 3

MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Introdução

Neste capítulo são descritos os materiais e equipamentos utilizados no programa experimental desta pesquisa, bem como os procedimentos adotados para a execução dos ensaios.

3.2 Solo

O solo utilizado na pesquisa é uma areia argilosa de baixa plasticidade, cuja curva granulométrica é apresentada na Figura 3.1. Este solo foi coletado no município de São Carlos-SP, no Campus II da Universidade de São Paulo. O seu elevado teor de partículas finas, maior que 35%, o caracteriza como um solo não convencional, para a sua utilização como material de aterro em estruturas de solo reforçado.

Para a determinação das propriedades do solo, foram realizados os ensaios de caracterização (granulometria conjunta, massa específica dos sólidos, limite de liquidez, limite de plasticidade e curva de compactação na energia do Proctor Normal) e ensaios de cisalhamento direto. Estes últimos foram realizados em corpos de prova moldados com grau de compactação de 98% e teor de umidade ótimo ($w = 14,6\%$). Um resumo das principais características do solo é apresentado na Tabela 3.1

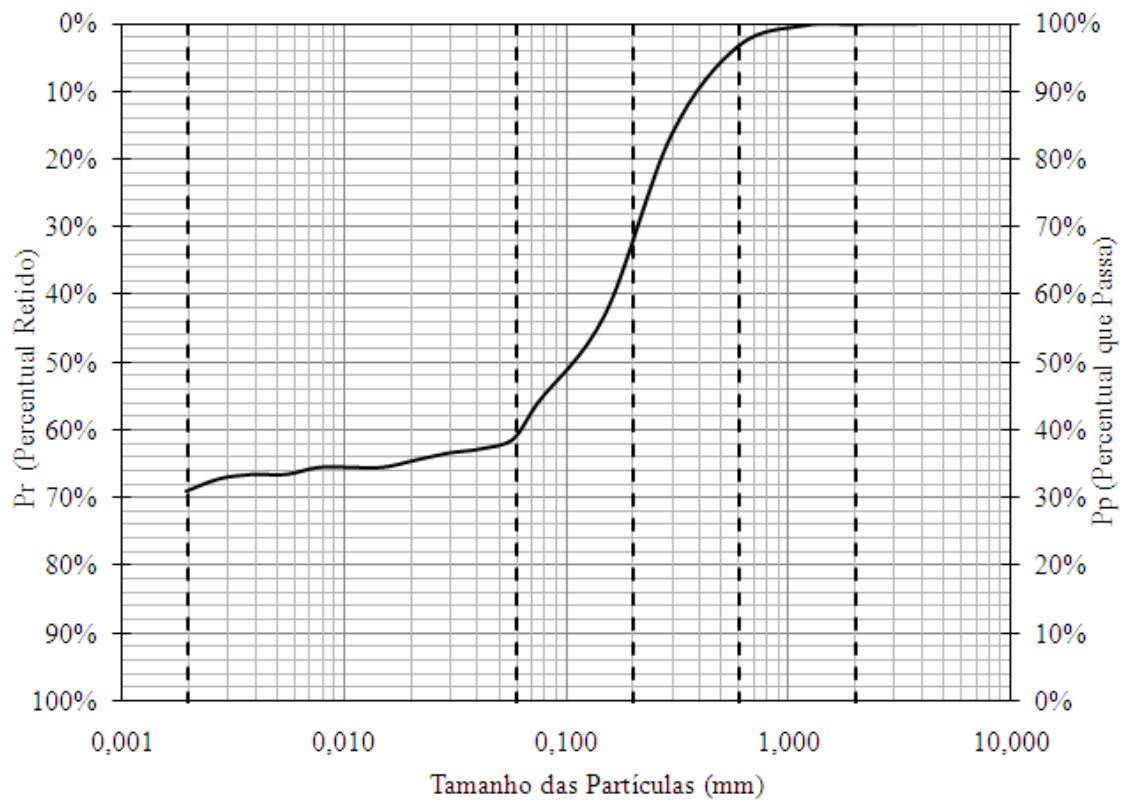


Figura 3.1 – Curva granulométrica do solo.

Tabela 3.1 – Propriedades do solo.

Propriedades do Solo		
Massa específica dos sólidos (g/cm ³)	ρ_s	2,68
Massa específica seca máxima (g/cm ³)	$\rho_{d,max}$	1,69
Teor de umidade ótimo (%)	W_{ot}	14,6
Grau de saturação (%)	S_r	74
Teor de areia (%)	-	61
Teor de argila (%)	-	31
Teor de silte (%)	-	8
Limite de liquidez (%)	W_L	38
Limite de plasticidade (%)	W_P	20
Índice de plasticidade (%)	IP	18
Atividade	inativa	
Ângulo de atrito interno (°)	ϕ	30
Coesão (kPa)	c	33
Classificação (SUCS)	-	SC

3.3 Geogrelha

No programa experimental desta pesquisa foi utilizado apenas um tipo de geogrelha, visto que o objetivo principal da mesma era avaliar a geração de pressão neutra na massa de solo durante os ensaios de arrancamento, sem levar em consideração a resistência à tração e a geometria da inclusão utilizada, uma vez que há uma enorme diversidade de produtos com diversas configurações geométricas e resistência à tração. Para isso, foi utilizada uma geogrelha flexível de poliéster, uniaxial, produzida a partir de fios sintéticos de alto módulo de rigidez e baixa fluência, com cobertura polimérica de proteção, cuja principal aplicação é em situações de reforço de solos. Na Tabela 3.2 são apresentadas as suas propriedades de resistência e geométricas. A Figura 3.2 ilustra a geogrelha utilizada.

Tabela 3.2 – Propriedades da geogrelha.

Propriedades	Geogrelha	
Resistência à tração (kN/m)	Longitudinal	110
	Transversal	30
Deformação na ruptura (%)		12
Largura do elemento (mm)	Longitudinal	5,4
	Transversal	5,4
Espaçamento entre elementos (mm)	Longitudinais	20,0
	Transversais	20,0
Espessura do elemento transversal (mm)		1,3

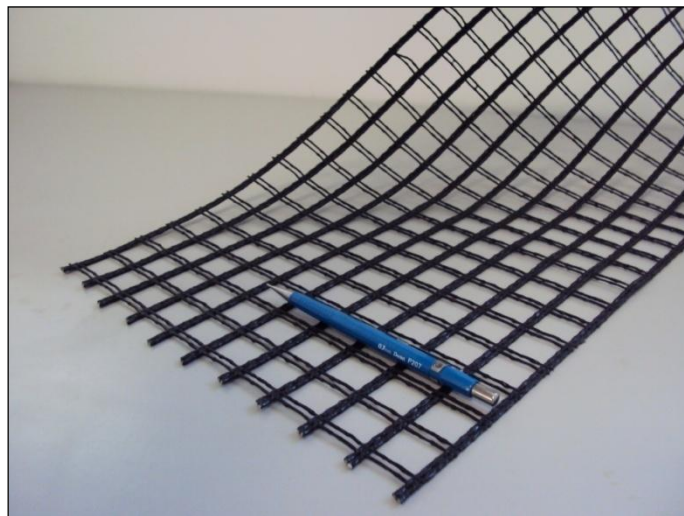


Figura 3.2 – Detalhe da geogrelha utilizada.

3.4 Curvas de retenção de água no solo

As curvas de retenção de água no solo foram determinadas para verificar os valores de sucção matricial atuantes no solo, mediante os teores de umidade adotados. Com isso, validar o procedimento utilizado nos ensaios de arrancamento e confirmar os valores de sucção matricial inicial registrados nestes ensaios por meio de um tensiômetro.

Para a obtenção dessas curvas foram realizados ensaios de funil de placa porosa e papel filtro. Os primeiros forneceram os pontos com sucção de até 10 kPa, enquanto os ensaios de papel filtro forneceram pontos desde a saturação até as sucções mais elevadas. Através deste último foi possível traçar as trajetórias de secagem e umedecimento do solo. Aos pontos experimentais obtidos ajustaram-se curvas segundo o modelo de van Genuchten, através do software SWRC (version 3.00 beta) desenvolvido por Dourado Neto et al. (2001).

3.4.1 Técnica de funil de placa porosa

Essa técnica consiste na imposição de sucção ao solo por meio de uma diferença de potencial entre o solo e um reservatório de água, interligados por uma mangueira flexível. Abaixo do solo é acomodada uma placa porosa com alta pressão de entrada de ar responsável pelo contato com a água. A pressão atmosférica atua tanto no solo quanto no reservatório, logo a diferença de potencial é resultante de uma diferença de cotas.

Os CPs utilizados nos ensaios possuíam dimensões de 44 mm de diâmetro e 16 mm de altura, aos quais foram impostas sucções de 1, 3 e 10 kPa. Inicialmente os CPs foram saturados sobre pedras porosas revestidas com papel filtro comum, acomodadas em uma bacia com uma lâmina de água destilada, por um período não inferior a 24 horas, conforme mostrado na Figura 3.3.



Figura 3.3 – Saturação dos corpos de prova para ensaios de curva de retenção de água.

Após a montagem do equipamento é imposto um desnível entre o reservatório e o CP de modo que o potencial na amostra, que inicialmente é igual ao do sistema, se torne maior e o CP comece a ceder água. Tal medida provoca a alteração do teor de umidade da amostra de forma que, após atingir o equilíbrio se obtenha um valor de umidade referente à sucção imposta pelo desnível. Depois de alcançado o equilíbrio, verificado a partir do momento em que cessa a drenagem de água do CP para o reservatório, a amostra é retirada do funil e é determinado o seu teor de umidade.

A utilização deste método teve como objetivo refinar o trecho de baixa sucção da curva de retenção obtida anteriormente com o papel filtro. Na Figura 3.4 é apresentado um esquema representativo deste ensaio, conforme visto em Libardi (1995).

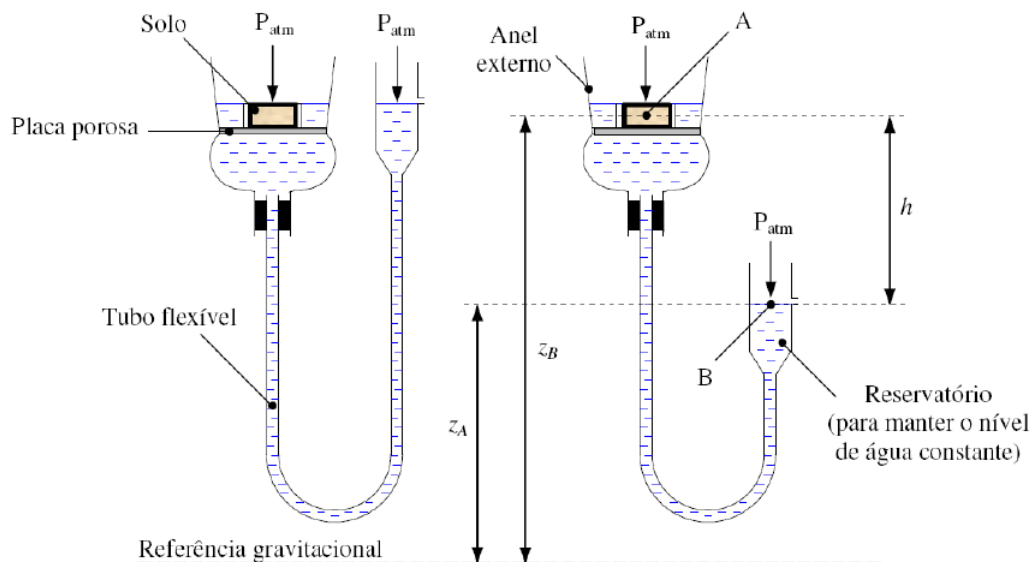


Figura 3.4 – Esquema do funil de placa porosa. Adaptado de Libardi (1995).

3.4.2 Técnica do papel filtro

A técnica do papel filtro parte do princípio de que quando dois materiais porosos entram em contato ocorre uma troca de água entre eles até que se atinja o equilíbrio. Dessa forma, quando o solo é colocado em contato com o papel filtro com menor teor de umidade, o papel filtro irá absorver água até que os dois materiais atinjam o equilíbrio de sucção.

O ensaio de papel filtro pode ser montado de duas maneiras distintas. Na primeira o papel filtro é colocado em contato direto com o solo e o fluxo ocorre por adsorção e capilaridade. Na segunda, não ocorre o contato direto entre o papel e o solo, então o fluxo

ocorre na forma de vapor. Nesta pesquisa utilizou-se a primeira opção, onde o papel foi colocado em contato direto com o CP, conforme mostrado na Figura 3.5 (a).

Para a execução deste ensaio foram moldados CPs com dimensões de 10 mm de altura e 53 mm de diâmetro, destinados para a obtenção da curva de secagem e para a curva de umedecimento. Os CPs utilizados para a obtenção da curva de secagem foram saturados pelo mesmo processo adotado nos ensaios de funil de placa porosa e, em seguida foram deixados secar ao ar livre até que se atingisse a massa correspondente ao teor de umidade de ensaio, conforme mostrado na Figura 3.5 (b). Depois de pesados os CPs, o papel filtro tipo 2 Whatman n. 42 foi colocado em ambas as faces dos mesmos.

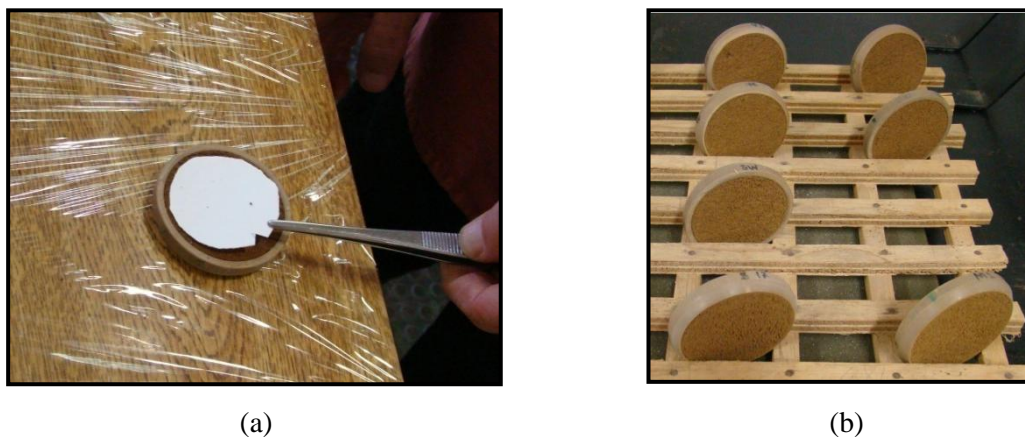


Figura 3.5 – (a) Colocação do papel filtro em contato com o solo; (b) Processo de secagem.

Após a colocação dos papéis filtro em contato com os CPs, estes foram embalados cuidadosamente com filmes plásticos e fita adesiva e armazenados em recipiente hermético por um período não inferior a 7 dias e não superior a 10 dias. Passado o tempo de equilíbrio, os papéis filtro foram retirados com auxílio de pinça, pesados, e levados para estufa, para a determinação do teor de umidade, que foi calculado a partir da média das umidades dos papéis filtro de topo e de base. Para a determinação da sucção de cada ponto da curva de retenção utilizou-se as correlações de Chandler et al. (1992):

$$s = 10^{4,84 - 0,0622 w_{\text{papel}}} \quad (3.1)$$

Para $w_{\text{papel}} < 47\%$

$$s = 10^{6,05 - 2,48 \log w_{\text{papel}}} \quad (3.2)$$

Para $w_{\text{papel}} \geq 47\%$

onde s é a sucção do papel filtro em kPa e w_{papel} é a umidade gravimétrica do papel filtro em porcentagem.

Os CPs destinados à obtenção da curva de umedecimento foram deixados secar ao ar livre por quatro dias e, então foram umedecidos por gotejamento. O teor de umidade dos CPs foi controlado por pesagem e, quando atingidas às umidades desejadas, os papéis filtro foram colocados em contato e devidamente embalados. Após um período não inferior a 7 dias e não superior a 10 dias, os papéis filtro foram secados em estufa, para se obter o teor de umidade dos mesmos.

3.5 Ensaios de compressão triaxial

Para a determinação da envoltória de resistência do solo e para a verificação do comportamento da água intersticial durante o cisalhamento do CP, foram realizados 3 ensaios de compressão triaxial adensado rápido (CU). Com o objetivo de simular condições semelhantes às adotadas nos ensaios de arrancamento, os CPs não foram previamente saturados. A utilização de uma pedra porosa de alta pressão de entrada de ar na base da câmara, sob o CP, teve como objetivo fornecer leituras do desenvolvimento de pressões da água intersticial durante o ensaio.

3.5.1 Corpos de prova

Os corpos de prova utilizados nos ensaios de compressão triaxial foram compactados em quatro camadas, cujo teor de umidade foi 14,6% (w_{ot}) e grau de compactação de 98%, em relação à energia do Proctor Normal. As dimensões dos CPs eram de 5,11 cm de diâmetro e 12,6 cm de altura.

3.5.2 Descrição dos ensaios

A primeira etapa dos ensaios de compressão triaxial consistiu na saturação da pedra porosa de alta pressão de entrada de ar. Para isso, a mesma foi instalada na base da câmara de ensaios, que foi preenchida por água destilada e deaerada, e aplicadas pressões a fim de permitir a saturação da pedra porosa. Tal procedimento só foi finalizado quando verificou-se

um gotejamento na tubulação de saída inferior da câmara. A partir do momento em que se verificou um fluxo através da pedra, admitiu-se que a mesma encontrava-se saturada.

A montagem da câmara e a colocação do CP no interior da mesma foram realizadas em seguida. A partir deste momento se procedeu a fase de adensamento do CP sob pressão confinante de 150 kPa. O adensamento dos CPs levou 15 horas, em média. No momento em que se verificou a estabilização das leituras de variação volumétrica deu-se início à fase de cisalhamento do CP.

As pressões confinantes utilizadas nos ensaios foram 25, 50 e 100 kPa, as mesmas adotadas nos demais ensaios realizados no programa experimental desta pesquisa. A velocidade de ensaio adotada foi de 0,076 mm/min.

A partir dos resultados destes ensaios foi definida a envoltória de resistência ao cisalhamento do solo, segundo o critério de ruptura de Mohr-Coulomb.

3.6 Ensaios de cisalhamento direto

Com o objetivo de determinar os parâmetros de resistência do solo e da interface solo-geogrelha foram realizados dezoito ensaios de cisalhamento direto, variando-se a condição de sucção inicial do solo, a tensão normal aplicada e a interface avaliada. Devido à utilização de uma base rígida de madeira nos ensaios para a determinação das propriedades da interface solo-geogrelha, realizou-se ainda três ensaios de cisalhamento direto, para verificar a influência dessa base nos resultados obtidos.

3.6.1 Equipamento de ensaio

Os ensaios de cisalhamento direto, realizados para determinar os parâmetros de resistência do solo e das interfaces solo-geogrelha e solo-madeira foram realizados em um equipamento convencional de cisalhamento direto, conforme especificado pela norma ASTM D 3080. O corpo de prova prismático, ensaiado neste tipo de equipamento, possui dimensões de 100 mm de largura, 100 mm de comprimento e 25,7 mm de altura. Na Figura 3.6 é apresentado o equipamento de cisalhamento direto utilizado nestes ensaios.



Figura 3.6 – Equipamento de ensaios de cisalhamento direto.

3.6.2 Procedimentos de ensaio

O grau de compactação adotado nos CPs foi 98%, em relação à energia do Proctor Normal. Foram utilizados três teores de umidade, 12,6%, 14,6% (w_{ot}) e 16,6%, que equivale à sucção inicial de 20, 9 e 5 kPa, respectivamente. As tensões normais aplicadas foram de 25, 50 e 100 kPa. A velocidade de ensaio utilizada para a determinação dos parâmetros de resistência do solo foi 0,5 mm/min. Para a determinação dos parâmetros de resistência das interfaces solo-geogrelha e solo-madeira adotou-se a velocidade de 0,25 mm/min.

Os CPs foram moldados de duas formas diferentes. Nos ensaios realizados para a determinação dos parâmetros de resistência do solo e da interface solo-madeira, os CPs foram moldados de acordo com as recomendações prescritas pela norma ASTM D 3080. Entretanto, para os ensaios que objetivaram determinar os parâmetros de resistência da interface solo-geogrelha, os CPs foram moldados sobre uma base rígida de madeira, na qual foi fixada uma amostra da geogrelha ensaiada, conforme apresentado na Figura 3.7. Este procedimento teve como objetivo garantir a atuação dos membros transversais da geogrelha durante o cisalhamento do CP, propiciando o preenchimento total das aberturas de sua estrutura.

Os ensaios nos quais foram avaliados os parâmetros de resistência da interface solo-madeira tiveram como objetivo principal avaliar o grau de influência do atrito desenvolvido entre o solo e a base rígida de madeira nas aberturas da amostra de geogrelha. Nestes ensaios, foram impostos deslocamentos horizontais do corpo de prova de solo compactado sobre a base rígida de madeira, sem a presença da amostra de geogrelha. Apenas uma condição de sucção inicial foi avaliada nessa situação, a sucção de 9 kPa, que corresponde ao teor de umidade ótimo.

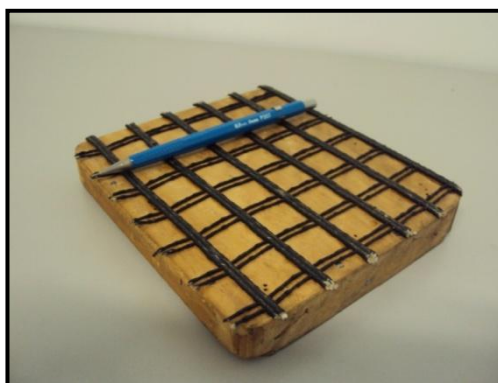


Figura 3.7 – Base rígida de madeira com amostra de geogrelha fixada, para determinação dos parâmetros de resistência da interface solo-geogrelha.

3.7 Ensaios de arrancamento

3.7.1 Caixa de ensaios

A caixa utilizada nos ensaios de arrancamento foi projetada e desenvolvida no Laboratório de Geossintéticos da Escola de Engenharia de São Carlos-USP, por Teixeira (2003) e, posteriormente utilizada por outros pesquisadores (Kakuda, 2005; Kakuda et al., 2006; Ferreira, 2007). A caixa possui dimensões internas de 250 mm de comprimento, 300 mm de largura e 150 mm de altura. Sua estrutura é formada por chapas de aço reforçadas por perfis tubulares, nas paredes laterais, na tampa e no fundo. Na parede frontal existe uma abertura em toda a sua extensão, com 8 mm de altura, por onde é realizado o arrancamento da geogrelha. A parede traseira possui dois rasgos de 40 mm de largura e 3 mm de altura, por onde é possível realizar as medidas diretas de deslocamento do elemento de reforço. No fundo da caixa existe um orifício, com diâmetro de 25 mm, no qual é inserido um tensiômetro para medir as pressões da água intersticial desenvolvidas no solo, durante o ensaio de arrancamento. A tampa possui um orifício, através do qual é injetado ar sob pressão, para enchimento da bolsa inflável situada em sua face interna. A bolsa inflável é responsável pela aplicação das tensões normais ao solo. A Figura 3.8 apresenta a caixa de ensaios de pequenas dimensões, utilizada nos ensaios de arrancamento.

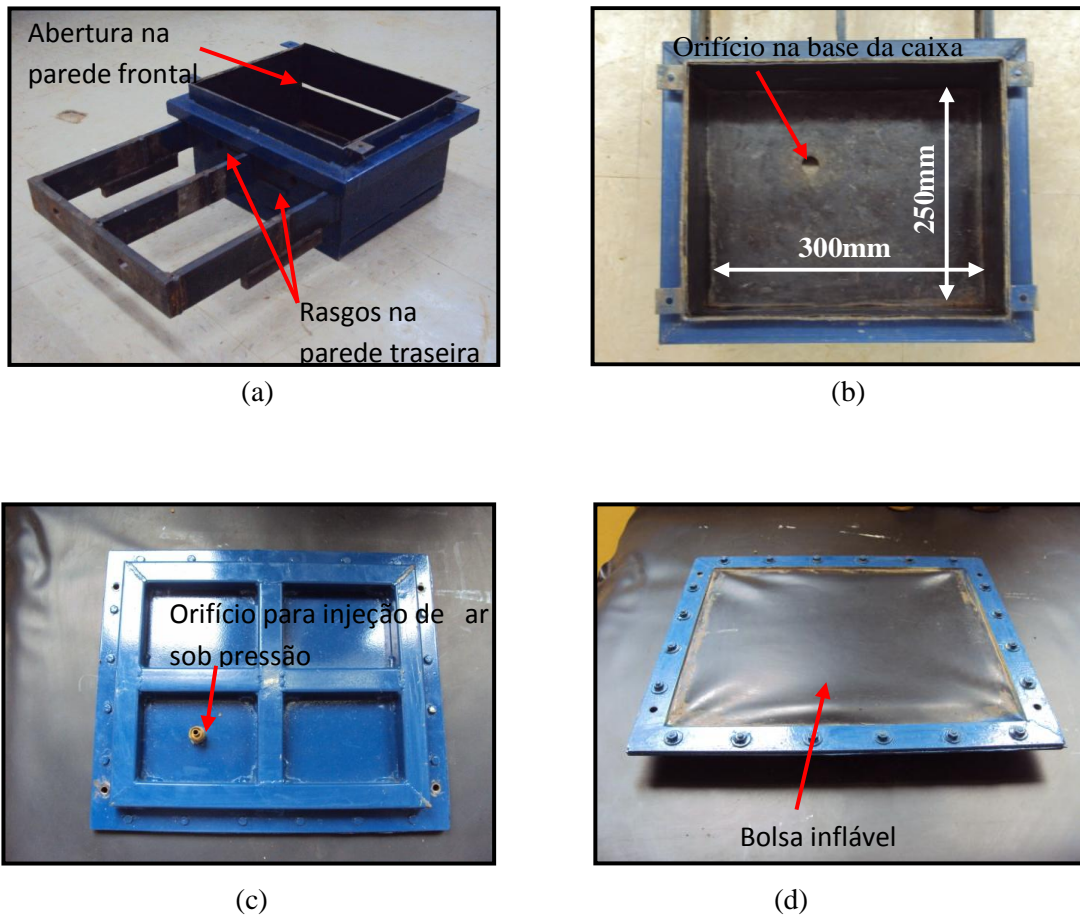


Figura 3.8 – Caixa de pequenas dimensões para ensaios de arrancamento. (a) Abertura na face frontal e rasgos na parede traseira; (b) Orifício na base para colocação do tensiômetro; (c) Orifício na tampa para aplicação de pressão de ar; (d) Bolsa inflável para aplicação de tensão normal ao solo.

3.7.2 Sistema de aplicação de força de arrancamento

Para a aplicação da força de arrancamento à amostra de geogrelha foi utilizada uma máquina universal de ensaios da marca EMIC modelo DL-10000, com capacidade de 100 kN, conforme apresentado na Figura 3.9 (a). A este equipamento foi acoplado uma célula de carga com capacidade de duas toneladas para medir os valores de força de arrancamento registrados durante o ensaio. Uma garra de mordente (Figura 3.9 (b)) foi fixada ao conjunto para imprimir a força de arrancamento à geogrelha.

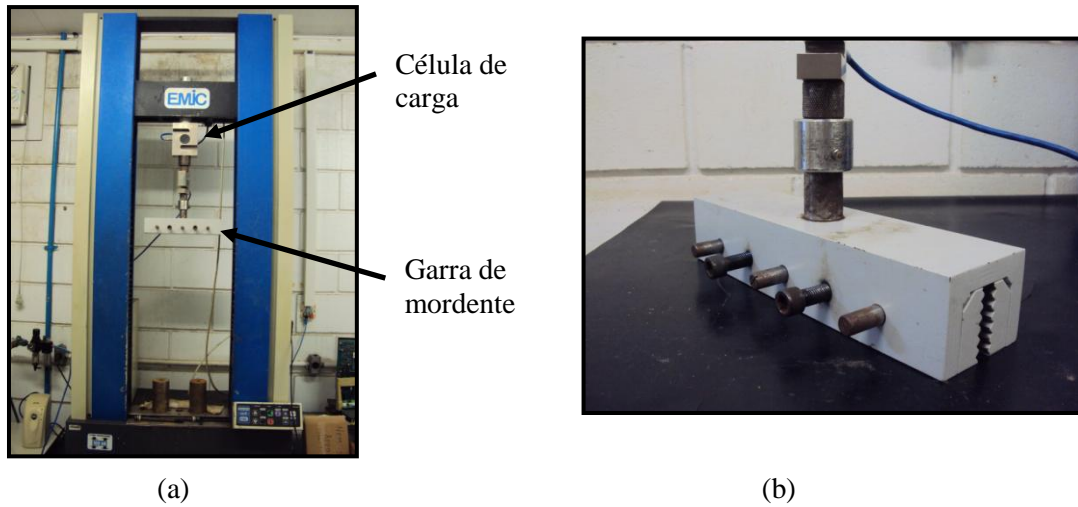


Figura 3.9 – (a) Máquina universal de ensaios; (b) Garra de mordente.

3.7.3 Sistema de medidas de deslocamento

Os deslocamentos da geogrelha foram registrados com o auxílio de um sistema de medidas de deslocamento a laser, desenvolvido por Bueno et al. (2006), para medida externa das deformações de geossintéticos em ensaios de tração. Neste sistema existem dois sensores ópticos que emitem um feixe de laser e procura o limite entre a superfície reflexiva e a superfície opaca dos pesos utilizados como mira. No decorrer dos ensaios, os sensores acompanham a movimentação das miras e fornecem deslocamentos com precisão de centésimos de milímetro. Na Figura 3.10 é apresentado o medidor de deslocamento a laser e seus componentes: computador, controlador lógico programável (CLP), contadores que exibem as posições dos sensores superior e inferior, motores de passo e sensores ópticos.

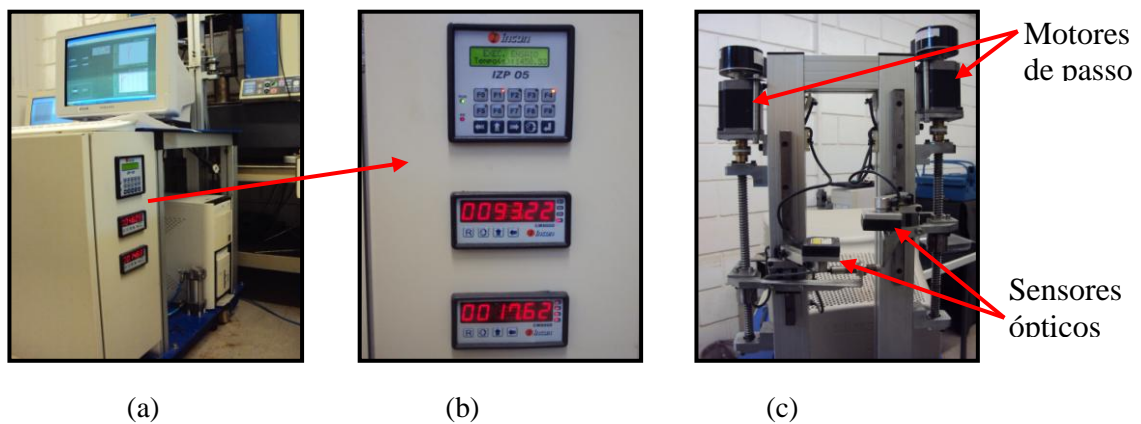


Figura 3.10 – Medidor de deslocamento a laser e componentes. (a) Vista geral do equipamento; (b) Controlador Lógico Programável (CLP) e contadores; (c) Sensores ópticos e motores de passo.

3.7.4 Sistema de medidas de pressão da água intersticial

As medidas de pressão da água intersticial foram obtidas com a utilização de um tensiômetro da marca UMS GmbH Munchen, modelo T5-10, com capacidade de leitura que varia entre -100 kPa e 85 kPa. Os dados foram registrados por um sistema de aquisição, marca Vishay, modelo P3 Strain Indicator and Recorder, e armazenados em um microcomputador portátil. Na Figura 3.11 são apresentados o tensiômetro e o aparelho utilizado para a aquisição dos dados.

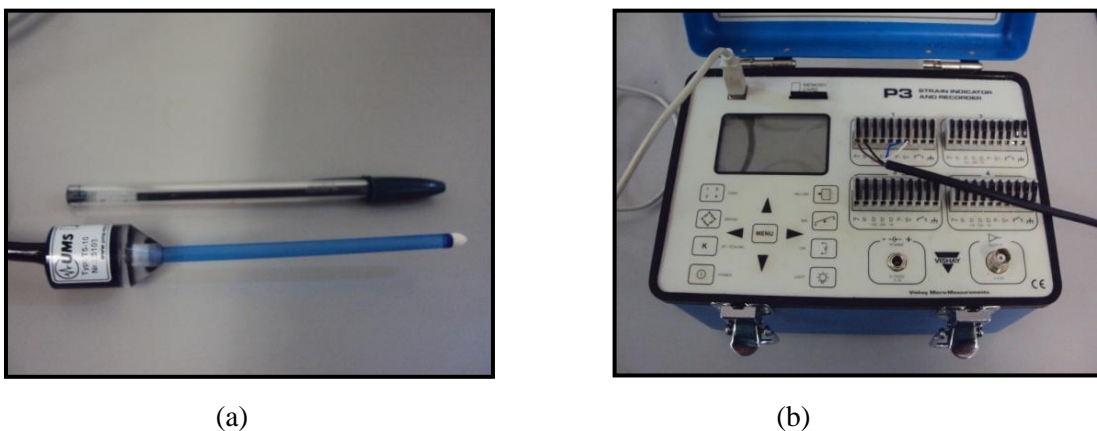


Figura 3.11– (a) Tensiômetro modelo T5-10; (b) Sistema de aquisição de dados modelo P3.

3.7.5 Procedimentos de ensaio

A realização dos ensaios de arrancamento obedeceu os seguintes passos:

3.7.5.1 Preparação do solo e correção do teor de umidade

Inicialmente, o solo foi secado à sombra e posteriormente peneirado na peneira com abertura de malha #4. Em seguida, foi determinada a sua umidade higroscópica e fez-se a correção do teor de umidade para ajustá-lo aos teores de umidade pré-determinados. Os teores de umidade adotados foram: 12,6%, 14,6% (teor de umidade ótimo) e 16,6%. Tais teores de umidade correspondem aos valores de sucção de 20, 9 e 5 kPa, respectivamente. Visando garantir a homogeneização do teor de umidade em toda a quantidade de solo, estes foram mantidos em sacos plásticos por um período mínimo de 24 horas antes de serem utilizados. Em função da pequena quantidade de solo necessária para cada ensaio, o controle de umidade foi feito em porções de 5 kg de solo, conforme mostrado na Figura 3.12.



Figura 3.12 – Correção do teor de umidade em porções de 5 kg.

3.7.5.2 Preparação da caixa de ensaios

As paredes internas da caixa de ensaios foram revestidas com dupla camada de geomembrana de PVC, intercaladas por material lubrificante (graxa), para evitar o desenvolvimento de atrito na interface entre o solo e as paredes da caixa. Na Figura 3.13 é apresentada a caixa após o revestimento de suas paredes.



(a)



(b)

Figura 3.13 – (a) Lubrificação das paredes internas; (b) Colocação da segunda camada de geomembrana.

3.7.5.3 Preparação das amostras de geogrelha

As amostras de geogrelha foram preparadas com dimensões de 350 mm de comprimento e 255 mm de largura, abrangendo onze elementos longitudinais e quatorze elementos transversais. No entanto, o comprimento da amostra inserido no solo foi de 210

mm, compreendendo 10 membros transversais. Nas amostras de geogrelha foram fixados fios inextensíveis de aço inox em dois pontos de referência para medir os deslocamentos. Nos pontos de referência foi utilizada cola epóxi, de forma a evitar uma possível folga neste contato, resultando em erros de leitura durante o ensaio de arrancamento. Na extremidade da amostra fixada à garra, foram colados pedaços de geotêxtil não tecido nas duas faces, para evitar danos mecânicos à amostra, devido à fixação da garra. A Figura 3.14 apresenta a amostra de geogrelha pronta para ser ensaiada.

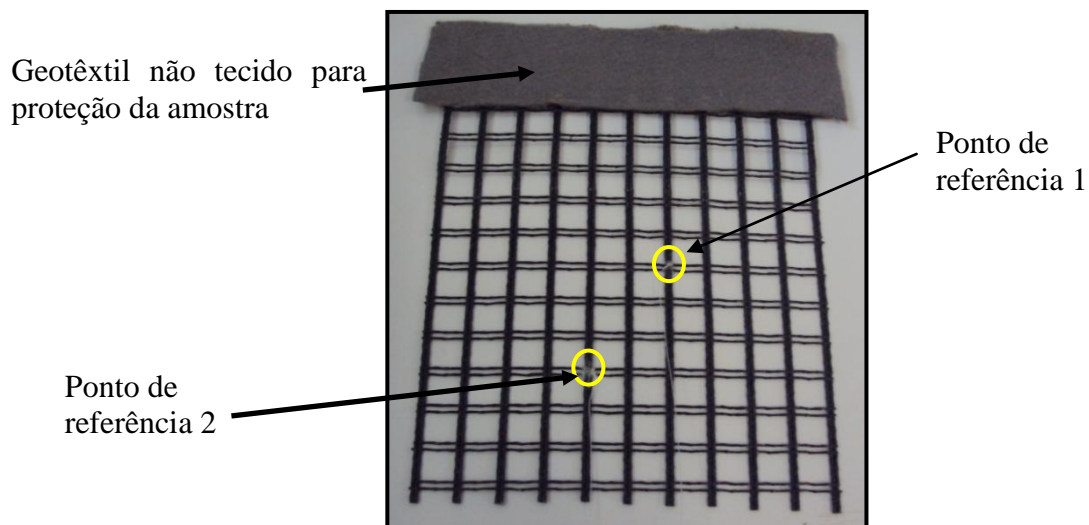


Figura 3.14 – Configuração final da amostra de geogrelha para realização de ensaios de arrancamento.

3.7.5.4 Compactação do solo

A compactação do solo na caixa de ensaios foi realizada em quatro camadas, sendo duas camadas na metade inferior da caixa (abaixo da inclusão) e duas camadas na metade superior da caixa (acima da inclusão). Para realizar a compactação foi utilizado um soquete metálico com massa de 3,5 kg, o qual foi deixado cair de uma altura de 30 cm, aproximadamente, até que se atingisse a altura determinada de cada camada de solo compactado, cerca de 37,5 mm, que equivale a $\frac{1}{4}$ da altura da caixa. Foi utilizada também uma placa retangular de madeira, com lados de dimensões ligeiramente menores que as dimensões internas da caixa, para auxiliar na compactação e regularização das camadas.

A quantidade de solo utilizada em cada ensaio foi calculada em função do grau de compactação do solo e do teor de umidade adotado em cada ensaio. O grau de compactação adotado em todos os ensaios foi de 98%, em relação à energia do Proctor Normal.

3.7.5.5 Instalação da amostra de geogrelha

A amostra de geogrelha foi instalada após a compactação da segunda camada de solo no interior da caixa, a uma altura de 75 mm em relação à sua base. A amostra foi posicionada, de forma que os fios inextensíveis fixados à mesma atravessassem as aberturas existentes na parede traseira da caixa (Figura 3.15 (a)). Nas extremidades livres destes fios foram fixadas miras metálicas de massa desprezível, para a realização das medidas de deslocamento. A extremidade da amostra protegida por geotêxtil foi fixada a uma garra de mordente, para a aplicação da força de arrancamento. O trecho dos fios inextensíveis que permaneceram no interior da caixa foram protegidos por mangueiras plásticas, com diâmetro externo de 5 mm, para evitar qualquer interferência nas leituras de deslocamento da geogrelha durante o ensaio, devido à possibilidade de desenvolvimento de uma possível adesão entre o fio e o solo circundante, conforme apresentado na Figura 3.15 (b).



(a)



(b)

Figura 3.15 – (a) Instalação da amostra de geogrelha; (b) Revestimento dos fios inextensíveis com mangueira plástica.

3.7.5.6 Montagem do ensaio

A montagem do ensaio de arrancamento foi realizada em diferentes etapas. Inicialmente foram preparadas a amostra de solo, a caixa de ensaios e a amostra de geogrelha, conforme relatado anteriormente. O passo seguinte foi a compactação do solo na metade inferior da caixa de ensaios, seguido da instalação da geogrelha à meia altura da caixa, que coincide com a abertura da parede frontal e, posteriormente, a compactação do solo na metade superior da caixa, de forma que a mesma fosse totalmente preenchida. Feito isso, a tampa foi colocada sobre a caixa e fixada por meio de quatro parafusos. Em seguida, a caixa foi levada à

máquina universal de ensaios e posicionada verticalmente. Para a aplicação da tensão normal à interface solo-geogrelha conectou-se uma mangueira plástica ao orifício existente na face externa da tampa, pelo qual foi injetado ar sob pressão para o enchimento da bolsa inflável situada na face interna da tampa. A pressão de ar foi controlada através de um manômetro e válvulas reguladoras. As tensões normais aplicadas foram 25, 50 e 100 kPa. O passo seguinte foi a introdução do tensiômetro na caixa de ensaios, através do orifício existente no fundo da caixa. Para isso foi escavado um furo no solo compactado, com diâmetro ligeiramente menor que o diâmetro da haste do tensiômetro, para garantir um bom contato com o solo. O copo cerâmico existente na extremidade do tensiômetro ficou a uma distância de 10 mm da geogrelha, de modo a registrar as pressões da água intersticial desenvolvidas na zona próxima à interface solo-geogrelha. A partir deste ponto foi necessário esperar cerca de 24 horas, para que as leituras do tensiômetro estabilizassem. Verificou-se que os ensaios realizados com solo sob maior nível de sucção matricial, demandou menor tempo para atingir o equilíbrio, porém nos ensaios realizados sob menor sucção, o tempo necessário foi maior. Na Figura 3.16 apresenta-se a caixa de ensaios já posicionada na máquina universal, durante o tempo de estabilização da leitura do tensiômetro.

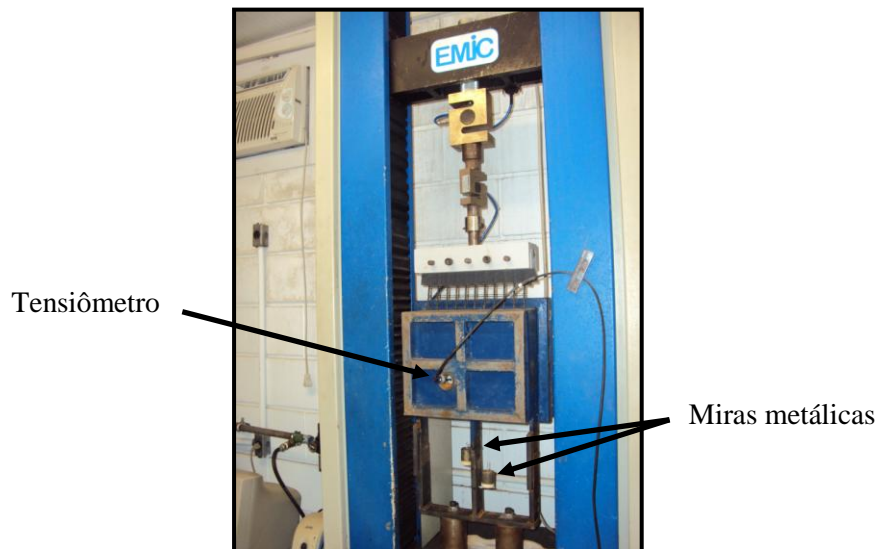


Figura 3.16 – Caixa de ensaios posicionada na máquina universal durante o período de estabilização de leitura do tensiômetro.

3.7.5.7 Execução do ensaio

Após o período de estabilização da leitura do tensiômetro foram ajustados os fins de curso superior e inferior da máquina universal, para então fixar a amostra de geogrelha à garra

de mordente. Foram ajustados os sensores ópticos para a realização das leituras de deslocamento e ajustada a velocidade de ensaio, 1,0 mm/min. Dado início ao ensaio de arrancamento foram registradas as seguintes variáveis: deslocamento da amostra de geogrelha, força de arrancamento e pressão da água intersticial. Ensaios complementares foram realizados com velocidade de 0,25 mm/min.

A velocidade de ensaio de 1,0 mm/min, escolhida para a realização dos ensaios de arrancamento, foi baseada no fato de que os ensaios não drenados são, normalmente, ensaios rápidos. Fourie & Fabian (1987) realizaram ensaios de arrancamento com uma taxa de deslocamento de 0,9 mm/min. Chen & Wu (2010) adotaram a velocidade de ensaio de 1,0 mm/min em ensaios de arrancamento, para avaliar o efeito do umedecimento na interação solo-geogrelha.

Os valores de deslocamento da geogrelha e de força de arrancamento foram registrados pelo computador por meio do software LabVIEW®. Este programa gera, ao final do ensaio, um arquivo de extensão “.txt” contendo os dados de força de arrancamento (em - kg) e posições dos sensores ópticos (em mm) ao longo do tempo. Na Figura 3.17 são mostrados os equipamentos utilizados nos ensaios de arrancamento durante a sua execução.

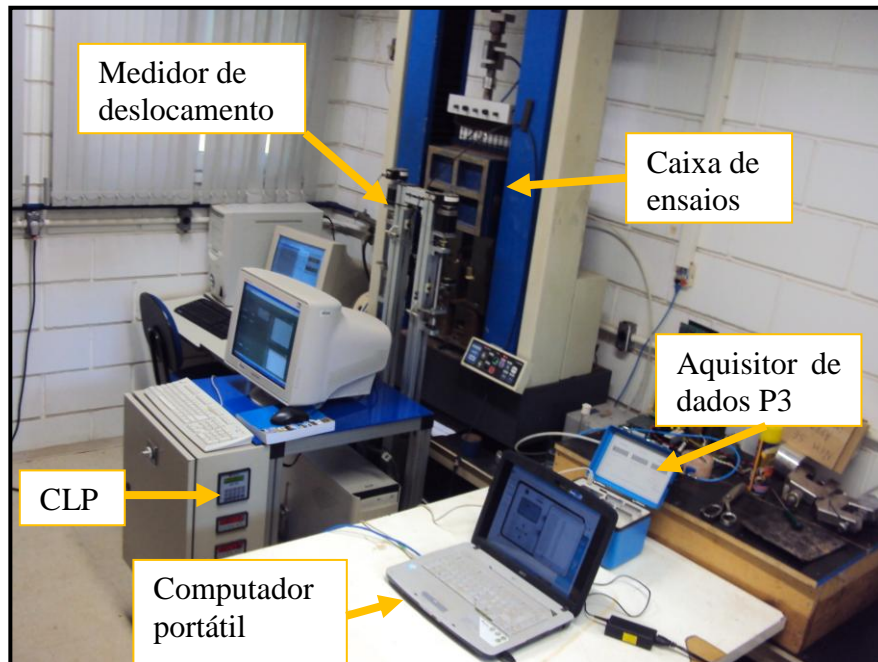


Figura 3.17 – Equipamentos utilizados nos ensaios de arrancamento.

Capítulo 4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 Introdução

Para atingir o objetivo proposto nesta pesquisa foram realizados trinta ensaios de arrancamento em equipamento de pequenas dimensões, variando-se o teor de umidade adotado na compactação do solo e a tensão normal aplicada à interface solo-geogrelha. Com o intuito de obter dados que viabilizassem a análise da interação entre solo e geogrelha, bem como para a determinação dos parâmetros de resistência do solo e das interfaces avaliadas, foram realizados vinte e um ensaios de cisalhamento direto. Para a obtenção de dados comprobatórios, acerca dos métodos aplicados nos ensaios de arrancamento, foram realizados três ensaios triaxiais do tipo CU, além da determinação da curva de retenção de água no solo.

4.2 Curvas de retenção de água no solo

Na Figura 4.1 são apresentadas as curvas de retenção de água no solo, obtidas por meio de secagem e umedecimento, representadas em termos de umidade gravimétrica e sucção matricial. A curva de secagem foi traçada a partir de pontos experimentais dos ensaios de papel filtro e funil de placa porosa, enquanto a curva de umedecimento foi traçada por meio de pontos experimentais dos ensaios de papel filtro e o ponto de sucção nula.

Os teores de umidade evidenciados na Figura 4.1 correspondem aos mesmos utilizados no programa experimental desta pesquisa.

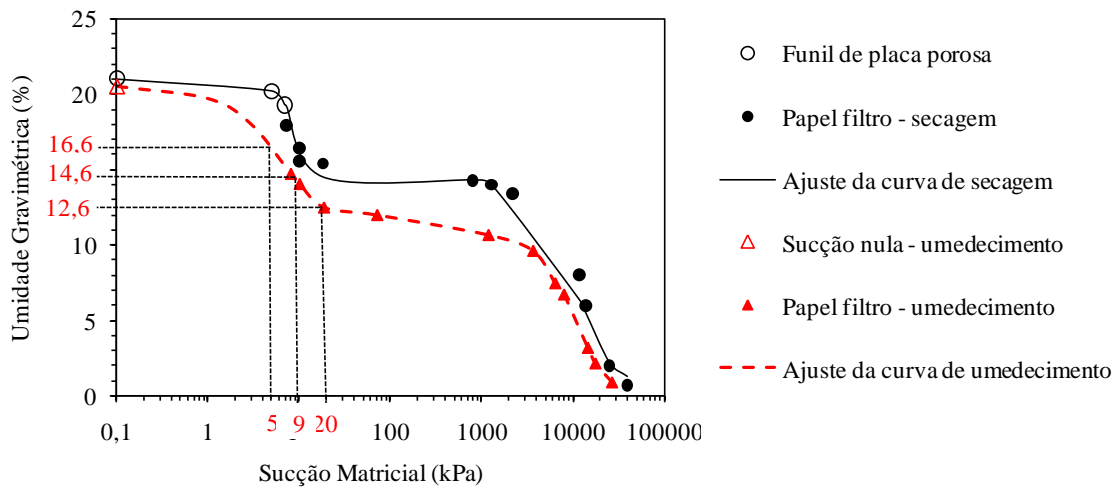


Figura 4.1 – Curvas de retenção de água no solo.

O comportamento bimodal que as curvas de retenção apresentaram é atribuído à presença de macro e microporos no solo. Os primeiros compreendem os poros do solo formados a partir da estrutura granular, composta por areia e fração fina agregada, enquanto os poros existentes no interior destes agregados são denominados microporos (GEORGETTI, 2010). Curvas de retenção com comportamento semelhante foram obtidas por Freitas Neto (2008) e Georgetti (2010) para solos naturais e compactados.

O modelo de van Genuchten (1980) foi utilizado para ajustar uma curva aos pontos experimentais. A curva bimodal foi ajustada ao modelo, a partir de ajustes realizados em cada trecho. Adotou-se um ponto experimental como ponto de umidade residual referente ao primeiro trecho e, de saturação, correspondente ao segundo trecho da curva de retenção. Na Tabela 4.1 são apresentados os parâmetros de ajuste das curvas de retenção.

A finalidade da obtenção das curvas de retenção de água no solo é estimar os valores de sucção inicial registrados nos ensaios de arrancamento. Portanto, todos os ensaios realizados sob diferentes teores de umidade serão citados em função de suas respectivas sucções matriciais, registradas no início de cada ensaio, fornecidas na Figura 4.1.

A escolha da curva de retenção, obtida no processo de umedecimento, é justificada pelo fato de que a presente pesquisa visa simular a influência do desenvolvimento de pressões da água intersticial nos resultados de ensaios de arrancamento de geogrelha, frente ao avanço da umidade.

Tabela 4.1– Parâmetros de ajuste das curvas de retenção de acordo com a proposta de van Genuchten (1980).

Parâmetros de ajuste	W_{sat} (%)	W_{res} (%)	α kPa^{-1}	m	n
Curva de secagem - trecho 1	21,00	14,94	0,1040	0,500	2,645
Curva de secagem - trecho 2	14,94	1,24	0,0001	0,884	2,633
Curva de umedecimento - trecho 1	20,50	12,50	0,8642	0,121	3,221
Curva de umedecimento - trecho 2	12,50	0,90	0,0001	2,798	2,285

4.3 Ensaios de compressão triaxial

Na Figura 4.2 são mostradas as curvas deformação axial *versus* tensão desviatória ($\sigma_1 - \sigma_3$) obtidas a partir dos ensaios de compressão triaxial, realizados em corpos de prova não saturados.

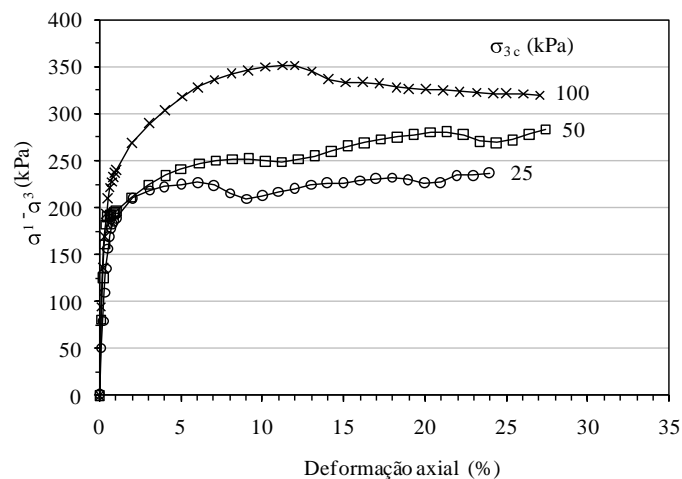


Figura 4.2 – Resultados dos ensaios de compressão triaxial do tipo CU, em corpos de prova não saturados.

Na Figura 4.3 apresentam-se as leituras de pressão da água intersticial registradas durante a fase de cisalhamento. Nota-se um comportamento atípico nas curvas deformação axial *versus* pressão da água intersticial, obtidas nos ensaios realizados sob tensão confinante de 50 e 100 kPa. No ensaio submetido à tensão confinante de 50 kPa, verificou-se um desenvolvimento de pressão positiva da água durante toda a fase de cisalhamento. Entretanto, no ensaio em que foi imposta a tensão confinante de 100 kPa, não foi observado comportamento semelhante. Verificou-se que após um breve período, em que foram registradas pressões positivas da água, registraram-se valores de sucção matricial.

A utilização de uma pedra porosa saturada de alta pressão de entrada de ar não pôde garantir que as medidas registradas de sucção matricial fossem realistas. Pois, conforme apresentado na Figura 4.1, o teor de umidade adotado na compactação dos corpos de prova ($w = 14,6\%$) pode representar sucções matriciais com valores variando entre 9 e mais de 1000 kPa.

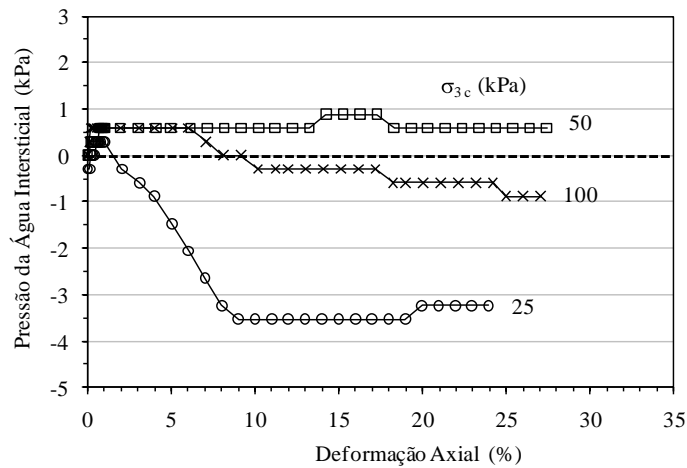


Figura 4.3 – Curvas deformação axial *versus* pressão da água intersticial para corpos de prova não saturados.

A envoltória linear de resistência não drenada do solo é apresentada na Figura 4.4. Os parâmetros de resistência obtidos foram de 64 kPa (intercepto de coesão) e 26° (ângulo de atrito interno do solo).

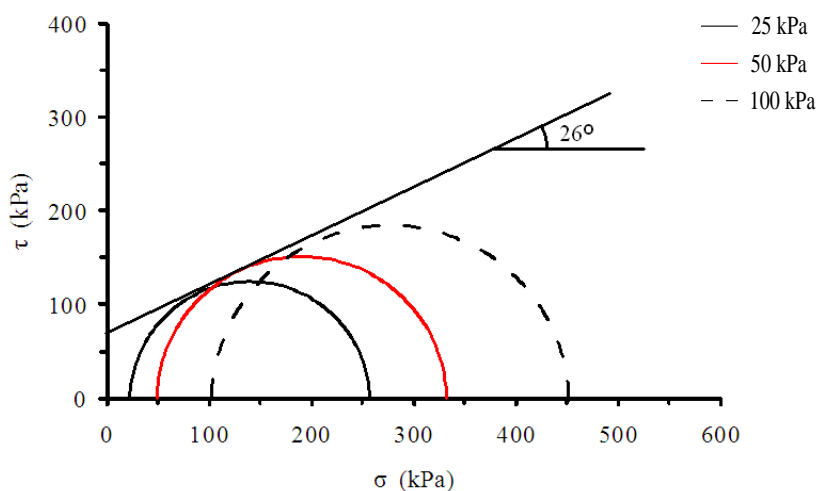


Figura 4.4 – Envoltória linear de resistência não drenada dos ensaios CU.

4.4 Ensaio de cisalhamento direto

Nas Figuras 4.5 e 4.6 são apresentadas as curvas deslocamento horizontal *versus* tensão de cisalhamento e as curvas deslocamento horizontal *versus* variação volumétrica, obtidas a partir dos ensaios realizados com teor de umidade de 12,6%, que corresponde a uma sucção inicial de 20 kPa, aproximadamente. Estes ensaios forneceram os parâmetros de resistência do solo e da interface solo-geogrelha.

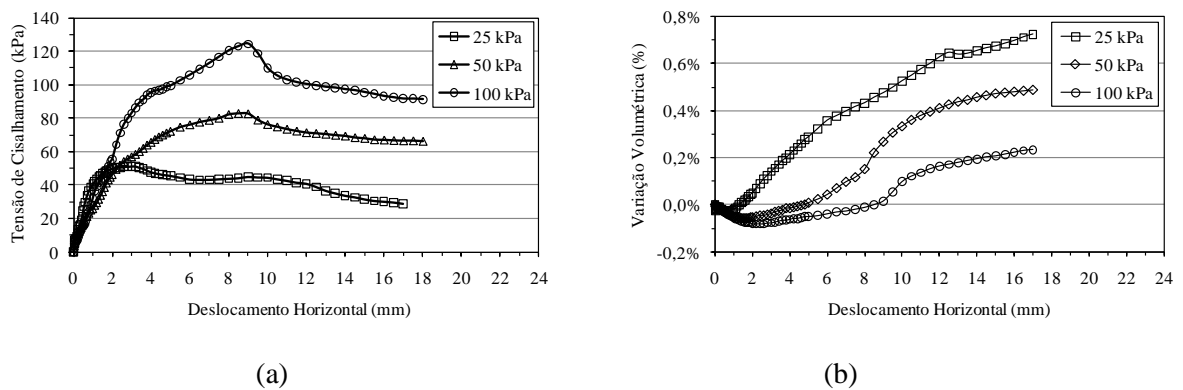


Figura 4.5 – Ensaio realizado sob sucção inicial de 20 kPa, para a obtenção dos parâmetros de resistência do solo: (a) Curvas deslocamento horizontal *versus* tensão de cisalhamento; (b) Curvas deslocamento horizontal *versus* variação volumétrica.

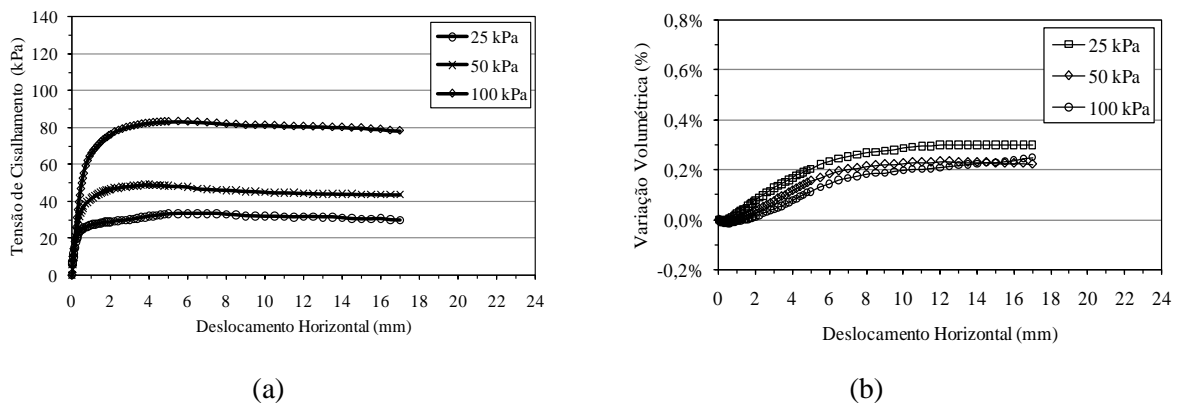


Figura 4.6 – Ensaio realizado sob sucção inicial de 20 kPa, para a obtenção dos parâmetros de resistência da interface solo-geogrelha: (a) Curvas deslocamento horizontal *versus* tensão de cisalhamento; (b) Curvas deslocamento horizontal *versus* variação volumétrica.

A partir da análise dessas figuras, percebe-se um comportamento padrão das curvas obtidas. Na Figura 4.5 (a) é possível identificar que o valor de pico da tensão de cisalhamento apresenta-se mais pronunciado no ensaio realizado sob tensão normal de 100 kPa. Nota-se também que no ensaio realizado sob tensão normal de 25 kPa, a máxima tensão de cisalhamento é registrada com 3 mm de deslocamento, aproximadamente, enquanto nos

demais ensaios, registraram-se deslocamentos de cerca de 9 mm. Na Figura 4.6 (a) verifica-se que as tensões de cisalhamento residuais são ligeiramente menores que os valores de pico.

As envoltórias de resistência do solo e da interface solo-geogrelha, obtidas nos ensaios realizados sob sucção inicial de 20 kPa são mostradas na Figura 4.7.

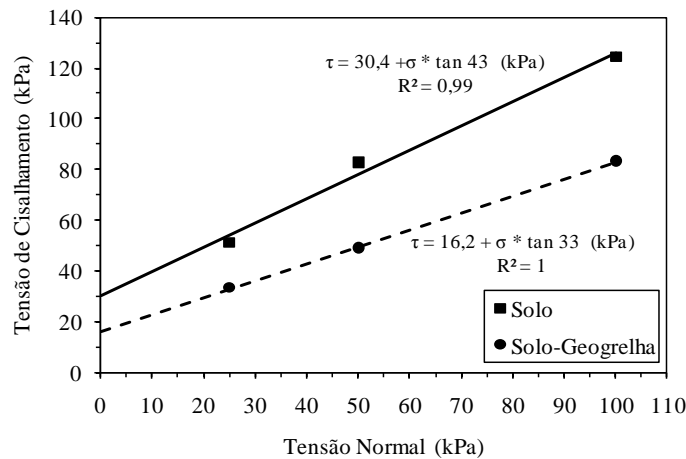


Figura 4.7 – Envoltórias de resistência do solo e da interface solo-geogrelha, referentes aos ensaios realizados sob sucção inicial de 20 kPa.

Na Figura 4.8 são apresentadas as curvas deslocamento horizontal *versus* tensão de cisalhamento e as curvas deslocamento horizontal *versus* variação volumétrica, para a obtenção dos parâmetros de resistência do solo com sucção inicial de 9 kPa. Já nas Figuras 4.9 e 4.10 são ilustradas as curvas deslocamento horizontal *versus* tensão de cisalhamento e deslocamento horizontal *versus* variação volumétrica, referentes aos ensaios em que foram analisadas as interfaces solo-geogrelha e solo-madeira. Ambos os ensaios realizados sob sucção inicial de 9 kPa.

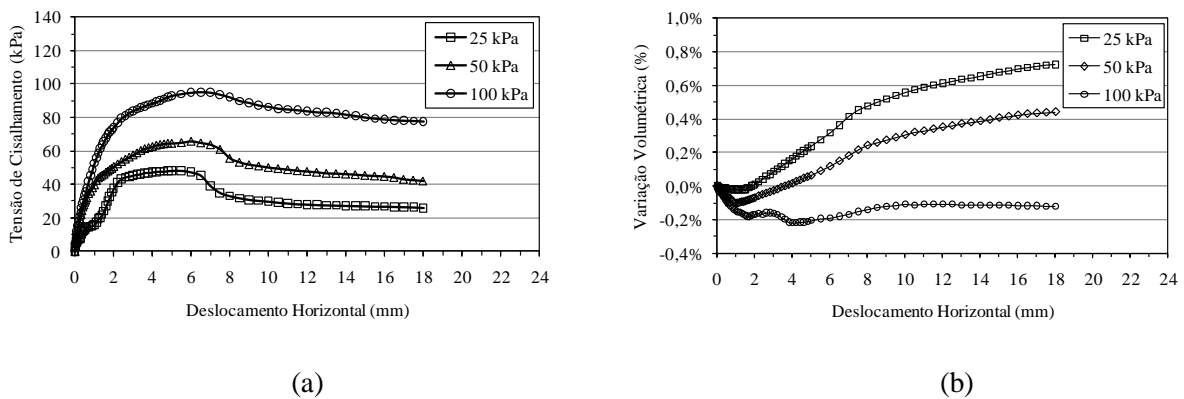


Figura 4.8 – Ensaios realizados sob sucção inicial de 9 kPa, para obtenção dos parâmetros de resistência do solo: (a) Curvas deslocamento horizontal *versus* tensão de cisalhamento; (b) Curvas deslocamento horizontal *versus* variação volumétrica.

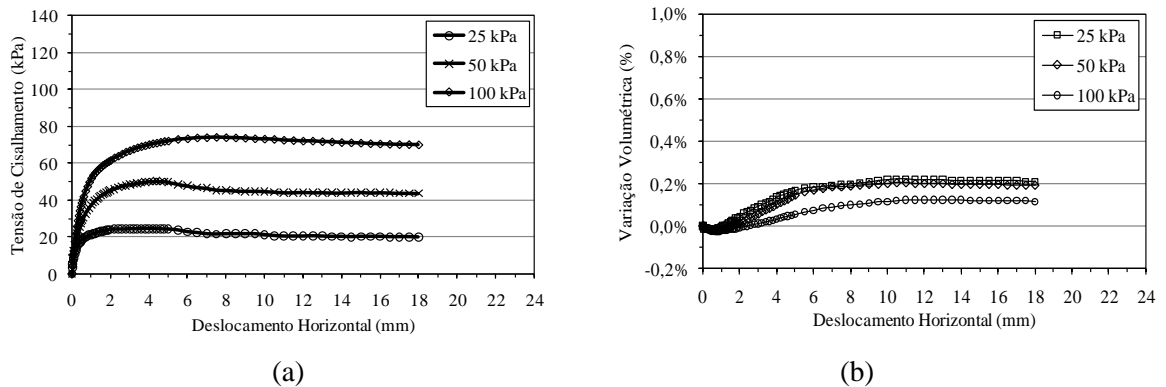


Figura 4.9 – Ensaio realizado sob sucção inicial de 9 kPa, para obtenção dos parâmetros de resistência da interface solo-geogrelha: (a) Curvas deslocamento horizontal *versus* tensão de cisalhamento; (b) Curvas deslocamento horizontal *versus* variação volumétrica.

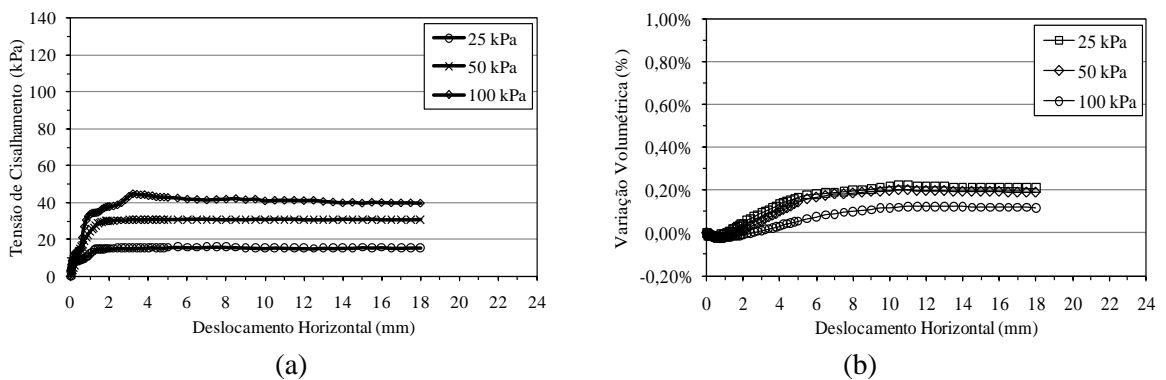


Figura 4.10 – Ensaio realizado sob sucção inicial de 9 kPa, para obtenção dos parâmetros de resistência da interface solo-madeira: (a) Curvas deslocamento horizontal *versus* tensão de cisalhamento; (b) Curvas deslocamento horizontal *versus* variação volumétrica.

Assim como nos ensaios realizados sob sucção inicial de 20 kPa, observou-se um comportamento padrão nas curvas obtidas. Os ensaios executados apenas com solo novamente apresentaram picos de tensão de cisalhamento bem definidos, embora menos pronunciados que os picos observados nos primeiros ensaios, com sucção inicial de 20 kPa. Também como nos primeiros ensaios, a interface solo-geogrelha apresentou comportamento semelhante, mediante as tensões aplicadas. Na interface solo-madeira verificou-se que, após atingir o valor de pico de tensão de cisalhamento, a tensão mobilizada permaneceu constante até o final do ensaio. Exceto no ensaio realizado sob tensão normal de 100 kPa, onde foi registrado um aumento da tensão de cisalhamento por volta dos 3 mm de deslocamento horizontal e, em seguida, um valor residual ligeiramente menor.

Analisando as curvas deslocamento horizontal *versus* variação volumétrica, verificou-se que as interfaces solo-geogrelha e solo-madeira forneceram curvas praticamente idênticas. Percebeu-se ainda que o corpo de prova (CP) com sucção inicial de 20 kPa apresentou maior dilatação que o CP com sucção inicial de 9 kPa. Sob tensão normal de 100 kPa e sucção inicial de 9 kPa, não foi registrada a dilatação do CP, que teve seu volume reduzido no início do ensaio e permaneceu com volume menor do que o inicial até o fim do cisalhamento.

Na Figura 4.11 são apresentadas as envoltórias de resistência do solo e das interfaces solo-geogrelha e solo-madeira, obtidas nos ensaios cujos CPs foram compactados com teor de umidade ótimo, que corresponde à sucção inicial de 9 kPa.

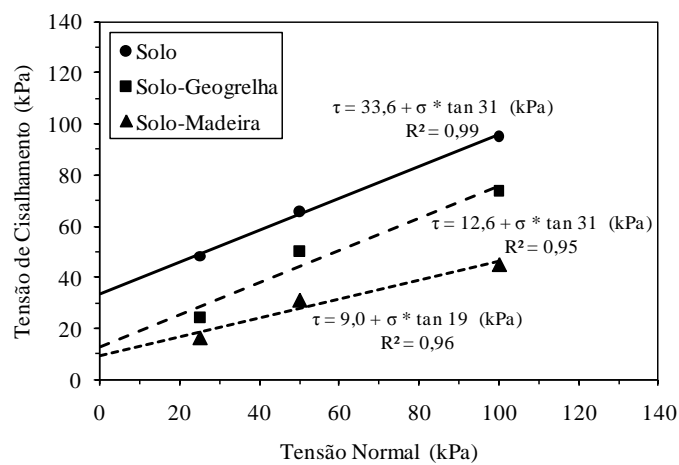


Figura 4.11 – Envoltórias de resistência do solo, da interface solo-geogrelha e da interface solo-madeira, referentes aos ensaios realizados com sucção inicial de 9 kPa.

As curvas deslocamento horizontal *versus* tensão de cisalhamento e deslocamento horizontal *versus* variação volumétrica, obtidas ao analisar o solo e a interface solo-geogrelha, com sucção inicial de 5 kPa, são apresentadas nas Figuras 4.12 e 4.13, respectivamente.

Verificou-se que nessa condição de sucção inicial, o valor de pico de tensão de cisalhamento foi mais pronunciado no ensaio realizado sob tensão normal de 25 kPa. No entanto, o ensaio no qual foi aplicada a tensão normal de 100 kPa apresentou uma tensão de cisalhamento residual ligeiramente menor que o valor de pico.

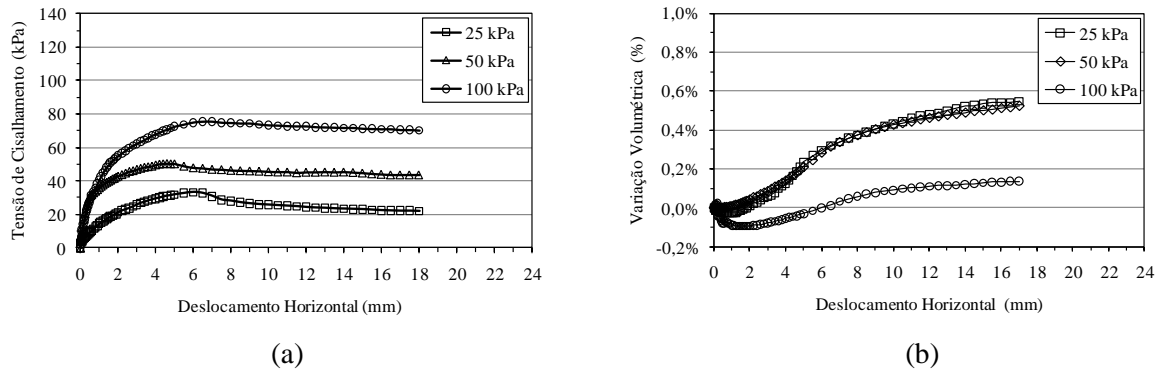


Figura 4.12 – Ensaio realizado sob sucção inicial de 5 kPa, para obtenção dos parâmetros de resistência do solo: (a) Curvas deslocamento horizontal *versus* tensão de cisalhamento; (b) Curvas deslocamento horizontal *versus* variação volumétrica.

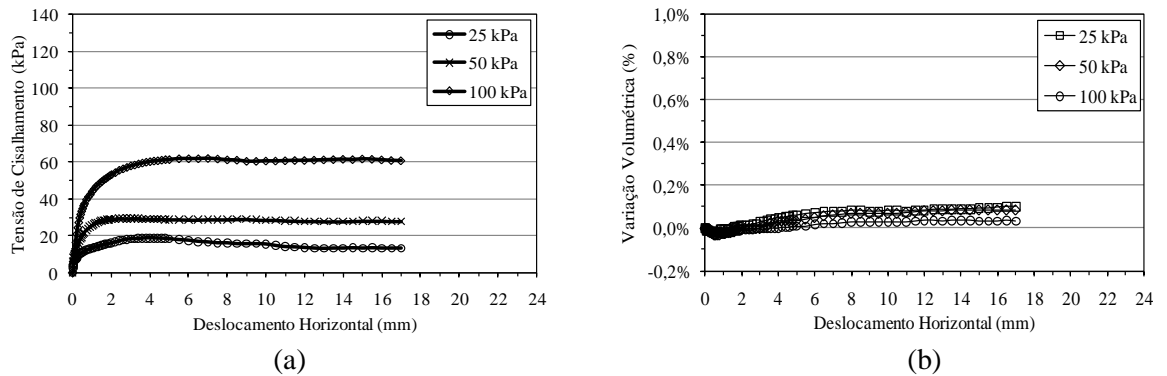


Figura 4.13 – Ensaio realizado sob sucção inicial de 5 kPa, para obtenção dos parâmetros de resistência da interface solo-geogrelha: (a) Curvas deslocamento horizontal *versus* tensão de cisalhamento; (b) Curvas deslocamento horizontal *versus* variação volumétrica.

Na Figura 4.12 (b), verifica-se que as tensões normais de 25 e 50 kPa apresentaram comportamentos semelhantes. Os valores de redução de volume e de dilatação do CP foram praticamente idênticos. As curvas mostradas na Figura 4.13 (b), referentes a estas mesmas tensões apresentaram comportamento semelhante.

As envoltórias de resistência do solo e da interface solo-geogrelha, obtidas nos ensaios executados sob sucção inicial de 5 kPa são ilustradas na Figura 4.14.

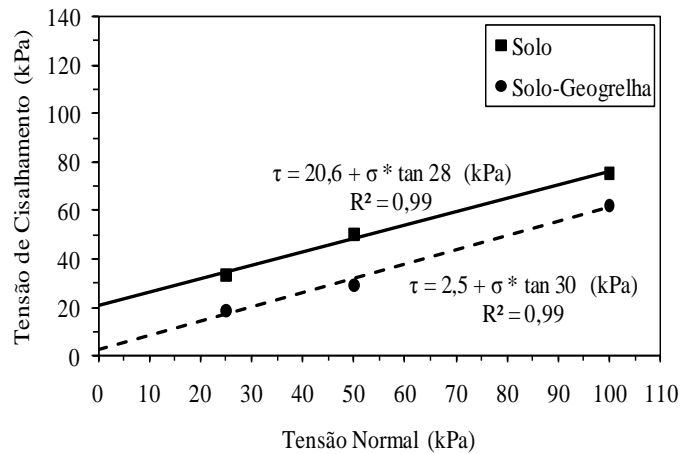


Figura 4.14 – Envoltórias de resistência do solo e da interface solo-geogrelha, referentes aos ensaios realizados com sucção inicial de 5 kPa.

Analisando as tensões de cisalhamento mobilizadas pelo solo e pela interface solo-geogrelha, independentemente da condição de umidade, verificou-se que tanto as tensões de pico quanto as tensões residuais apresentaram maiores valores nos ensaios realizados apenas com o solo, exceto no ensaio realizado sob tensão normal de 50 kPa e sucção inicial de 9 kPa, onde a tensão residual apresentou valores semelhantes em ambas as situações, conforme apresentado nas Figuras 4.8 (a) e 4.9 (a).

Nos ensaios em que foram verificados os parâmetros de resistência do solo, observou-se que a tensão de 100 kPa promoveu menor dilatação dos CPs. Porém, no ensaio realizado sob mesma tensão normal e sucção inicial de 9 kPa, apresentado na Figura 4.8 (b), não foi identificado este comportamento, pois não foi registrada qualquer dilatação do CP. Este comportamento pode ser atribuído ao fato da tensão de 100 kPa limitar a expansão do CP, de modo a promover a quebra das partículas do solo, ao invés do rearranjo e sobreposição das mesmas.

Não se pode deixar de enfatizar a possibilidade de desenvolvimento de pressões positivas da água intersticial na fase de redução volumétrica do CP, bem como a possibilidade do desenvolvimento de sucção matricial na fase de dilatação. Entretanto, o desenvolvimento de pressões da água intersticial durante o cisalhamento, principalmente pressões positivas, está condicionado ao teor de umidade do solo. Portanto, não é correto afirmar que a redução volumétrica dos CPs, diante das condições de umidade adotadas, tenha propiciado o desenvolvimento de pressões positivas, a menos que tal parâmetro fosse devidamente registrado por instrumentos apropriados. Por outro lado, supõe-se que a dilatação do CP tenha promovido o desenvolvimento de sucção matricial, devido à condição não saturada do solo.

Ao comparar as curvas deslocamento horizontal *versus* variação volumétrica, obtidas nos ensaios em que foram determinados os parâmetros de resistência da interface solo-geogrelha, observou-se um breve trecho de redução de volume do CP e, em seguida, a dilatação do mesmo. Já nos ensaios realizados apenas com solo, foi verificado um trecho mais prolongado de redução volumétrica. Supõe-se que a utilização de uma base rígida de madeira, na metade inferior do equipamento de cisalhamento direto restringiu a redução volumétrica do CP. Tal redução ocorreu apenas na metade superior da caixa, que se encontrava sobre a base rígida. Entretanto, a utilização de um suporte de madeira garante o posicionamento da amostra de geogrelha no plano de cisalhamento durante a aplicação de tensões normais. O mesmo artifício foi utilizado por Palmeira (1987) e Jewell et al. (1984), para a determinação de parâmetros de resistência de interface solo-geossintético.

Na Figura 4.15 é mostrada uma comparação entre os valores de intercepto de coesão e adesão de interfaces para os diferentes níveis de sucção matricial adotados. Já na Figura 4.16 apresenta-se uma comparação em termos de ângulo de atrito interno do solo e ângulo de atrito das interfaces analisadas.

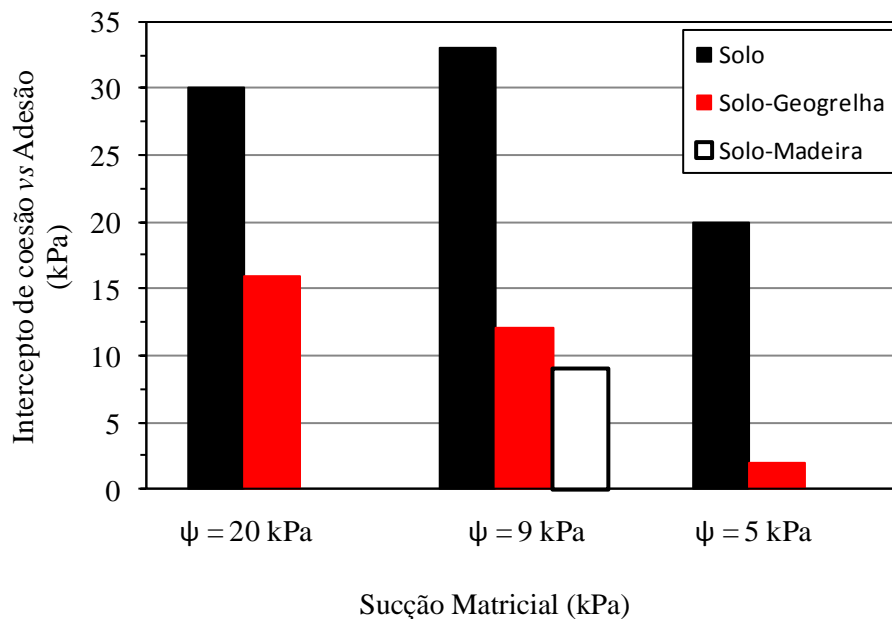


Figura 4.15 – Comparação entre os parâmetros de intercepto de coesão e adesão das interfaces.

Na Figura 4.15 verificou-se que o maior valor de intercepto de coesão foi obtido no CP compactado com teor de umidade ótimo, ou seja, aquele que apresentou sucção inicial de 9 kPa. Quanto à adesão de interface solo-geogrelha, nota-se que os valores obtidos são diretamente proporcionais aos níveis de sucção inicial de cada CP. Este parâmetro apresentou redução mais significativa ao reduzir o valor de sucção inicial do CP de 9 para 5 kPa. O valor

registrado para a adesão de interface solo-madeira ($\alpha = 9$ kPa) corresponde a 27% do valor de intercepto de coesão ($c = 33$ kPa), obtido sob mesma sucção inicial. Na comparação entre os parâmetros obtidos das interfaces solo-geogrelha e solo-madeira verifica-se uma diferença de 3 kPa entre eles, que sugere que este valor refere-se à adesão desenvolvida entre o solo e a área cheia da geogrelha, ou seja, seus membros longitudinais e transversais, e a junção entre eles.

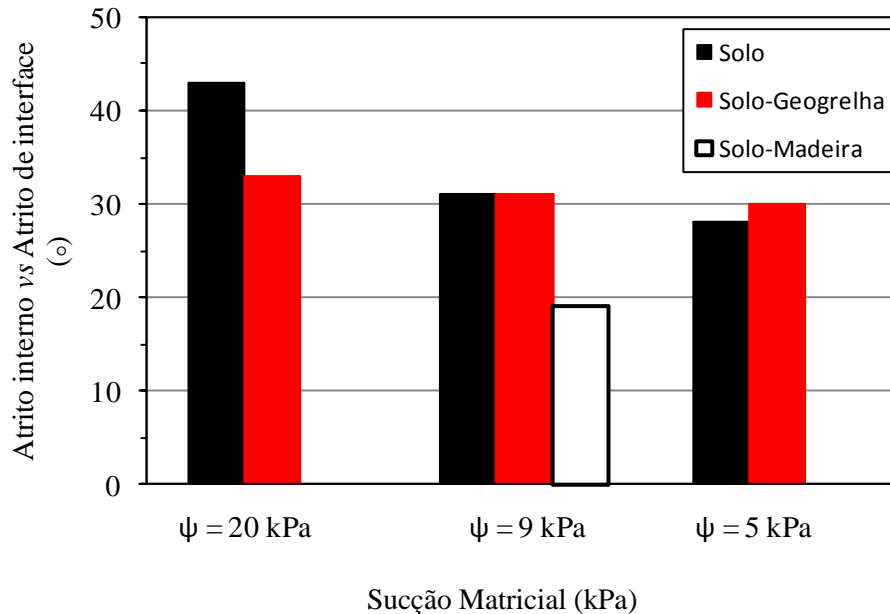


Figura 4.16 – Comparação entre os parâmetros de ângulo de atrito interno do solo e ângulo de atrito das interfaces.

A análise dos parâmetros ângulo de atrito interno do solo e ângulo de atrito da interface solo-geogrelha, ilustrada na Figura 4.16, mostra uma redução dos mesmos à medida que se reduz a sucção inicial do solo. Esta redução ficou mais evidenciada nos valores de ângulo de atrito interno do solo, onde se verificou que o CP compactado com sucção inicial de 20 kPa, apresentou um valor de 43°, equivalente a 138% do valor obtido para o CP compactado com sucção inicial de 9 kPa. Percebe-se que, o valor de ângulo de atrito interno do solo é relativamente alto para um solo que apresenta um percentual de finos de 39%, sendo 31% fração argila.

Na interface solo-geogrelha, as reduções registradas em função da sucção inicial foram menos significativas. A interface solo-madeira apresentou um valor correspondente a 61% do valor obtido para a interface solo-geogrelha. De forma análoga à análise feita para adesão das interfaces, essa diferença de valores é atribuída à ausência da ação cortante dos membros transversais da geogrelha.

Após a obtenção dos parâmetros de resistência do solo e da interface solo-geogrelha, por meio dos ensaios de cisalhamento direto, foram calculados os valores de eficiência sobre a coesão e sobre o atrito, de acordo com as seguintes formulações propostas por Koerner (1998).

$$E_c = \left(\frac{\alpha}{c} \right) \times 100 \quad (4.1)$$

Onde:

E_c – eficiência sobre a coesão;

α – adesão de interface solo-geogrelha;

c – intercepto de coesão.

$$E_\phi = \left(\frac{\tan \delta}{\tan \phi} \right) \times 100 \quad (4.2)$$

Onde:

E_ϕ – eficiência sobre o atrito;

δ – ângulo de atrito de interface solo-geogrelha;

ϕ – ângulo de atrito interno do solo.

Na Tabela 4.2 apresenta-se o resumo dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto em que foram avaliados os parâmetros de resistência do solo e das interfaces solo-geogrelha e solo-madeira, bem como os valores de eficiência sobre a coesão e sobre o atrito.

Tabela 4.2 – Resumo dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto.

Teste	σ_v (kPa)	τ_{max} (kPa)	Interface	c (kPa)	α (kPa)	ϕ (°)	δ (°)	ψ_0 (kPa)	E_c (%)	E_ϕ (%)
1	25	51,2								
2	50	82,8	solo	30	-	43	-			
3	100	124,4						20	53,3	69,6
4	25	33,4								
5	50	48,9	solo-geogrelha	-	16	-	33			
6	100	83,3								
7	25	48,2								
8	50	65,9	solo	33	-	31	-			
9	100	95,2						9	36,4	100,0
10	25	24,5								
11	50	50,2	solo-geogrelha	-	12	-	31			
12	100	73,9								
13	25	16,1								
14	50	30,9	solo-madeira	-	9	-	19	9	-	-
15	100	44,9								
16	25	33,2								
17	50	50,2	solo	20	-	28	-			
18	100	75,4						5	10,0	108,6
19	25	18,8								
20	50	29,3	solo-geogrelha	-	2	-	30			
21	100	61,9								

Nota: σ_v – tensão normal; τ_{max} – tensão máxima de cisalhamento; c – intercepto de coesão; α – adesão de interface; ϕ – ângulo de atrito interno do solo; δ – ângulo de atrito de interface; ψ_0 – sucção estimada através da curva de retenção de água no solo; E_c – eficiência sobre a coesão; E_ϕ – eficiência sobre o atrito.

4.5 Ensaios de arrancamento

Os resultados dos ensaios de arrancamento, realizados com velocidade de 1,00 mm/min apresentados nas figuras a seguir, correspondem à média de três ensaios. Para cada valor apresentado foram realizados ensaios sob condições idênticas, de forma a garantir a repetibilidade dos resultados.

Na Figura 4.17 são apresentados os resultados dos ensaios, em termos de deslocamento horizontal *versus* força de arrancamento e deslocamento horizontal *versus* sucção matricial, nos quais o solo foi compactado com teor de umidade de 12,6%, que corresponde a uma sucção matricial inicial de 20 kPa. Devido à ruptura das amostras de geogrelha nestes ensaios, utilizaram-se apenas os trechos das curvas, situados até o instante da

ruptura, para a representação gráfica dos mesmos. Tal comportamento também foi observado por Farsakh et al. (1996) ao realizarem ensaios de laboratório com utilização de solos coesivos. Na Figura 4.18 é mostrada a amostra de geogrelha rompida, após o ensaio.

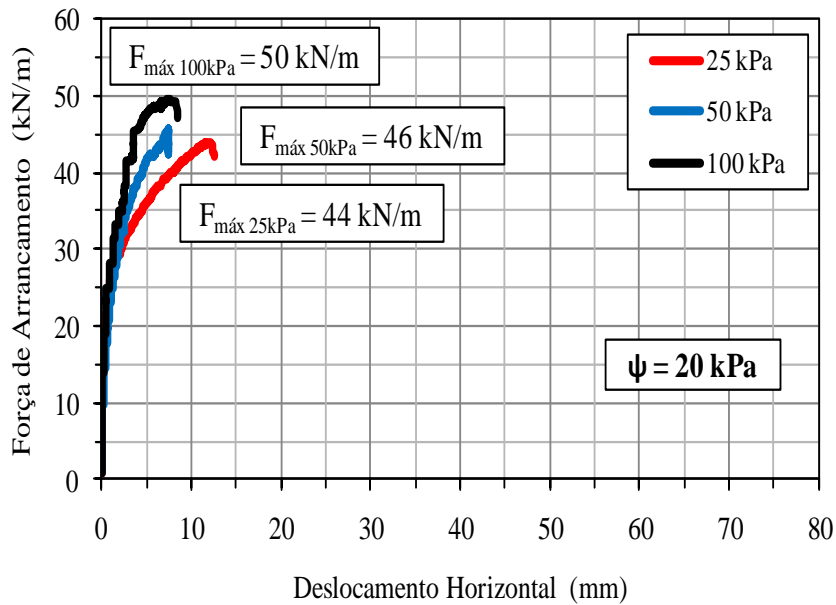


Figura 4.17 – Curvas deslocamento horizontal *versus* força de arrancamento dos ensaios realizados sob sucção inicial de 20 kPa.

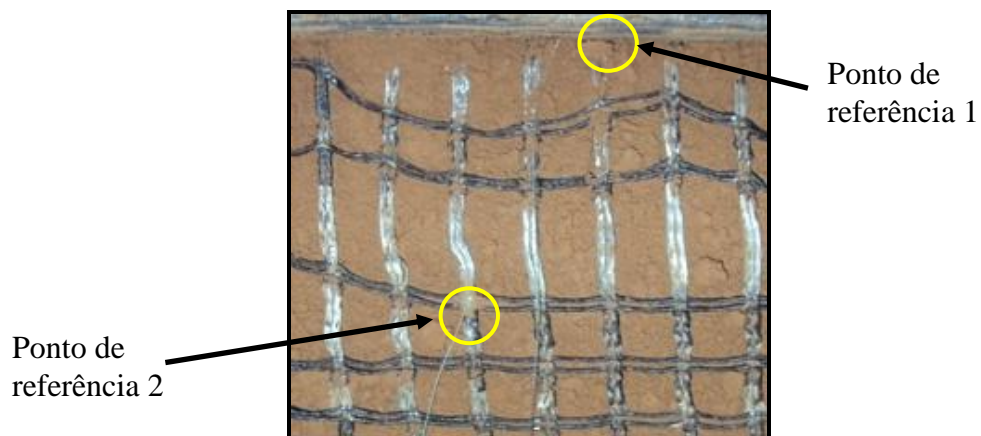


Figura 4.18 – Amostra de geogrelha após os ensaios realizados sob sucção inicial de 20 kPa.

Na Figura 4.17 verificou-se que com o aumento da tensão normal aplicada à interface solo-geogrelha, houve um aumento da força de arrancamento, entretanto, essa relação não é linear. A tensão normal de 25 kPa promoveu menor rigidez ao sistema, enquanto que, sob tensão normal de 100 kPa foi verificada a maior rigidez. Em todas as curvas foram

constatadas rupturas do tipo frágil. As rupturas ocorreram nos membros longitudinais, entre os dois pontos de referência adotados na amostra de geogrelha.

A ruptura das amostras de geogrelha, provocadas por forças de arrancamento inferiores à resistência à tração nominal não confinada do material, pode ser atribuída à elevada interação entre a inclusão e o solo circundante, que se mostrou bastante resistente mediante a sua compactação com baixo teor de umidade e elevado grau de compactação.

Na Figura 4.19 verifica-se que as sucções iniciais registradas são da mesma ordem de grandeza da sucção matricial obtida na curva de retenção de água no solo. As tensões normais aplicadas não influenciaram significativamente nos valores de sucção. Percebe-se que existe uma tendência para uma mesma trajetória de leituras de sucção.

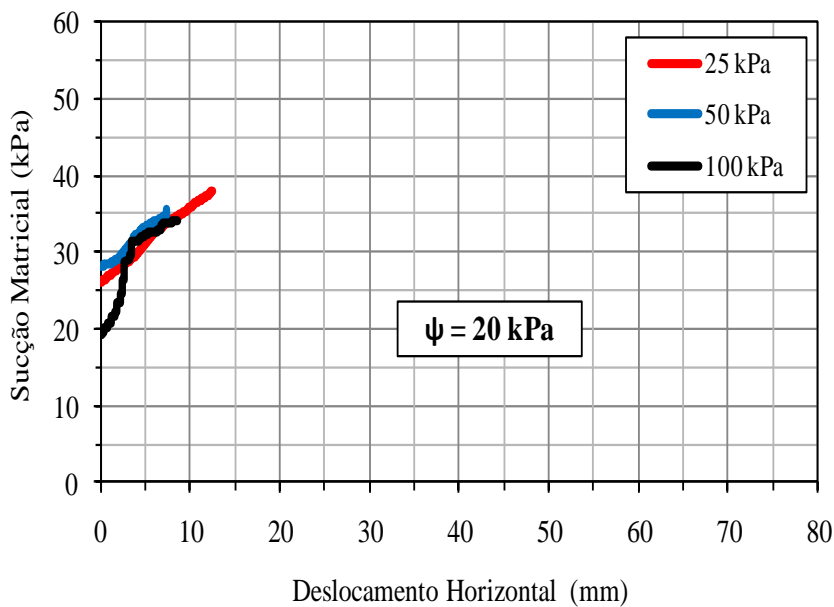


Figura 4.19 – Curvas deslocamento horizontal *versus* sucção matricial dos ensaios realizados sob sucção inicial de 20 kPa.

São apresentadas nas Figuras 4.20 e 4.21 as curvas deslocamento horizontal *versus* força de arrancamento e deslocamento horizontal *versus* sucção matricial, respectivamente, referentes aos ensaios realizados com solo compactado com teor de umidade ótimo ($w = 14,6\%$), que corresponde à sucção matricial inicial de 9 kPa.

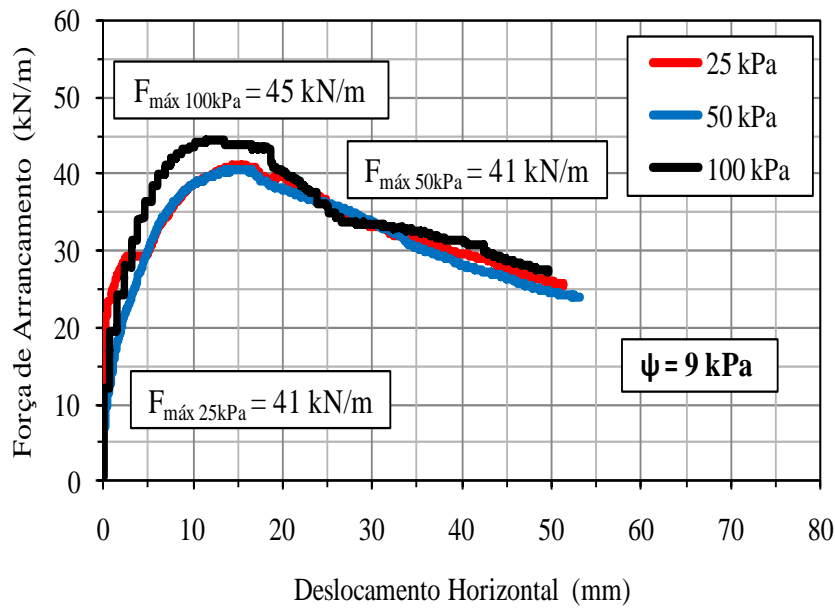


Figura 4.20 – Curvas deslocamento horizontal *versus* força de arrancamento dos ensaios realizados sob sucção inicial de 9 kPa.

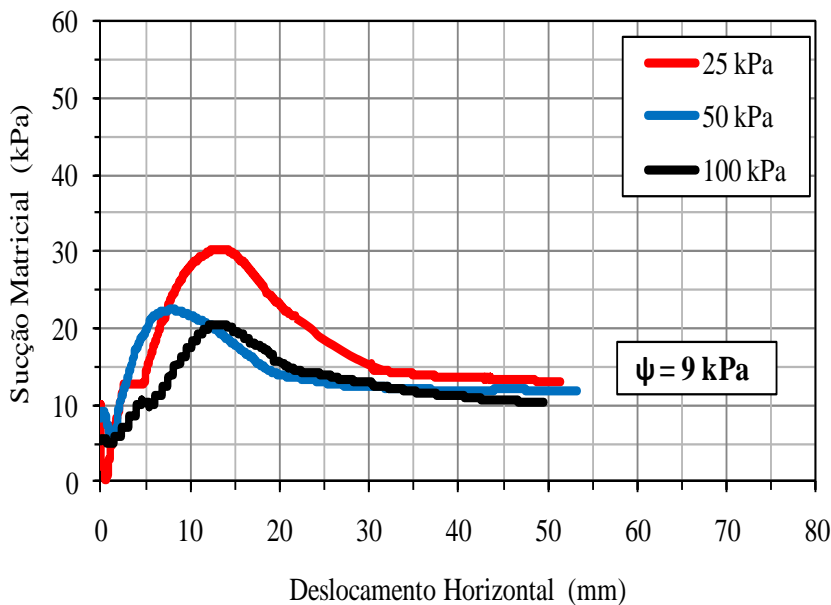


Figura 4.21 – Curvas deslocamento horizontal *versus* sucção matricial dos ensaios realizados sob sucção inicial de 9 kPa.

A partir da análise da Figura 4.20 percebe-se que nos ensaios realizados sob tensões normais de 25 e 50 kPa foram registradas forças máximas de arrancamento iguais a 41 kN/m e, nota-se que as curvas praticamente se sobrepuseram durante todo o ensaio. No ensaio submetido à tensão normal de 100 kPa, a máxima força de arrancamento registrada foi 45 kN/m, que equivale a um aumento de 10% em relação aos resultados obtidos nos demais

ensaios. Sob essa condição de umidade verificou-se que a tensão normal pouco influenciou nos resultados de resistência ao arrancamento.

Na Figura 4.21 verificou-se que os valores de sucção registrados no início do ensaio são da mesma ordem de grandeza, assim como os valores registrados após o pico de resistência, no trecho residual. Os valores de sucção registrados no início foram próximos ao valor de sucção estimado na curva de retenção de água no solo (Figura 4.1). No instante em que se atingiu o pico de resistência ao arrancamento, percebe-se uma relativa dispersão dos valores de sucção. Nota-se que o maior valor registrado de sucção matricial aconteceu no ensaio submetido à tensão normal de 25 kPa e, o menor valor de sucção foi registrado no ensaio sob tensão normal de 100 kPa. Ou seja, assim como foi observado nos ensaios de cisalhamento direto, as menores tensões normais propiciaram maior dilatação do solo durante o cisalhamento, assim como as maiores tensões limitaram a sua dilatação. Os valores de sucção matricial registrados nos instantes em que ocorreram as máximas forças de arrancamento podem ser devido ao efeito da dilatação do solo, no instante em que ocorria o arrancamento das amostras de geogrelha. O fato de o arrancamento promover um rearranjo das partículas do solo, na zona próxima à interface solo-geogrelha, e a consequente dilatação do mesmo, produziu um acréscimo no valor da sucção matricial. Este acréscimo foi inversamente proporcional à tensão normal aplicada.

Nas Figuras 4.22 e 4.23 são apresentadas as curvas deslocamento horizontal *versus* força de arrancamento e deslocamento horizontal *versus* sucção matricial, respectivamente, obtidas nos ensaios realizados sob sucção inicial de 5 kPa.

Na Figura 4.22 percebe-se novamente a baixa influência da tensão normal nos resultados dos ensaios de arrancamento. As forças máximas de arrancamento dos ensaios sob tensão de 50 e 100 kPa foram muito próximas, ou seja, 21 e 22 kN/m, respectivamente. Nota-se que as trajetórias das curvas são semelhantes. A força de arrancamento registrada no ensaio sob tensão de 25 kPa ($F_{arr} = 17$ kN/m) corresponde a 77% da máxima força de arrancamento obtida. As forças de arrancamento residuais tendem para um mesmo valor, assim como observado na Figura 4.20.

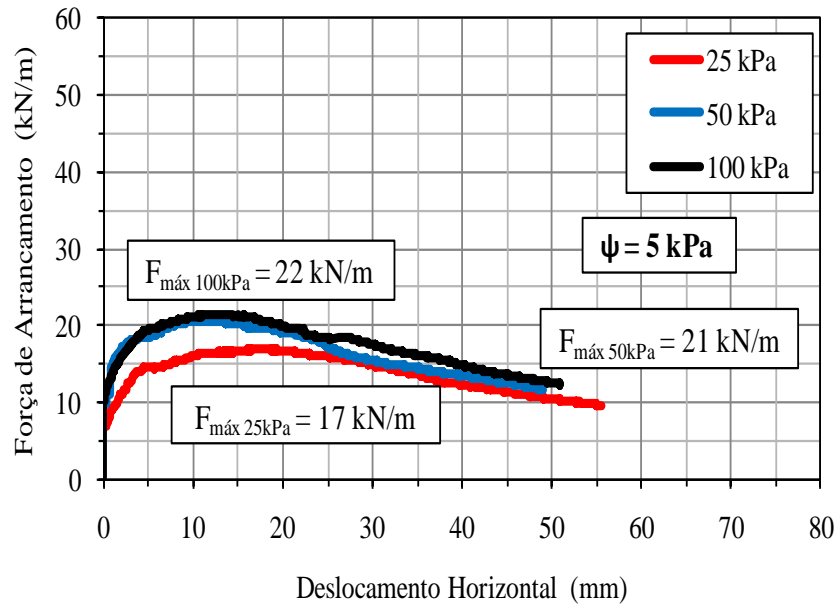


Figura 4.22 – Curvas deslocamento horizontal *versus* força de arrancamento dos ensaios realizados sob sucção inicial de 5 kPa.

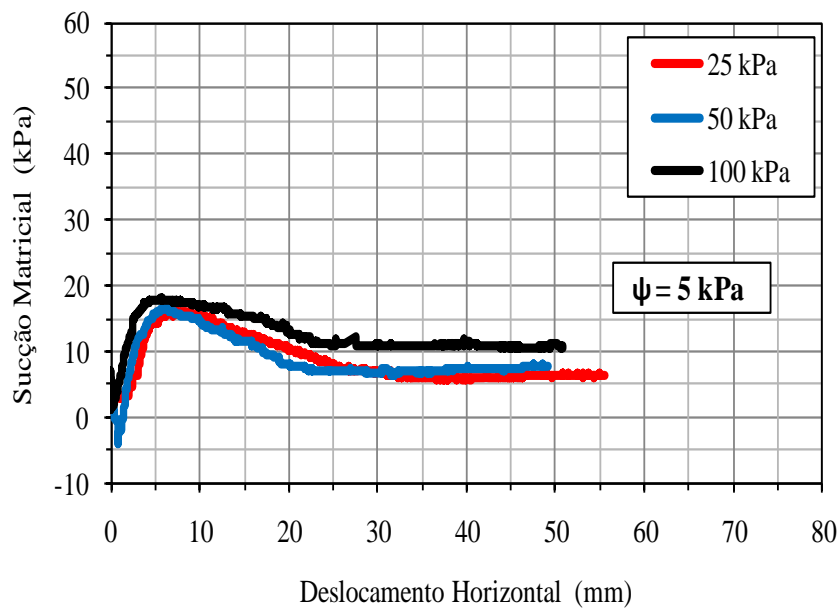


Figura 4.23 – Curvas deslocamento horizontal *versus* sucção matricial dos ensaios realizados sob sucção inicial de 5 kPa.

Na Figura 4.23 foi constatado que os valores de sucção registrados no início dos ensaios corresponderam ao valor estimado para essa condição de umidade (Figura 4.1). As curvas apresentaram o mesmo comportamento, embora, no ensaio sob tensão normal de 100 kPa, o valor de sucção no trecho residual foi ligeiramente maior que os demais valores registrados. Nos três ensaios submetidos à tensão de 50 kPa foram registradas pressões

positivas da água intersticial nos instantes iniciais. Contudo, não foi verificada qualquer influência sobre o resultado de força de arrancamento, visto que este foi da mesma ordem de grandeza dos resultados dos ensaios realizados sob tensão normal de 100 kPa.

Com o propósito de averiguar a influência da velocidade de arrancamento da amostra de geogrelha no desenvolvimento de pressões da água intersticial, foram realizados três ensaios com velocidade de 0,25 mm/min sob sucção inicial de 9 kPa e tensões normais de 25, 50 e 100 kPa. Nas Figuras 4.24 e 4.25 são apresentados os resultados dos ensaios em termos de deslocamento horizontal *versus* força de arrancamento e deslocamento horizontal *versus* sucção matricial, respectivamente.

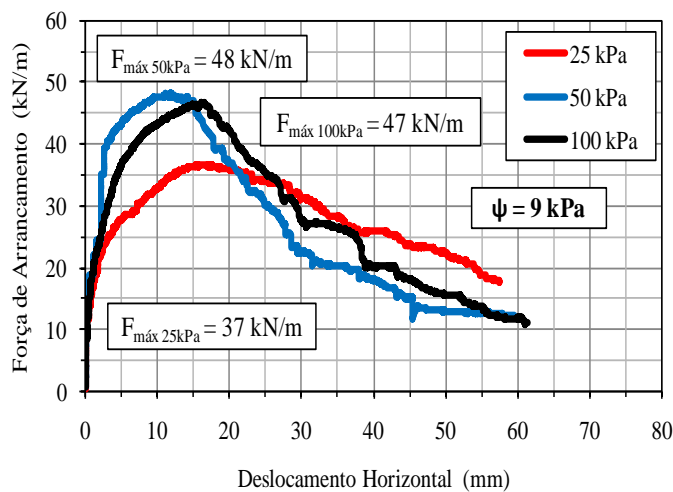


Figura 4.24 – Curvas deslocamento horizontal *versus* força de arrancamento dos ensaios realizados sob sucção inicial de 9 kPa e velocidade de 0,25 mm/min.

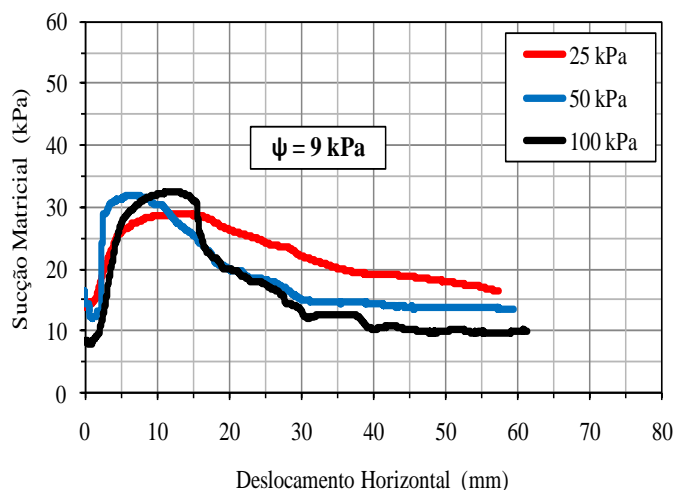


Figura 4.25 – Curvas deslocamento horizontal *versus* sucção matricial dos ensaios realizados sob sucção inicial de 9 kPa e velocidade de 0,25 mm/min.

Na Figura 4.24 verificou-se um comportamento padrão das curvas, quando comparadas às curvas apresentadas na Figura 4.20. Entretanto, percebe-se certa incoerência nos resultados de força máxima de arrancamento, uma vez que o valor obtido no ensaio sob tensão normal de 50 kPa foi superior ao do ensaio submetido à tensão de 100 kPa, ainda que tenham apresentado valores muito próximos.

Ao avaliar a influência da velocidade nos resultados de força máxima de arrancamento verificou-se um aumento deste parâmetro de 14% e 7% nos ensaios realizados sob tensão normal de 50 e 100 kPa, respectivamente, com velocidade de 0,25 mm/min. No ensaio realizado sob tensão normal de 25 kPa e mesma velocidade foi registrada uma redução de 10%.

Na Figura 4.25 verifica-se que os valores de sucção inicial são da mesma ordem de grandeza do valor estimado na Figura 4.1, para essa condição de umidade. No entanto, os valores de sucção registrados no instante em que foi atingida a máxima força de arrancamento não condizem com a dilatação do solo observada nos ensaios de cisalhamento direto, quando submetidos a diferentes tensões normais. Pois, conforme observado nestes últimos, menores tensões promoveram maiores valores de sucção matricial, o que não foi verificado nos ensaios de arrancamento. Os valores de sucção matricial residual apresentaram pouca dispersão, tendo em vista a possível faixa de valores de sucção para o teor de umidade ótimo.

Diante dos resultados apresentados verificou-se que todas as amostras de geogrelha, quando inseridas no solo com sucção inicial de 20 kPa, sofreram ruptura. Nos ensaios submetidos à tensão normal de 25 kPa, observou-se que a ruptura ocorreu entre os dois pontos de referência adotados. Porém, nos ensaios realizados sob tensão de 50 e 100 kPa, a ruptura aconteceu acima do ponto de referência 1. Nos ensaios realizados sob sucção inicial de 5 e 9 kPa, verificou-se que todas as amostras de geogrelha sofreram arrancamento.

Em todos os ensaios foi verificado um comportamento padrão das curvas deslocamento *versus* sucção matricial. Constatou-se que as mesmas apresentaram um trecho inicial crescente, um pico bem definido e, em seguida, um trecho decrescente tendendo a um valor estável maior que o valor de sucção inicial. Este aumento verificado no valor da sucção residual deve-se à perturbação do solo na interface solo-geogrelha. O arrancamento da amostra promoveu um rearranjo das partículas do solo, de modo a aumentar a distância entre elas. Esse maior afastamento entre partículas, possivelmente, gerou um acréscimo de sucção matricial. Porém, no ensaio realizado com velocidade de 0,25 mm/min, verificou-se que os

valores de sucção residual foram semelhantes aos valores de sucção inicial. Portanto, é possível verificar influência da velocidade do ensaio no desenvolvimento de sucção matricial.

Os resultados dos ensaios mostraram que a força de arrancamento necessária para promover a ruptura do sistema, seja ela por arrancamento ou ruptura da amostra, sofreu reduções na medida em que foi reduzida a sucção inicial do solo. Verificaram-se perdas de 49% a 59% ao reduzir a sucção matricial inicial do solo de 9 para 5 kPa. As perdas registradas nos ensaios em que foram reduzidas as sucções iniciais de 20 para 9 kPa variaram entre 6% e 11%. Com objetivo semelhante, de avaliar o efeito do umedecimento do solo na resistência ao arrancamento, Chen e Wu (2010) realizaram ensaios de arrancamento em equipamento de grandes dimensões, e obtiveram perdas de resistência superiores a 50%, diante da condição de inundação do solo.

Na maioria dos ensaios de arrancamento foram observados nitidamente os valores de máxima força de arrancamento, definidos pelo arrancamento ou pela ruptura do reforço. Verificou-se ainda que as geogrelhas possuem resistência após atingir o pico da força de arrancamento, que equivale à força residual.

Em relação às tensões normais aplicadas à interface solo-geogrelha, constatou-se que estas exercem menor influência que a variação da sucção inicial do solo. Os valores de força máxima de arrancamento, registrados sob a menor e a maior tensão normal utilizadas, mostraram incrementos de resistência de 13%, 8% e 27%, para as sucções iniciais de 20, 9 e 5 kPa, respectivamente. Enquanto, sob a menor e a maior sucção inicial, para as tensões de 25, 50 e 100 kPa, estes valores apresentaram incrementos de resistência de 160%, 122% e 131%, respectivamente. Na Figura 4.26 é mostrada a influência que a tensão normal e a sucção inicial exerceram sobre o valor de força máxima de arrancamento.

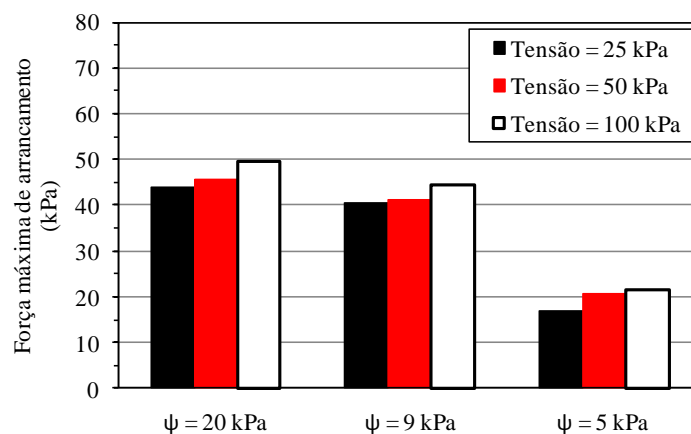


Figura 4.26 – Influência da tensão normal e da sucção inicial no valor máximo de força de arrancamento.

As envoltórias de resistência em termos de tensões totais, referentes às diferentes condições de sucção matricial inicial do solo, são apresentadas na Figura 4.27.

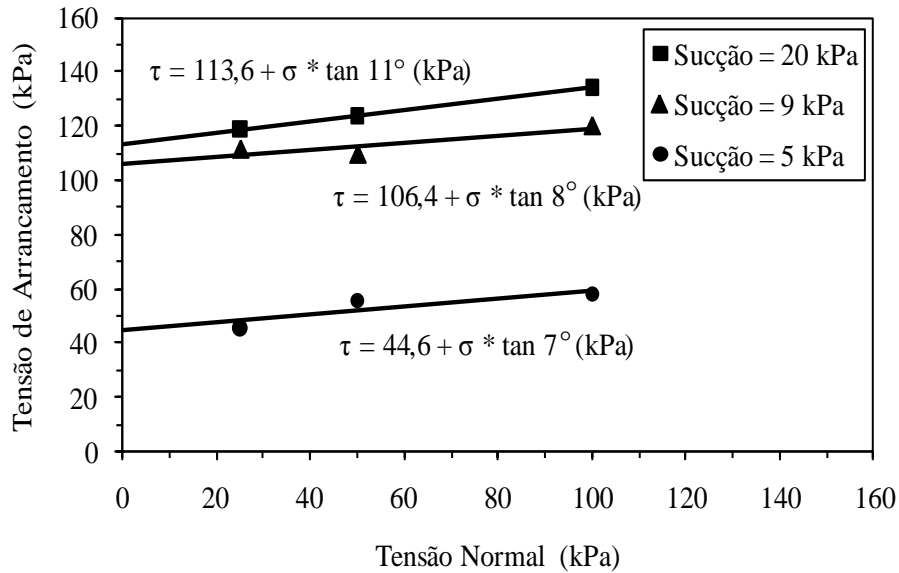


Figura 4.27 – Envoltórias de resistência em termos de tensões totais.

Percebe-se que os parâmetros de resistência de interface solo-geogrelha (α e δ), obtidos no programa experimental foram inversamente proporcionais à sucção inicial do solo. O valor de adesão apresentou um aumento superior a 150%, ao aumentar a sucção inicial de 5 para 20 kPa. Comparando o ângulo de atrito de interface solo-geogrelha, para essas mesmas condições de sucção, registrou-se um aumento de 57%.

Com o objetivo de identificar a interação entre o solo circundante e a amostra de geogrelha foram calculados os coeficientes de interação (C_i) baseado na equação proposta por Koerner (1998).

$$C_i = \frac{F_{arr,max}}{2 \cdot Le \cdot c + \sigma_v \cdot \tan \phi} \quad (4.3)$$

Onde:

$F_{arr,max}$ – força máxima de arrancamento por unidade de largura;

Le – comprimento inserido da geogrelha;

σ_v – tensão normal;

c, ϕ – parâmetros de resistência do solo determinados através de ensaios de cisalhamento direto.

O coeficiente de interação (C_i) é um dos principais parâmetros exigidos em um projeto de estruturas de solo reforçado por geossintéticos. Ele é usado para calcular o comprimento necessário do reforço além da superfície potencial de ruptura. Um coeficiente de interação maior que 1 ($C_i > 1$) indica a existência de uma ligação eficiente entre o solo e o geossintético e que a resistência da interface solo-geossintético é maior que a resistência ao cisalhamento do solo. Um coeficiente de interação menor que 0,5 indica uma ligação fraca entre o solo e o geossintético ou ruptura da camada de geossintético.

Na Tabela 4.3 são apresentados os resultados dos ensaios de arrancamento, bem como os valores de umidade e grau de saturação do solo, modo de ruptura e o coeficiente de interação entre o solo e a amostra de geogrelha.

Tabela 4.3 – Resumo dos resultados dos ensaios de arrancamento.

w_{des} (%)	Ψ_0 est (kPa)	Teste	w_{med} (%)	V (mm/min)	σ_v (kPa)	Sr (%)	Ψ_0 (kPa)	Ψ_{pico} (kPa)	Ψ_{res} (kPa)	$F_{arr,max}$ (kN/m)	Desloc. (mm)	Modo de ruptura	C_i
12,6	20	A1 - A3	12,7		25	64	26,05	37,62	33,65	43,99	8,32	ruptura	1,96
		A4 - A6	12,0	1,00	50	62	28,15	35,11	34,30	45,75	7,40	ruptura	1,42
		A7 - A9	12,7		100	64	19,18	33,90	32,89	49,66	7,55	ruptura	0,96
14,6	9	A10 - A12	14,6		25	74	8,58	29,62	10,68	40,62	15,03	arrancamento	2,01
		A13 - A15	15,1	1,00	50	76	8,39	17,70	12,15	41,31	15,12	arrancamento	1,56
		A16 - A18	15,1		100	76	5,40	20,22	11,29	44,53	14,91	arrancamento	1,14
		A19	14,6		25	74	13,70	28,60	16,71	36,63	16,13	arrancamento	1,82
		A20	15,0	0,25	50	75	14,67	28,77	13,43	48,13	14,83	arrancamento	1,82
		A21	15,3		100	76	8,20	25,27	9,95	46,60	16,08	arrancamento	1,19
16,6	5	A22 - A24	16,8		25	83	4,34	11,90	6,37	16,93	12,70	arrancamento	1,21
		A25 - A27	16,1	1,00	50	81	2,44	14,44	7,77	20,61	12,59	arrancamento	1,05
		A28 - A30	16,0		100	80	6,10	16,56	11,09	21,45	12,29	arrancamento	0,70

Nota: w_{des} – teor de umidade desejado; Ψ_0 – sucção matricial inicial estimada; w_{med} – teor de umidade medido após o ensaio; V – velocidade de ensaio; σ_v – tensão normal; Sr – grau de saturação do solo; Ψ_0 – sucção matricial no início do ensaio; Ψ_{pico} – sucção matricial no pico da força de arrancamento; Ψ_{res} – sucção matricial no trecho residual; $F_{arr,max}$ – força máxima de arrancamento; Desloc. – deslocamento; C_i – coeficiente de interação.

Ao analisar os coeficientes de interação mostrados na Tabela 4.3, percebe-se que houve uma forte interação entre a geogrelha e o solo utilizados. Em todos os ensaios foram obtidos coeficientes de interação maiores que 1, exceto nos ensaios realizados sob sucção inicial de 20 e 5 kPa e tensão normal de 100 kPa. Entretanto, os valores de 0,96 e 0,70 são superiores ao limite inferior ($C_i > 0,5$) para a garantia de estabilidade da camada de reforço de uma estrutura de solo reforçado.

Verificou-se ainda que o C_i diminuiu à medida que foi aumentada a tensão normal. Farsakh et al. (1996) chegou à mesma conclusão ao realizar ensaios de campo e laboratório,

com a finalidade de comparar os parâmetros de projeto obtidos. Ele concluiu que os coeficientes de interação diminuem com o aumento da profundidade e sobrecarga, o que corresponde a um aumento na pressão de confinamento, com valores de C_i de campo maiores que os valores de C_i de laboratório.

4.6 Discussões finais

Embora alguns órgãos internacionais não recomendem a utilização de solos coesivos, para a construção de estruturas de solo reforçado por geossintéticos, muitas pesquisas vêm sendo realizadas com o objetivo de determinar o comportamento destes solos nessas estruturas. No Brasil, especificamente, a maioria dos solos finos utilizados como material de aterro são solos residuais, e frequentemente solos lateríticos, que têm mostrado excelente desempenho em obras de aterro.

Vilar e Bueno (2008) afirmam que existem muitas razões para justificar o bom desempenho de estruturas de solo reforçado construídas com solo coesivo, uma delas é a manutenção da condição não saturada do solo com o tempo. Os autores afirmam também que as pressões positivas da água intersticial são geralmente desprezíveis. Os solos compactados são tipicamente não saturados, onde as pressões são negativas, podendo permanecer, em muitas situações, negativas por toda a vida útil da estrutura de solo reforçado.

Os resultados obtidos no programa experimental desta pesquisa confirmam as afirmações feitas por Vilar e Bueno (2008), uma vez que não foram registradas pressões positivas nos ensaios realizados com solo compactado no teor de umidade ótimo, mesmo promovendo o arrancamento do reforço. Isso, normalmente não acontece em uma estrutura de solo reforçado, a menos que a mesma entre em colapso. Pressões positivas foram registradas apenas em alguns ensaios realizados sob elevada condição de umidade ($w=16,6\%$). As pressões negativas foram preponderantes na maioria dos ensaios.

Capítulo 5

CONCLUSÕES

Nesta dissertação foi apresentada uma série de ensaios de arrancamento em laboratório, com utilização de uma caixa de ensaios de pequenas dimensões e, ensaios laboratoriais complementares, cujo propósito foi confirmar os dados obtidos a partir dos primeiros. A resistência ao arrancamento de uma geogrelha inserida em um maciço de solo compactado não saturado, sob diferentes condições de umidade e submetido a tensões normais, foi avaliada sob a ótica da sucção.

As principais conclusões que podem ser determinadas a partir dos resultados são:

- A força de arrancamento necessária para promover o colapso de uma camada de reforço, seja ele por arrancamento ou ruptura do reforço, está diretamente relacionada à condição de umidade do maciço de solo. A resistência ao arrancamento atingiu valores muito próximos sob teor de umidade ótimo e 2% abaixo dele. Para o teor de umidade 2% acima do teor de umidade ótimo, os resultados foram bem inferiores aos demais, menos de 50%;
- Associada ao teor de umidade, a sucção atuante no solo promoveu um acréscimo de resistência ao arrancamento da inclusão. Os valores de sucção registrados durante os ensaios confirmaram que maior sucção no solo resulta em maior resistência ao arrancamento. Contudo, não se deve atribuir o valor de sucção registrado no instante em que foi atingido o pico da força de arrancamento à condição de umidade do solo, e sim ao rearranjo das partículas promovido pelo arrancamento da inclusão;
- As pressões positivas da água intersticial registradas em apenas três ensaios da série foram de pequena magnitude e não influenciaram na resistência máxima ao arrancamento. As pressões desenvolvidas na maioria dos ensaios, e de maior magnitude, foram as de sucção;

- As tensões normais aplicadas na interface solo-geogrelha, independentemente da condição de umidade, não exerceram influência significativa nos resultados de máxima resistência ao arrancamento;
- A interação entre o solo e a geogrelha se mostrou eficiente ($C_i > 1$) na maioria dos ensaios. Em apenas duas condições o C_i foi inferior a 1. Porém, em nenhuma circunstância a interação foi inferior ao limite mínimo ($C_i > 0,5$), que caracteriza uma ligação fraca entre o solo e a geogrelha ou a ruptura do reforço.

5.1 Sugestões para pesquisas futuras

Sugere-se para pesquisas futuras, a realização de ensaios de arrancamento, sob as mesmas condições adotadas neste trabalho, com a utilização de uma garra de rolete, a fim de confirmar os resultados aqui apresentados.

É de grande valia a realização de ensaios de arrancamento com a utilização de outros solos coesivos, para verificar a possibilidade de extrapolação dos resultados aqui apresentados para demais tipos de solo.

Como ensaios adicionais a este trabalho, faz-se de grande importância a realização de ensaios de compressão triaxial, cujo corpo de prova seja compactado com mesmo grau de compactação adotado e teor de umidade de 16,6%, de forma a verificar a incidência de valores de pressão positiva da água intersticial, conforme obtidos nos ensaios de arrancamento sob essas condições.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE AND TRANSPORTATION OFFICIAL (2002). *Standard specification of highway bridges*. 17thed. Washington.
- AGUIAR, V. R. (2003). **Ensaio de Rampa para Estudo da Resistência de Interface Solo-Geossintéticos**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- ALFARO, M. C. et al. (1995). Analysis of pullout tests for planar reinforcements in soil. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 121, n. 6, p.476-485.
- ASTM D 6706 (2001) – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard test method for measuring geosynthetic pullout resistance in soil**. West Conshohocken, 2001.
- BAKEER, R. M.; AHMED, H. A. R.; NAPOLITANO, P. J. (1998). Pullout and shear tests on geogrid reinforcement lightweight aggregate. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 16, p. 119-133.
- BENJAMIM, C. V. (2006). **Avaliação experimental de protótipos de estruturas de contenção em solo reforçado com geotêxtil**. 326p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.
- BERGADO, D. T.; SHIVASHANKAR, R.; ALFARO, M. C.; CHAI, J. C.; & BALASUBRAMANIAM, A. S. (1993). “Interaction Behavior of Steel Grid Reinforcements in Clayey Sand”. **Geotechnique** (43):4, p. 589-603.
- BERGADO, D. T.; CHAI, J. C. (1994), “Pullout Force / Displacement Relationship of Extensible Grid Reinforcements”. **Geotextiles and Geomembranes**, (13): 5, p. 295-316.

- CHRISTOPHER, B. R.; ZORNBERG, J. G.; MITCHELL, J. K. (1998). Design guidance for reinforced soil structures with marginal soil backfills. In: **INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOSYNTHETICS**, 6., 1998, Atlanta. Proceedings... [S.l:s.n.] p. 797-804.
- FARRAG, K; ACAR, Y. B.; JURAN, I. (1993). Pullout resistance of geogrid reinforcements. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 12, p. 133-159.
- FARSAKH, M. Y. A.; ALMOHD, I.; FARRAG, K. (2006). Comparison of Field and Laboratory Pullout Tests on Geosynthetics in Marginal Soils. **Transportation Research Record**, n. 1975, Washington, pp. 124-136.
- FERREIRA, J. A. Z. (2007). **Estudo de reforço de pavimentos com ensaios de arrancamento em equipamento de pequenas dimensões**. 112p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.
- FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R. Stress state variables for unsaturated soils. **Journal of Geotechnical Engineering Division. ASCE.**, v. 103, gt. 5, p.447-466, 1977.
- FREITAS NETO, O. **Resistência ao cisalhamento de um solo não saturado com medida direta de sucção**. 2008. 178f. Dissertação de Mestrado – Depto. De Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- GEORGETTI, G. B. **Resistência de um solo não saturado a partir de ensaios com teor de umidade constante (CW)**. 2010, 108p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.
- HILLEL, D. **Soil water: Physical principles and processes**. New York: Academic Press, 1971.

- INGOLD, T. S. (1983a). “ A laboratory Investigation of Grid Reinforcement in Clay”. **Geotechnical Testing Journal**, (6): 3, p. 112-119.
- JEWELL, R. A. et. Al. (1984). Interaction between soil and geogrids. In: SYMPOSIUM ON POLYMER GRID REINFORCEMENT IN CIVIL ENGINEERING, 1984, London. **Proceedings...** [S.l.:s.n.], p. 18-30.
- JEWELL, R. A. (1990). “Reinforcement Bond Capacity”. **Geotechnique** 40, n. 3, p. 513-518.
- JEWELL, R. A. (1996). **Soil reinforcement with geotextiles**. London: Thomas Telford, 1996. 332p.
- KAKUDA, F. M. (2005). **Estudo de ensaios de arrancamento de geogrelhas com utilização de um equipamento reduzido**. 124p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.
- KAKUDA, F. M.; BUENO, B. S.; TEIXEIRA, S. H. C. (2006). Geogrid pullout tests using small scale equipment. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOSYNTHETICS, 8., 2006, Yokohama. **Proceedings...** Rotterdam: Millpress, 2006. p. 1443-1446.
- KOERNER, R. M. (1998). **Designing with geosynthetics**. 4. ed. Upper Saddle River: Prentice Hall, 1999. 761p.
- LESHCHINSKY, D.; PERRY, E. B. (1987). “ A design Procedure for Geotextile-reinforced Walls”. **Proceedings of Geosynthetics '87 Conference**, vol. 1, New Orleans, p. 95-107.
- LIBARDI, P. L. **Dinâmica da água no solo**. Piracicaba: ESALQ, Depto. de Física e Meteorologia, 1995.

LOPES, M. L.; LADEIRA, M. (1996). Influence of the confinement, soil density and displacement rate on soil-geogrid interaction. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 14, p.543-554.

LU, N., LIKOS, W. J., 2004. **Unsaturated Soil Mechanics**, John Wiley & Sons, Inc.

MARSHALL, T. J.; HOLMES, J. W. **Soil physics**. Cambridge: Cambridge University Press, 1981.

MITCHELL, J. K.; VILLET, W.. C. B. (1987). Reinforcement of earth slopes and embankments. **National Cooperative Highway Research Program Report**, n. 290.

NAKAMURA, T.; MITACHI, T.; IKEURA, I. (2003). Estimating method for the in-soil deformation behavior of geogrid base don the results of direct box shear test. **Soil and Foundations**, v. 43, n. 1, p.47-57.

OCHIAI, H; OTANI, J; HAYASHIC, S.; HIRAI, T. (1996). The pull-out resistance of geogrids in reinforced soil. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 14, p. 19-42.

PALMEIRA, E. M. (1987). **The study of soil-reinforcement by means of large scale laboratory tests**. Thesis submitted for the Degree of Doctor of Philosophy. Magdalen College, University of Oxford.

PALMEIRA, E. M.; MILLIGAN, G. W. E. (1989). Scale and other factors affeting the results of the pullout tests of grid buried in sand. **Géotechnique**, v. 39, n. 3, p.511-524.

PATIAS, J. (2005). **Avaliação do uso de solos não convencionais em estruturas de solo reforçado**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

PEDROSO, E. O. (2000). **Estruturas de contenção reforçadas com geossintéticos**. São Carlos, 2000. 74p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

- PINTO, C. de S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.
- RAJU, D. M.; LO, S. C. R.; GOPALAN, M.; GAO, J. (1998). On large-scale laboratory pullout testing. **Geotechnical Engineering Journal**, v. 29, n. 2, p. 123-155.
- RODRIGUES, R. A. **Modelação das deformações por colapso devidas à ascensão de lençol freático**. 2007, 262f. Tese de doutorado – Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos – SP.
- SILVA, Bem-Hur de Albuquerque. **Análise mecânica de um pavimento rodoviário submetido à oscilação do lençol freático simulada em modelo físico de verdadeira grandeza**. 2009, 304p. Tese de Doutorado – Programa de Engenharia Civil – UFRJ / COPPE.
- TEIXEIRA, S. H. C. (2003). **Estudo da interação solo-geogrelha em testes de arrancamento e sua aplicação na análise e dimensionamento de maciços reforçados**. 218p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.
- TOMLINSON, M. J. (1980). “Foundation Design and Construction”. Fourth edition, Pitman Books Limited.
- VERTEMATTI, J. C. (2004). “Aplicações em Reforço de Solos”, cap. 4, **Manual Brasileiro de Geossintéticos** – Coordenador José Carlos Vertematti – São Paulo, ed. Edgard Blucher.
- VILAR, O. M., BUENO, B. S. Some Topics regarding the influence of non-saturation on the behavior of reinforced soil structures built with tropical soils. The First Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition, 2008. Cancun / Mexico.

ZORNBERG, J. G.; MITCHELL, J. K. (1994). Reinforced soil structures with poorly draining backfills. Part I: Reinforcement interaction and functions. **Geosynthetics International**, v. 1, n. 2, p. 103-147.