

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ESTUDO DE INTERFACE SOLO - GEOMEMBRANA COM
VARIAÇÕES DE NÍVEIS DE SATURAÇÃO DO SOLO**

CAROLINE BARBOSA MONTEIRO

ORIENTADOR: GREGÓRIO LUÍS SILVA ARAÚJO, D.Sc.

CO - ORIENTADOR: ENNIO MARQUES PALMEIRA, Ph.D.

DISSERTAÇÃO MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM-213/12

BRASÍLIA/DF: AGOSTO/2012

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ESTUDO DE INTERFACE SOLO - GEOMEMBRANA COM
VARIÇÕES DE NÍVEIS DE SATURAÇÃO DO SOLO**

CAROLINE BARBOSA MONTEIRO

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.**

APROVADA POR:

**GREGÓRIO LUÍS SILVA ARAÚJO, D.Sc. (UnB)
(ORIENTADOR)**

**ENNIO MARQUES PALMEIRA, Ph.D. (UnB)
(CO - ORIENTADOR)**

**ANDRÉ LUÍS BRASIL CAVALCANTE, D.Sc. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**GUSTAVO FERREIRA SIMÕES, D.Sc. (UFMG)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 28 de AGOSTO de 2012.

FICHA CATALOGRÁFICA

MONTEIRO, CAROLINE BARBOSA

Estudo de interface solo - geomembrana com variações de níveis de saturação do solo.
Distrito Federal, 2012.

xix, 131p., 210x297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2012).

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia,
Departamento de Engenharia Civil.

- | | |
|-----------------------------|------------------------------|
| 1. Resistência de interface | 2. Geossintéticos |
| 3. Aterro sanitário | 4. Ensaio de Plano Inclinado |
| I. ENC/FT/UnB | II. Título (série) |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

MONTEIRO, C.B. (2012). Estudo de interface solo - geomembrana com variações de níveis de saturação do solo. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-213/12, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 150p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Caroline Barbosa Monteiro

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Estudo de interface solo - geomembrana com variações de níveis de saturação do solo.

GRAU / ANO: Mestre / 2012

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Caroline Barbosa Monteiro
SCRN 706/707 BLOCO B ENT. 40
ASA NORTE
707-620 Brasília/DF - Brasil
monteirocbm@gmail.com

DEDICATÓRIA

Aos pais mais amáveis e incomparáveis do mundo (Paulo & Rosemary), as irmãs mais magníficas, Paulinha (Lindinha) e Rê (*Big Head*), e a todos os insubstituíveis amigos (familiares ou não)!

“Tudo fez formoso em seu tempo; também pôs na mente do homem a ideia da eternidade, se bem que esse não possa descobrir a obra que Deus fez desde o princípio até o fim”.

Eclesiastes 3.11

AGRADECIMENTOS

A Deus pela motivação fornecida com presteza e pelo seu Amor Incondicional.

Aos meus pais, Paulo e Rosemary, e irmãs, Renata e Paula, por todo o amor, companheirismo e suporte durante o mestrado e sempre. A todo apoio de familiares e amigos, apesar da minha ausência devido às demandas do mestrado.

Aos professores, orientador e co-orientador, respectivamente, Gregório Luís Silva Araújo e Ennio Marques Palmeira, por toda a ajuda e ensinamentos.

Ao grupo docente do Programa de Pós Graduação em Geotecnia, por todo conhecimento transmitido, especialmente aos professores: Manoel Porfírio, Luís Fernando Ribeiro, Hernan Carvajal, André Brasil, Ennio Palmeira, Márcio Muniz e Gregório Araújo, pela ajuda e motivação durante os momentos mais complexos do referido curso de mestrado.

A todos os colegas do programa de Geotecnia, pelo convívio edificante, por todo intercâmbio de conhecimento e por cada um dos laços de amizade e companheirismo desenvolvidos. Agradecimento especial aos amigos: da turma de Mestrado 2010/1 (Lívia Fujji^{Rommie}, Julieta Echeverri, Tatiana Castañeda, Viviana Trujillo, Hernan Herrera, Marcus Tavares, Juan Diaz, Bruno Lôbo, Ewerton Fonseca, Alexander Rojas e Mateo Ríos); Sylvinha Brant, Renata Conciani, Andrelisa de Jesus, Mylane Hortegal, Ivone e Jaime, Robinson Zuluaga, Marlon José de Lima e Bruna Lopes. Aos demais amigos do convívio diário e do trabalho, pela contribuição técnica e todo apoio fornecidos: Marcinha Rodrigues^{Rommie}, Ilana Noronha^{Rommie}, Jane Kelly Lima^{Rommie}, Ludi^{Rommie}, Bélin^{Rommie}, Jéssica Gallio^{Jazz}, Tatiane Silva^{Arq}, Rosemary e Paulo, Renata^{Big Head}, Paulinha^{Tigra}, Sol, Amandinha, Cris^{Kiki}, Larissa e Doemi, Jana Cutrin^{Rommie}, Aliny^{Márcia} Vanzetto, Silvia, Edu, Jamaci, Olanise, Zezé. Ao Felipe e ao Gabriel pela ajuda nas preparações da campanha de ensaios.

Finalmente a todos aqueles que direta ou indiretamente forneceram ajudas e incentivos à conclusão desse trabalho.

Às empresas Maccaferri, Sansuy e Nortene Geossintéticos LTDA pelas doações das geomembranas utilizadas na pesquisa de mestrado.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo apoio financeiro para formação acadêmica e realização da pesquisa, com concessão de bolsa de mestrado.

RESUMO

Com a legislação ambiental cada vez mais rigorosa a nível mundial, a demanda por construção de aterros sanitários mais estanques e economicamente viáveis tem sido consideravelmente ampliada. Em função do potencial contaminante de um aterro sanitário, seu projeto requer adequadas camadas de impermeabilização de base e taludes. Considerando características geotécnicas do solo de fundação, os sistemas de impermeabilização podem ser constituídos por camada de argila compactada (*Compacted Clay Liner* – CCL), exigindo ou não sistemas de impermeabilização secundários, como camadas de bentonita com geotêxtil na base e no topo (*Geosynthetic Clay Liner* – GCL) ou ainda variados tipos de geomembranas, em alguns casos associadas às aplicações de camadas aderentes, geralmente de geotêxteis. Combinações entre geomembranas e camadas de solo subjacente são usualmente aplicadas como sistemas impermeabilizantes. A interação de tais materiais ainda é pouco conhecida, o que pode contribuir para o colapso desses sistemas. Normalmente, esse colapso ocorre pelo deslizamento do solo sobre a geomembrana, dependendo dos mecanismos de interação. A presente pesquisa apresenta resultados de ensaios laboratoriais para estudo da mobilização da resistência ao cisalhamento em interfaces de tipo solo e geomembrana, com diferentes geomembranas e níveis de saturação do solo sobrejacente, utilizando-se ensaios convencionais de cisalhamento direto, ensaios de plano inclinado e estimativas de parâmetros de solos não saturados. Sendo a geomembrana um material planar contínuo, o estudo de interface solo/geomembrana é influenciado por alguns fatores, como característica da superfície da geomembrana (presença ou não de texturas, rugas etc.), tipo de polímero, nível de saturação e peso específico da camada de solo de cobertura, ângulo de atrito na interface, nível de aderência, entre outros. No contexto dos taludes de aterros sanitários, dentre as forças atuantes no carregamento de sistemas de impermeabilização, os principais tipos de esforços são decorrentes da ação da gravidade sobre a massa de lixo e a camada de solo de cobertura. Os resultados apresentados apontam para um aumento da resistência de interface com o aumento da saturação do solo utilizado. Foram avaliadas influências da tensão confinante nas diferentes configurações de interface e técnicas de ensaio para três magnitudes (1,2; 3,2 e 7,2kPa).

ABSTRACT

Due to the fact that environmental regulations have become more restrictive, the worldwide demand for construction of watertight, yet economically viable, landfills has been considerably expanded. Depending on the contamination potential of a landfill, its project requires appropriate adjustments for waterproofing bottom and slopes. Considering the geotechnical characteristics of foundation soil, the sealing systems may consist of compacted clay layer (CCL), eventually requiring secondary sealing systems, like layers of bentonite clay with geotextile at the bottom and top (Geosynthetic Clay Liner - GCL), or different types of geomembranes, in some cases associated to the layer members application, usually of geotextiles. Combinations between geomembranes and underlying soil layers are usually applied as waterproofing systems. The interaction of those materials is still poorly known, which may contribute to the collapse of these systems. Normally, this collapse occurs by soil sliding over the geomembrane, depending on their interaction mechanisms. This research presents results of laboratory tests to study shear strength mobilization on soil and geomembrane interface, with different levels of saturation of the overlying soil, using conventional direct shear tests and unsaturated soils estimated parameters. Considering that the geomembrane is a continuous planar material, the study of soil and geomembrane interface is influenced by factors such as the geomembrane surface features (presence or absence of textures, wrinkles, etc.), type of polymer, soil cover layer degree of saturation and specific weight, interface friction angle, adhesion level, etc. For landfill slopes, among the loading forces acting on waterproofing systems, the most significant is due to gravity action on the waste and the soil cover masses. The results suggest an increase in shear strength on the interface as soil saturation increases. Also, the influence of confining pressure at different interface configurations and test techniques for three magnitudes (1.2, 3.2 and 7.2kPa) were evaluated.

SUMÁRIO

Capítulos	Página
LISTA DE FIGURAS	xi
LISTA DE TABELAS	xvi
LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIACÕES.....	xvii
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 OBJETIVO DA DISSERTAÇÃO.....	2
1.1.1 OBJETIVO GERAL	2
1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	2
1.2 JUSTIFICATIVA DA DISSERTAÇÃO.....	2
1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1 GEOSSINTÉTICOS COMO BARREIRAS IMPERMEABILIZANTES	4
2.2 MECANISMOS DE INTERAÇÃO SOLO E GEOSSINTÉTICOS.....	6
2.2.1 PARÂMETROS DE INTERFACE.....	7
2.3 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM INTERFACE SOLO E GEOSSINTÉTICO.....	11
2.4 ENSAIOS DE PLANO INCLINADO E DE CISALHAMENTO DIRETO	14
2.5 IMPLICAÇÕES DA NÃO SATURAÇÃO DOS SOLOS NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE INTERFACES.....	19
3 MATERIAIS E MÉTODOS.....	23
3.1 MATERIAIS UTILIZADOS.....	23
3.1.1 GEOSSINTÉTICOS.....	23
3.1.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS GEOTÉCNICOS.....	24
3.1.3 CURVA CARACTERÍSTICA.....	25
3.1.4 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO	26
3.2 NÍVEIS DE SATURAÇÃO, TIPOS DE GEOMEMBRANAS E GRAUS DE INCLINAÇÃO	26
3.3 ENSAIO DE PLANO INCLINADO.....	28
3.3.1 MÉTODO DO ENSAIO	30
3.3.2 DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO.....	33
3.3.3 ENSAIOS DE CALIBRAÇÃO.....	35
3.4 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO	40

3.4.1	METODOLOGIA DO ENSAIO	40
3.4.2	DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO.....	41
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	43
4.1	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA	43
4.2	CURVA CARACTERÍSTICA	44
4.3	ENSAIO DE PLANO INCLINADO.....	46
4.3.1	INTERFACES DE SOLO/GEOMEMBRANA DE PVC LISA	46
4.3.2	INTERFACES DE SOLO/GEOMEMBRANA DE PEAD LISA	61
4.3.3	INTERFACES DE SOLO/GEOMEMBRANA DE PEAD TEXTURIZADA..	77
4.4	ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO	93
4.4.1	INTERFACES SOLO/GEOMEMBRANAS DE PVC LISA	93
4.4.2	INTERFACES SOLO/GEOMEMBRANAS DE PEAD LISA	101
4.5	CORRELAÇÕES ENTRE OS RESULTADOS DA MOBILIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA EM FUNÇÃO DO TIPO DE GEOMEMBRANA	109
4.6	CORRELAÇÕES ENTRE OS RESULTADOS DA MOBILIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA E VARIAÇÃO DOS GRAUS DE SATURAÇÃO	112
4.7	COMPARAÇÕES ENTRE OS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA OBTIDOS POR ENSAIOS CONVENCIONAIS E OS OBTIDOS VIA ENSAIOS DE RAMPA.....	121
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	123
5.1	DOS ENSAIOS	123
5.1.1	ENSAIOS DE PLANO INCLINADO	123
5.1.2	ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO	123
5.2	CONCLUSÕES GERAIS.....	124
5.3	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	125
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	127

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Conjunto forças atuantes no ensaio plano inclinado (Aguiar, 2003)	9
Figura 2.2 - Representação de talude de disposição de resíduos com aplicação de sistema de multicamadas de geossintéticos (Viana, 2007)	10
Figura 2.3 - Variações de tensão cisalhante e normal com a inclinação da rampa, em ensaios de plano inclinado (Mello, 2001)	11
Figura 2.4 - Comparações entre envoltórias de ruptura obtidas em ensaios de plano inclinado, comparando geomembranas lisas e texturizadas de PVC e PEAD (Wasti e Özdüzgün, 2001).....	12
Figura 2.5 - Tendência de: (a) estabilização dos deslocamentos, e (b) transferência de carga à interface (Mello, 2001)	14
Figura 2.6 - Representação esquemática do equipamento de rampa (ISO 12957-2, 2005). ...	16
Figura 2.7 - Distribuição de tensões não uniformes em ensaios de rampa (Aguiar, 2003)	16
Figura 2.8 - Ensaio de plano inclinado com inserção de água na seção transversal ao longo do comprimento da rampa (Viana, 2007).....	18
Figura 2.9 - Arranjos em equipamentos de cisalhamento direto convencionais (modificado de Pimentel, 2008).	18
Figura 2.10 - Representação esquemática do equipamento de cisalhamento direto (100mm x 100mm), arranjado à miniatura de PPT na interface (Fleming <i>et al.</i> , 2006).....	19
Figura 2.11 - Elemento de solo não saturado (Fredlund e Rahardjo, 1993).	19
Figura 3.1 - Representação de possíveis configurações à realização dos ensaios de cisalhamento direto: (a) base inferior com solo, (b) base inferior rígida lubrificada (modificado - Aguiar, 2003).....	26
Figura 3.2 - Procedimento de lubrificação da base da rampa (Mello, 2001).....	28
Figura 3.3 - Detalhamento das etapas para execução dos ensaios de plano inclinado.....	29
Figura 3.4 - Mecanismo adotado nas medições dos deslocamentos (Mello, 2001).....	31
Figura 3.5 - Síntese dos procedimentos laboratoriais da pesquisa.....	31
Figura 3.6 - Equipamento de plano inclinado utilizado na pesquisa: (a) componentes do equipamento (modificado - Viana, 2003); (b) aspecto geral.....	34
Figura 3.7 - Representação dos ensaios de repetitividade para calibração do equipamento de plano inclinado utilizado na pesquisa.....	36
Figura 3.8 - Curvas dos ensaios de reuso para interfaces entre solo (Sr de 15%) e geomembrana de PVC lisa.	38
Figura 3.9 - Curvas dos ensaios de reuso para interfaces entre solo (Sr de 20%) e geomembrana de PVC lisa.	39
Figura 3.10 - Curvas dos ensaios de reuso para interfaces entre solo (Sr de 25%) e geomembrana de PVC lisa.	39
Figura 3.11 - Descrição de etapas, procedimentos e materiais empregados para realização dos ensaios de cisalhamento direto.	41
Figura 3.12 - Equipamento utilizado no ensaio: (a) máquina automatizada e sistema computacional de aquisição de dados; (b) prensa e célula de cisalhamento.	42
Figura 4.1 - Curva Granulométrica do solo.	44
Figura 4.2 - Curva de retenção, obtida por aproximações teóricas, método de Arya e Paris.	45
Figura 4.3 - Evolução dos deslocamentos da interface (GM PVC L/Solo com Sr de 5,5%)..	47
Figura 4.4 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (GM PVC L/Solo Sr de 5,5%).....	47
Figura 4.5 - Envoltória de ruptura da interface (GM PVC L/Solo Sr de 5,5%). $\phi_{sg} = 29^\circ$, $\alpha = 0$	48

Figura 4.6 - Evolução dos deslocamentos da interface (GM PVC L/Solo Sr de 10,8%).....	48
Figura 4.7 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (GM PVC L/Solo Sr de 10,8%).....	49
Figura 4.8 - Envoltória de ruptura da interface (GM PVC L/Solo Sr de 10,8%). $\phi_{sg} = 30^\circ$, $\alpha = 0,1$	49
Figura 4.9 - Evolução dos deslocamentos da interface (GM PVC L/Solo Sr de 15,7%).....	50
Figura 4.10 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (GM PVC L/Solo Sr de 15,7%).	51
Figura 4.11 - Envoltória de ruptura da interface (GM PVC L/Solo Sr de 15,7%). $\phi_{sg} = 30^\circ$, $\alpha = 0$	51
Figura 4.12 - Evolução dos deslocamentos da interface (GM PVC L/Solo Sr de 20,3%).....	52
Figura 4.13 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (GM PVC L/Solo Sr de 20,3%).	52
Figura 4.14 - Envoltória de ruptura da interface (GM PVC L/Solo Sr de 20,3%). $\phi_{sg} = 30^\circ$, $\alpha = 0,1$	53
Figura 4.15 - Evolução dos deslocamentos da interface (GM PVC L/Solo Sr de 26,3%).....	54
Figura 4.16 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (GM PVC L/Solo Sr de 26,3%).	54
Figura 4.17 - Envoltória de ruptura da interface (GM PVC L/Solo Sr de 26,3%). $\phi_{sg} = 31^\circ$, $\alpha = 0$	55
Figura 4.18 - Evolução dos deslocamentos da interface (GM PVC L/Solo Sr de 45,1%).....	56
Figura 4.19 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (GM PVC L/Solo Sr de 45,1%).	56
Figura 4.20 - Envoltória de ruptura da interface (GM PVC L/Solo Sr de 45,1%). $\phi_{sg} = 31^\circ$, $\alpha = 0,1$	57
Figura 4.21 - Evolução dos deslocamentos da interface (GM PVC L/Solo Sr de 58,4%).....	57
Figura 4.22 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (GM PVC L/Solo Sr de 58,4%).	58
Figura 4.23 - Envoltória de ruptura da interface (GM PVC L/Solo Sr de 58,4%). $\phi_{sg} = 30^\circ$, $\alpha = 0,3$	59
Figura 4.24 - Evolução dos deslocamentos da interface (GM PVC L/Solo Sr de 66%).....	60
Figura 4.25 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (GM PVC L/Solo Sr de 66%).	60
Figura 4.26 - Envoltória de ruptura da interface (GM PVC L/Solo Sr de 66%). $\phi_{sg} = 34^\circ$, $\alpha = 0,3$	61
Figura 4.27 - Evolução dos deslocamentos da interface (PEAD L/Solo Sr de 5,5%).	62
Figura 4.28 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (PEAD L/Solo Sr de 5,5%).	62
Figura 4.29 - Envoltória de ruptura da interface (PEAD L/Solo Sr de 5,5%). $\phi_{sg} = 26^\circ$, $\alpha = 0,1$	63
Figura 4.30 - Evolução dos deslocamentos da interface (PEAD L/Solo Sr de 10,8%).	63
Figura 4.31 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (PEAD L/Solo Sr de 10,8%).	64
Figura 4.32 - Envoltória de ruptura da interface (PEAD L/Solo Sr de 10,8%). $\phi_{sg} = 28^\circ$, $\alpha = 0$	64
Figura 4.33 - Evolução dos deslocamentos da interface (PEAD L/Solo Sr de 15,7%).	65
Figura 4.34 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (PEAD L/Solo Sr de 15,7%).	66
Figura 4.35 - Envoltória de ruptura da interface (PEAD L/Solo Sr de 15,7%). $\phi_{sg} = 27^\circ$, $\alpha = 0,1$	66

Figura 4.36 - Evolução dos deslocamentos da interface (PEAD L/Solo Sr de 20,3%).	67
Figura 4.37 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (PEAD L/Solo Sr de 20,3%).	67
Figura 4.38 - Envoltória de ruptura da interface (PEAD L/Solo Sr de 20,3%). $\phi_{sg} = 29^\circ$, $\alpha = 0$.	68
Figura 4.39 - Evolução dos deslocamentos da interface (PEAD L/Solo Sr de 26,3%).	69
Figura 4.40 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (PEAD L/Solo Sr de 26,3%).	69
Figura 4.41 - Envoltória de ruptura da interface (PEAD L/Solo Sr de 26,3%). $\phi_{sg} = 29^\circ$, $\alpha = 0$.	70
Figura 4.42 - Evolução dos deslocamentos da interface (PEAD L/Solo Sr de 45,1%).	71
Figura 4.43 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (PEAD L/Solo Sr de 45,1%).	71
Figura 4.44 - Envoltória de ruptura da interface (PEAD L/Solo Sr de 45,1%). $\phi_{sg} = 30^\circ$, $\alpha = 0$.	72
Figura 4.45 - Evolução dos deslocamentos da interface (PEAD L/Solo Sr de 58,4%).	73
Figura 4.46 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (PEAD L/Solo Sr de 58,4%).	73
Figura 4.47 - Envoltória de ruptura da interface (PEAD L/Solo Sr de 58,4%). $\phi_{sg} = 27^\circ$, $\alpha = 0,3$.	74
Figura 4.48 - Evolução dos deslocamentos da interface (PEAD L/Solo Sr de 66%).	74
Figura 4.49 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (PEAD L/Solo Sr de 66%).	75
Figura 4.50 - Envoltória de ruptura da interface (PEAD L/Solo Sr de 66%). $\phi_{sg} = 27^\circ$, $\alpha = 0$.	75
Figura 4.51 - Rupturas características das condições extremas de saturação de solo sobrejacente testadas, Sr de 5,5% (à esquerda) e Sr de 66% (à direita).	77
Figura 4.52 - Evolução dos deslocamentos da interface (PEAD TEXT/Solo Sr de 5,5%).	78
Figura 4.53 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (PEAD TEXT/Solo Sr de 5,5%).	78
Figura 4.54 - Envoltória de ruptura da interface (PEAD TEXT/Solo Sr de 5,5%). $\phi_{sg} = 32^\circ$, $\alpha = 0,1$.	79
Figura 4.55 - Evolução dos deslocamentos da interface (PEAD TEXT/Solo Sr de 10,8%).	80
Figura 4.56 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (PEAD TEXT/Solo Sr de 10,8%).	80
Figura 4.57 - Envoltória de ruptura da interface (PEAD TEXT/Solo Sr de 10,8%). $\phi_{sg} = 33^\circ$, $\alpha = 0,1$.	81
Figura 4.58 - Evolução dos deslocamentos da interface (PEAD TEXT/Solo Sr de 15,7%).	82
Figura 4.59 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (PEADTEXT/Solo Sr de 15,7%).	82
Figura 4.60 - Envoltória de ruptura da interface (PEAD TEXT/Solo Sr de 15,7%). $\phi_{sg} = 34^\circ$, $\alpha = 0,1$.	83
Figura 4.61 - Evolução dos deslocamentos da interface (PEAD TEXT/Solo Sr de 20,3%).	83
Figura 4.62 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (PEADTEXT/Solo Sr de 20,3%).	84
Figura 4.63 - Envoltória de ruptura da interface (PEAD TEXT/Solo Sr de 20,3%). $\phi_{sg} = 30^\circ$, $\alpha = 0,3$.	84
Figura 4.64 - Evolução dos deslocamentos da interface (PEAD TEXT/Solo Sr de 26,3%).	85
Figura 4.65 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (PEAD TEXT/Solo Sr de 26,3%).	85

Figura 4.66 - Envoltória de ruptura da interface (PEAD TEXT/Solo Sr de 26,3%). $\varphi_{sg} = 36^\circ$, $\alpha = 0,2$	86
Figura 4.67 - Evolução dos deslocamentos da interface (PEAD TEXT/Solo Sr de 45,1%)... 86	
Figura 4.68 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (PEAD TEXT/Solo Sr de 45,1%).	87
Figura 4.69 - Envoltória de ruptura da interface (PEAD TEXT/Solo Sr de 45,1%). $\varphi_{sg} = 37^\circ$, $\alpha = 0,2$	87
Figura 4.70 - Evolução dos deslocamentos da interface (PEAD TEXT/Solo Sr de 58,4%)... 88	
Figura 4.71 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (PEADTEXT/Solo Sr de 58,4%).	89
Figura 4.72 - Envoltória de ruptura da interface (PEAD TEXT/Solo Sr de 58,4%). $\varphi_{sg} = 36^\circ$, $\alpha = 0,5$	89
Figura 4.73 - Evolução dos deslocamentos da interface (PEAD TEXT/Solo Sr de 66%).....	90
Figura 4.74 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (PEADTEXT/Solo Sr de 66%).	90
Figura 4.75 - Envoltória de ruptura da interface (PEAD TEXT/Solo Sr de 66%). $\varphi_{sg} = 39^\circ$, $\alpha = 0,6$	91
Figura 4.76 - Envoltória de ruptura para interfaces de tipo solo (Sr 5,5%)/ PVC L. $\varphi_{sg} = 30^\circ$, $\alpha = 0$	93
Figura 4.77 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento em interfaces de tipo solo (Sr 5,5%)/ PVC L).....	93
Figura 4.78 - Envoltória de ruptura para interfaces de tipo solo (Sr 10,8%)/PVC L. $\varphi_{sg} = 30^\circ$, $\alpha = 0$	94
Figura 4.79 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento em interfaces de tipo solo (Sr 10,8%)/ PVC L).....	94
Figura 4.80 - Envoltória de ruptura para interfaces de tipo solo (Sr 15,7%)/ PVC L. $\varphi_{sg} = 31^\circ$, $\alpha = 0$	95
Figura 4.81 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento em interfaces de tipo solo (Sr 15,7%)/ GM PVC L).	95
Figura 4.82 - Envoltória de ruptura para interfaces de tipo solo (Sr 20,3%)/ PVC L. $\varphi_{sg} = 32^\circ$, $\alpha = 0$	96
Figura 4.83 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento em interfaces de tipo solo (Sr 20,3%)/ PVC L).....	96
Figura 4.84 - Envoltória de ruptura para interfaces de tipo solo (Sr 26,3%)/PVC L. $\varphi_{sg} = 33^\circ$, $\alpha = 0$	97
Figura 4.85 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento em interfaces de tipo solo (Sr 26,3%)/ PVC L).....	97
Figura 4.86 - Envoltória de ruptura para interfaces de tipo solo (Sr 45,1%)/ PVC L. $\varphi_{sg} = 33^\circ$, $\alpha = 0$	98
Figura 4.87 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento em interfaces de tipo solo (Sr 45,1%)/ PVC L).....	98
Figura 4.88 - Envoltória de ruptura para interfaces de tipo solo (Sr 58,4%)/PVC L. $\varphi_{sg} = 33^\circ$, $\alpha = 0$	99
Figura 4.89 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento em interfaces de tipo solo (Sr 58,4%)/ PVC L).....	99
Figura 4.90 - Envoltória de ruptura para interfaces de tipo solo (Sr 66%)/PVC L. $\varphi_{sg} = 39^\circ$, $\alpha = 0$	100
Figura 4.91 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento cisalhante em interfaces de tipo solo (Sr 66%)/ PVC L).....	100

Figura 4.92 - Envoltória de ruptura para interfaces de tipo solo (Sr 5,5%)/PEAD L. $\varphi_{sg} = 27^\circ, \alpha = 0$.	101
Figura 4.93 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento em interfaces de tipo solo (Sr 5,5%)/ PEAD L).	101
Figura 4.94 - Envoltória de ruptura para interfaces de tipo solo (Sr 10,8%)/PEAD L. $\varphi_{sg} = 29^\circ, \alpha = 0$.	102
Figura 4.95 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento em interfaces de tipo solo (Sr 10,8%)/ PEAD L).	102
Figura 4.96 - Envoltória de ruptura para interfaces de tipo solo (Sr 15,7%)/PEAD L. $\varphi_{sg} = 27^\circ, \alpha = 0$.	103
Figura 4.97 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento em interfaces de tipo solo (Sr 15,7%)/ PEAD L).	103
Figura 4.98 - Envoltória de ruptura para interfaces de tipo solo (Sr 20,3%)/PEAD L. $\varphi_{sg} = 32^\circ, \alpha = 0$.	104
Figura 4.99 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento em interfaces de tipo solo (Sr 20,3%)/ PEAD L).	104
Figura 4.100 - Envoltória de ruptura para interfaces de tipo solo (Sr 26,3%)/PEAD L. $\varphi_{sg} = 31^\circ, \alpha = 0$.	105
Figura 4.101 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento em interfaces de tipo solo (Sr 26,3%)/PEAD L).	105
Figura 4.102 - Envoltória de ruptura para interfaces de tipo solo (Sr 45,1%)/PEAD L. $\varphi_{sg} = 31^\circ, \alpha = 0$.	106
Figura 4.103 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento em interfaces de tipo solo (Sr 45,1%)/PEAD L).	106
Figura 4.104 - Envoltória de ruptura para interfaces de tipo solo (Sr 58,4%)/PEAD L. $\varphi_{sg} = 29^\circ, \alpha = 0$.	107
Figura 4.105 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento em interfaces de tipo solo (Sr 58,4%)/PEAD L).	107
Figura 4.106 - Envoltória de ruptura para interfaces de tipo solo (Sr 66%)/PEAD L. $\varphi_{sg} = 31^\circ, \alpha = 0$.	108
Figura 4.107 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento em interfaces de tipo solo (Sr 66%)/PEAD L).	108
Figura 4.108 - Variação de valores de solicitações transferida à geomembrana, comparações entre diferentes polímeros e condições de saturação do solo.	111
Figura 4.109 - Evoluções progressivas de ângulo de ruptura (β_{sg}) de interface versus grau de saturação.	114
Figura 4.110 - Evoluções progressivas de ângulo de atrito de interface (φ_{sg}) versus grau de saturação.	115
Figura 4.111 - Variações nos parâmetros de resistência para ensaios em interfaces (GM PVC L) com evolução progressiva dos valores de saturação dos solos sobrejacentes.	118
Figura 4.112 - Variações nos parâmetros de resistência para ensaios em interfaces (GM PEAD L) com evolução progressiva dos valores de saturação dos solos sobrejacentes.	119
Figura 4.113 - Variações nos parâmetros de resistência para ensaios em interfaces (GM PEAD TEXT) com evolução progressiva dos valores de saturação dos solos sobrejacentes.	120

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Ficha catalográfica da geomembrana de PEAD lisa.	24
Tabela 3.2 - Ficha catalográfica das geomembranas PEAD texturizada e PVC lisa.	23
Tabela 3.3 - Informações sobre condições de mistura solo e água avaliadas.	32
Tabela 3.4 - Detalhamento dos conjuntos de placas metálicas empregados para promoção dos níveis de carregamento necessários a avaliação da resistência de interface.	34
Tabela 3.5 - Dados dos ensaios de repetitividade com interfaces entre solo (Sr de 5%) e geomembrana PVC.	37
Tabela 4.1 - Dados de caracterização geotécnica.	44
Tabela 4.2 - Representação das variações de índices de vazios e graus de saturação das amostras submetidas ao ensaio de rampa.	45
Tabela 4.3 - Comparativo entre parâmetros de resistência obtidos via ensaios de plano inclinado e ensaios de cisalhamento direto.	122

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIACÕES

%	Porcentagem
$(u_a - u_w)$	Sucção matricial
α	Adesão da interface solo/geossintético
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>Association Society for Testing and Materials</i>
c'	Coesão efetiva
C_u	Índice de uniformidade
D	Espessura da camada de argila
DF	Distrito Federal
EA	<i>Environmental Agency</i>
E	Módulo de Young da geomembrana
e	Índice de vazios
$e_{máx}$	Índice de Vazios Máximo
$e_{mín}$	Índice de Vazios Mínimo
FS	Fator de segurança
GCD	Geocomposto Drenante
GCL	<i>Geosynthetic Clay Liner</i> (Geocomposto Argiloso)
GM	Geomembrana
G_r	Gramatura
GRI	<i>Geosynthetic Research Institute</i>
HDPE	<i>High Density Polyethylene</i>
I_D	Índice de densidade ou grau de compactidade
IP	Índice de Plasticidade
k	Condutividade Hidráulica

Kg	Quilo
kg.m	Quilograma força vezes metro
kg/m	Quilograma força por metro
kg/m ³	Quilograma força por metro cúbico
kgf.m	Quilograma força vezes metro
kgf/cm ²	Quilograma força por centímetro ao quadrado
kN	Quilo Newton
kN.m	Quilo Newton por metro
kPa	Quilo Pascal
L	Comprimento da rampa ou do talude
m	Metro
m ²	Metro ao quadrado
min	Minuto
mm	Milímetro
Mpa	Mega Pascal
N	Newton
NBR	Norma Brasileira de Regulamentação
PEAD	Polietileno de Alta Densidade
PEBD	Polietileno de Baixa Densidade
PELMD	Polietileno Linear de Média Densidade
PVC	<i>Polyvinyl chloride</i> (policloreto de vinila)
Q	Peso da caixa do ensaio
RSU	Resíduos Sólidos Urbanos
S _r	Grau de saturação
S _u	Resistência não drenada
u _a	Pressão de ar
u _w	Pressão de água

VLDPE	<i>Very Low Density Polyethylene</i> (Polietileno de muito baixa densidade)
w	Teor de umidade
γ	Peso específico
γ_d	Peso específico seco
γ_s	Peso específico real dos grãos sólidos
π	Sucção osmótica
σ	Tensão total
τ	Resistência ao cisalhamento dos solos - tensão cisalhante
ϕ'	Ângulo de atrito interno relacionado com a variável de tensão normal
ϕ^b	Ângulo de atrito do incremento de resistência cisalhante relativa à sucção mátrica
ϕ_{sg}	Ângulo de atrito da interface solo/geossintético
α	Ângulo crítico de inclinação da rampa
β_{sg}	Ângulo em que o deslocamento da caixa atinge 50mm e há ruptura da interface
ρ_s	Massa específica dos sólidos
σ_c	Tensão de confinamento

1. INTRODUÇÃO

Considerando o conjunto das aplicações de geossintéticos em soluções de engenharia geotécnica e sanitária nas últimas três décadas em nível mundial, o emprego de geomembrana representa parcela considerável desse crescente mercado de soluções inovadoras de engenharia. Há registro de casos de aplicação de geomembranas com êxito em finalidades diversas e custos econômicos cada vez mais baixos, como na constituição de sistemas de impermeabilização de aterros sanitários, aterros de resíduos sólidos industriais, lagoas de tratamento de efluentes, reservatórios e lagoas de água potável, canais e reservatórios para irrigação, lagoas e reservatórios para tratamento de água e de esgotos, reservatórios de concreto, diques de contenção em bases e refinarias (contenção secundária), túneis, atividades de mineração, aquicultura entre outros fins. Geralmente, a aplicação desses geossintéticos ocorre combinada a outros tipos de materiais como solos e concreto, ou mesmo outro tipo de geossintético.

O aumento das aplicações de geomembranas em obras geotécnicas ambientais como aterros sanitários pode ser explicado pela crescente ênfase à problemática de contaminação dos solos e demais fatores ambientais.

No Brasil, instrumentos legais como a Política Nacional de Resíduos Sólidos têm apresentado ferramentas para cooperação técnica e financeira entre os setores público e privado no desenvolvimento de pesquisas de novos produtos, métodos, processos e tecnologias para disposição final ambientalmente adequada de resíduos.

Uma configuração utilizada com frequência na constituição de sistemas de impermeabilização de aterros sanitários é a combinação entre geomembrana e solo de proteção subjacente ao geossintético. Entretanto, a interação entre o solo e geomembrana nesse tipo de obra ainda é pouco conhecida, o que pode levar ao colapso da estrutura em alguns casos. Normalmente, esse colapso ocorre pelo deslizamento do solo sobre a geomembrana, dependendo da relação entre mecanismos de interação e inclinação da célula.

O acúmulo de lixiviado sobre camadas impermeabilizantes de geossintéticos, e não captado pelo sistema de coleta em sua totalidade, promove aumento do nível de saturação do solo subjacente com o decorrer do tempo de funcionamento da obra. Variações nos graus de saturação de camadas de solo de cobertura podem influenciar na forma com que a resistência ao cisalhamento dessas interfaces é mobilizada.

A presente pesquisa trata de um estudo da mobilização da resistência ao cisalhamento de interface entre solo e geomembrana, comumente empregadas em camadas

impermeabilizantes de projetos de aterros sanitários, investigando-se variações nos parâmetros de projeto dessas obras, para diferentes tipos de geossintéticos, graus de saturação para solo sobrejacente e procedimentos de ensaios laboratoriais.

1.1 OBJETIVO DA DISSERTAÇÃO

1.1.1 OBJETIVO GERAL

- Estudo da mobilização da resistência ao cisalhamento de interface entre solo e geomembrana por meio de ensaios laboratoriais.

1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analisar mobilização da resistência ao cisalhamento de interface solo e geomembrana para diferentes níveis de saturação do solo;
- Verificar a contribuição do tipo de geomembrana na variação de resistência de interface;
- Comparar resultados de mobilização da resistência fornecidos pelos ensaios de cisalhamento direto com os obtidos por ensaios de plano inclinado.

1.2 JUSTIFICATIVA DA DISSERTAÇÃO

Em função do aumento de demanda por projetos de aterros sanitários com camada de impermeabilização de fundo e taludes cada vez mais eficientes, sobretudo devido ao crescente rigor das exigências relacionadas ao monitoramento e licenciamento ambiental, estudos dos mecanismos de interação entre os geossintéticos e geomateriais têm sido realizados por simulações laboratoriais, numéricas e acompanhamento de modelos em escala real. A investigação de mecanismos de deslizamento do solo sobre a geomembrana, avaliando resistência ao cisalhamento para diferentes combinações de interfaces variadas, pode fornecer informações relevantes quanto à estabilidade, viabilidade técnica e financeira de sistemas de impermeabilização.

Os principais contribuintes de incrementos do carregamento em sistemas de impermeabilização de aterros sanitários ocorrem em função das massas (lixo, solo, água) e gravidade. O processo de decomposição dos resíduos sólidos armazenado numa célula de aterro sanitário pode influenciar as condições de interação das interfaces impermeabilizantes. Uma possível representação dessa influência refere-se à modificação das condições de saturação do solo sobrejacente ao geossintético impermeabilizante, devido ao aumento

gradual dos graus de saturação desses solos com o curso da vida útil dessas obras. Os teores de líquidos lixiviados não captados pelo sistema de drenagem são gradativamente acumulados nas interfaces sobrejacentes às camadas impermeáveis desses sistemas.

Partindo do tipo de movimento relativo entre a massa de solo e o geossintético impermeabilizante é selecionado o ensaio mais apropriado à investigação da mobilização da resistência ao cisalhamento. Rupturas dadas pelo deslizamento do solo de cobertura sobre a camada de geossintético, facilitadas pelas condições de planos inclinados dos taludes, são melhores simuladas utilizando-se de ensaios de rampa, também denominados ensaios de plano inclinado. A aplicação de tais ensaios nesse contexto apresenta vantagens como baixos custos e qualidade de representação, além de fornecer soluções para problemas relativos ao tamanho da amostra e baixos níveis de carregamento.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A dissertação está organizada em cinco capítulos. O capítulo 1 apresenta o tema, abordando a justificativa da dissertação e o objetivo da pesquisa. No capítulo 2 é apresentada uma revisão bibliográfica sobre tópicos fundamentais a presente pesquisa, como especificidades dos estudos de interfaces de geossintéticos e diferentes tipos de solos, aspectos dos materiais e métodos laboratoriais utilizados, conceitos e questões relativos à influência da não saturação para resistência ao cisalhamento dos solos, assim como tópicos inerentes à mobilização da resistência das interfaces e fatores intervenientes. Materiais utilizados na pesquisa e os métodos laboratoriais empregados são apresentados no capítulo 3. O capítulo 4 apresenta os resultados e análises. Principais conclusões da pesquisa, bem como considerações finais e sugestões às pesquisas complementares ao tema abordado são apresentados no capítulo 5.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Será apresentada uma breve revisão bibliográfica sobre tópicos relacionados a presente pesquisa, no concernente às especificidades dos estudos de interfaces entre solos e geossintéticos. Serão abordados aspectos dos materiais, métodos laboratoriais empregados, conceitos e questões relativas à mobilização da resistência nas interfaces e fatores intervenientes.

2.1 GEOSSINTÉTICOS COMO BARREIRAS IMPERMEABILIZANTES

A função de barreira ou impermeabilizante atribuída a um geossintético aborda sua capacidade de contenção da migração de fluidos, líquidos ou gases, para fora ou dentro de determinado sistema ou obra.

Comumente utilizadas na constituição de sistemas impermeabilizantes, as geomembranas são mantas poliméricas flexíveis de permeabilidade muito baixa, geralmente da ordem de 10^{-12} cm/s. Variações nas propriedades e comportamento das geomembranas ocorrem em função dos aditivos e das resinas utilizados em sua fabricação. Segundo ABINT (2004) os tipos mais empregados como barreiras são as geomembranas de PEAD (polietileno de alta densidade), as de PELBD (polietileno linear de baixa densidade) e as de PVC (policloreto de vinila).

Entre os tipos de geomembranas existentes, as texturizadas possuem acabamento superficial com função de aumentar as características de atrito de interface (ABNT, 2003). Na fabricação de geomembranas é comum a produção de rugas, diversas formas de ranhuras, texturas e marcas em alto relevo, tendo em vista incrementos dos níveis de atrito fornecidos por tais geossintéticos. O atrito promovido em tais materiais pode ser diretamente associado à resistência oferecida por tal produto contínuo e planar.

A aplicação de geossintéticos na constituição de sistemas impermeabilizantes geralmente promove agrupamento entre diferentes materiais, demandando estudos de interação de interfaces formadas pela região de contato desses materiais, normalmente variedades de geossintéticos e solos.

Para sistemas impermeabilizantes, uma propriedade que deve ser avaliada trata-se da interação entre solo e geossintético. Segundo ABINT (2004) avaliações das propriedades de interação solo e geossintético podem dispor de estudo de resistências ao cisalhamento, ao arrancamento e à tração confinada.

Os ensaios mais utilizados para avaliação da resistência de interfaces são ensaios de cisalhamento direto, consagrados como metodologia laboratorial convencional para avaliação dos parâmetros de resistência, ensaios de plano inclinado, também denominado como ensaios de rampa, e ensaios de arrancamento.

Das (2006) apresenta o ano de 1984 como um marco para utilização de geossintéticos em camadas impermeabilizantes de aterros sanitários, devido à publicação de diretrizes tecnológicas mínimas de projeto e construção de aterros de resíduos perigosos pela Agência de Proteção Ambiental dos Estados Unidos (USEPA). A partir de tal medida, nota-se uma tendência de evolução progressiva dos critérios de impermeabilização e esforços técnicos com intuito de substituição da aplicação convencional de revestimento de argila compactada realizado diretamente no solo de fundação natural, na tentativa de minimizar os riscos de contaminação envolvidos.

Avanços recentes nas técnicas de constituição de sistema de revestimento de aterros sanitários contam com revestimentos duplos para impermeabilização, sistemas de coleta e remoção de líquidos lixiviados. Variadas configurações para camadas de impermeabilização de aterros adotadas pelo mundo são apresentadas por Boscov (2008). Entretanto, principalmente nos países em desenvolvimento, tem sido utilizada apenas uma camada de revestimento, geralmente de geomembranas (espessura entre 1,8 – 2,54mm), sobre uma camada de argila compactada (espessura entre 0,9 – 1,18m) e solos predominantemente finos como materiais para camada de proteção.

Tendo em vista o emprego recente de alternativas combinadas na constituição de sistemas de impermeabilização, o comportamento dos variados tipos de interfaces, geralmente formadas por solos e geossintéticos, ainda é pouco conhecido. Fatores intervenientes na mobilização da resistência dessas interfaces, com a variação de umidade e graus de saturação, tipos de materiais, inclinação das células de disposição, entre outros, ainda demandam um vasto esforço acadêmico e técnico para contribuições ao maior controle construtivo de tais tipos de obras.

Fatores como inclinação do talude e parâmetros de interface podem resultar em rupturas de interfaces solo e geossintéticos aplicadas em casos como taludes de aterros sanitários. Viana (2003) alerta que, em casos de ruptura de camadas de solo subjacentes às geomembranas, os níveis de tensão mobilizados nessas pode ser suficientemente elevados, havendo possibilidade de danos mecânicos que comprometam sua funcionalidade, sendo tais defeitos mecânicos diretamente associado à geração de danos ambientais.

2.2 MECANISMOS DE INTERAÇÃO SOLO E GEOSSINTÉTICOS

Em função do tipo de geossintético, o mecanismo de interação pode ocorrer por atrito superficial (caso de mantas contínuas como geomembranas, geotêxteis), por efeito de resistência passiva, ou por ação conjunta dos dois efeitos, caso das geogrelhas. O atrito superficial ocorre pelo contato entre as faces dos elementos, enquanto a resistência passiva é decorrente da interação dos elementos transversais com o solo.

Uma discussão relevante sobre mecanismos de interação entre solo e geossintético é apresentada por Viana (2007). Segundo o autor, a interação advinda do atrito depende da área superficial plana, da rugosidade do geossintético, da tensão confinante e das condições de interface. Propriedades mecânicas dos geossintéticos, como resistência à tração, rigidez e flexibilidade também são relevantes condicionantes na resistência de interfaces de tipo solo e geossintético (MELLO, 2001).

Para Aguiar (2003) os mecanismos de interação são função das propriedades dos materiais da interface, representadas pelos parâmetros de resistência da interface, que, visivelmente são o coeficiente de adesão (α) e ângulo de atrito (δ).

A adesão pode ser definida como uma parcela de resistência à ruptura entre dois materiais adjacentes em nível de tensão normal igual a zero (ASTM D 3080).

O princípio para medida do ângulo de atrito de interfaces tipo solo e geossintético retrata aproximações dos ângulos obtidos para a ruptura da interface, dada pelo deslizamento da camada de solo sobre o geossintético, plotando-se a tendência desse comportamento para tensões normais progressivas adotadas nos ensaios. Para ensaios de plano inclinado, tal medida é obtida pela inclinação progressiva da rampa a velocidade constante (ISO 12957-2, 2005).

O ângulo de atrito aparente é um parâmetro para expressar a resistência ao cisalhamento pela combinação dos efeitos de atrito e adesão em um único parâmetro (LIMA JÚNIOR, 2000). Para as condições de resistência ao cisalhamento da interface em que a envoltória é uma reta passando pela origem, a adesão na interface é considerada nula, o ângulo de atrito aparente é igual ao ângulo de atrito da interface (GIRARD *et al.*, 1990).

Além da definição de ângulos de atrito de interfaces solo e geossintéticos, no caso de obras como aterros sanitários, Mello (2001) defende a relevância de avaliações da magnitude dos esforços desenvolvidos na geomembrana, já que sua integridade física condiciona o funcionamento efetivo dos revestimentos de proteção ambiental. A magnitude das cargas

absorvidas pelos geossintéticos e os deslocamentos desenvolvidos ao longo dos ensaios são parâmetros fundamentais nas análises de resistência de sistemas impermeabilizantes para taludes protegidos por geossintéticos.

Entre os ensaios mais usuais para determinação desses parâmetros estão os ensaios de campo e os de laboratório. O ensaio de campo possibilita representação mais adequada dos mecanismos de interação. Entretanto, possuem limitações como, elevado custo e difícil execução. Ensaios de laboratório possuem custos acessíveis, mas mostram inconvenientes como tamanho da amostra.

Palmeira (1998) e Viana (2007) defendem que a utilização de equipamentos de rampa de grandes dimensões pode evitar interferências negativas do tamanho do equipamento nos valores obtidos para os parâmetros de interface.

Giroud *et al.* (1990), avaliando a mobilização de resistência ao cisalhamento pela construção e mobilização de taludes experimentais, constataram que as geomembranas, após três anos de monitoramento apresentaram suaves e uniformes ondulações bem distribuídas. Entre as principais conclusões do referido estudo está a de que a rugosidade da geomembrana e a presença de camadas complementares de adesão, como aplicações de geotêxteis combinadas às geomembranas, melhoram a resistência das interfaces de taludes, com respostas também positivas às estabilidades desses.

2.2.1 PARÂMETROS DE INTERFACE

Segundo verificado em Lima Júnior (2000), Mello (2001), Aguiar (2003) e Viana (2007), parâmetros de interfaces entre solos e geossintéticos são usualmente estimados por analogia ao critério de ruptura de Mohr – Coulomb (1):

$$\tau = \alpha + \sigma \cdot \tan \delta \quad (1)$$

Sendo:

α = adesão;

σ = tensão normal;

δ = ângulo de atrito de interface.

A tensão normal média atuante sobre a superfície de contato solo e geossintético é definida (2) por:

$$\sigma = \frac{W \times \cos\alpha}{A} \quad (2)$$

Com:

α = ângulo de inclinação da rampa;

σ = tensão normal média atuante na interface;

W = peso da amostra;

A = área de contato solo e geossintético.

No cálculo da tensão cisalhante atuante em interfaces simuladas por ensaios de plano inclinado deve ser incorporada a componente de força tangencial (3) decorrente do peso das caixas de confinamento (F), geralmente construídas de madeira, para reduzir o efeito de tal componente nas simulações. Equipamentos para ensaios de plano inclinado também têm sido desenvolvidos com mecanismos que permitam eliminar o efeito da componente F na estimativa a tensão cisalhante atuante, como adoção de dispositivos para apoio e rolamento da caixa de confinamento de solo, segundo normatização da ISO 12957-2 (2005).

$$F = Q \times \sin\alpha \quad (3)$$

Com:

F = componente tangencial de peso da caixa para confinamento de solo;

Q = peso da caixa para confinamento de solo;

α = ângulo de inclinação da rampa.

A tensão cisalhante atuante na superfície de ruptura, coincidente com a região de contato entre solo e geossintético, pode ser definida (4) como:

$$\tau = \frac{P \times \sin\alpha + F}{A} \quad (4)$$

Em que:

τ = tensão cisalhante na interface;

P = força vertical confinante;

α = ângulo de inclinação da rampa;

F = componente tangencial do peso da caixa para confinamento de solo;

A = área de contato solo e geossintético.

Na realização dos ensaios de rampa assume-se que a tensão de confinamento é uniforme ao longo da interface avaliada. A Figura 2.1 ilustra o conjunto de forças típico de

ensaios de rampa. A força vertical confinante é representada por P, sendo N a componente normal da força vertical confinante; T a sua componente cisalhante, F a componente tangencial do peso da caixa superior.

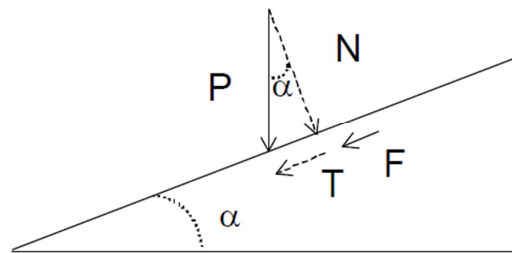


Figura 2.1 - Conjunto forças atuantes no ensaio plano inclinado (Aguiar, 2003).

Já é consenso em estudos de resistência ao cisalhamento de interfaces entre solos e geossintéticos que estimativas de parâmetros de interação por execução de ensaios de cisalhamento convencionais forneçam resultados imprecisos em condições de carregamento a baixas tensões normais. Giroud *et al.*(1990) defendem que tais imprecisões podem ser devido ao fato de que para tensões inferiores a 25kPa o atrito mecânico decorrente das características de funcionamento do ensaio de cisalhamento convencional poderia interferir negativamente na qualidade dos resultados, e segundo tais autores, tensões normais reais para taludes de obras de disposição de resíduos geralmente são da ordem de 12,5kPa, do ponto de vista isolado das camadas constituintes dos subsistemas de aterro, como sistemas de impermeabilização.

Aguiar (2003) aponta que resultados de ensaios de cisalhamento direto podem ser influenciados por fatores como posição relativa do solo e geossintético, dimensões do equipamento, espessura da camada de solo, rugosidade do plano rígido e métodos para controle da pressão vertical.

Ensaio de cisalhamento direto são os mais empregados na obtenção de parâmetros de interface para obras como sistemas de controle de erosão e sistemas de impermeabilização. Entretanto, têm se verificado uma série de erros nos valores obtidos para tais parâmetros. Utilização de baixos níveis de tensão em ensaios de cisalhamento direto pode gerar erros grosseiros e fornecerem resultados desfavoráveis à segurança, segundo observações de Girard *et al.* (1990), Giroud *et al.* (1990) e Gourc *et al.* (1996).

Conforme demonstrado em trabalhos diversos com experimentação laboratorial na análise de resistência de interface para variados materiais, os ensaios de rampa ou plano inclinado possibilitam estudo de resistência para interfaces em multicamadas e sob tensões

normais reduzidas. Uma ilustração da problemática típica de sistema de impermeabilização de aterros sanitários é mostrada na Figura 2.2.

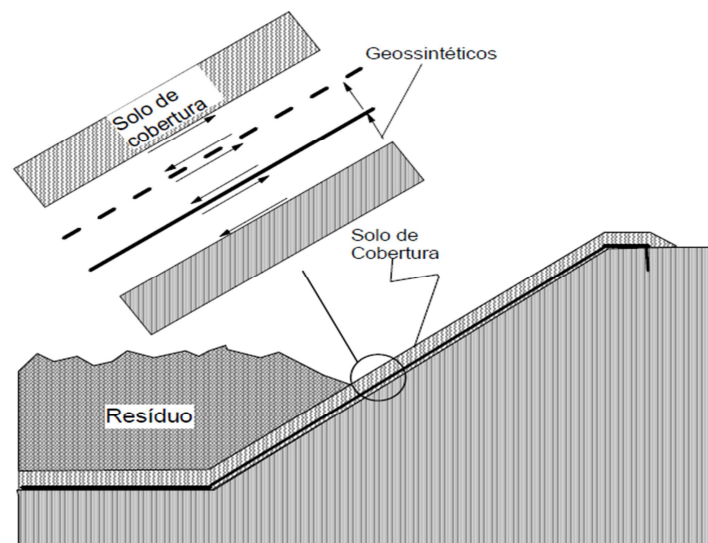


Figura 2.2 - Representação de talude de disposição de resíduos com aplicação de sistema de multicamadas de geossintéticos (Viana, 2007).

A escolha do tipo mais adequado de ensaio é função do tipo do movimento relativo entre a massa de solo e o geossintético. Aguiar (2003) defende que para casos em que a resistência é mobilizada pelo deslocamento da massa superior de solo em relação ao geossintético, situação tipicamente verificada na cobertura e impermeabilização de taludes, os ensaios mais representativos são os de rampa.

Segundo apresentado por Castro (1999) para interfaces entre solo e geossintéticos, cuja superfície é lisa, a ruptura tenderá a ocorrer nos pontos e entorno das áreas de transição entre os diferentes componentes da interface. A ruptura será intensificada pelo nível de facilidade de deslocamento dos grãos de solo ao longo do geossintético.

Avaliando a resistência de interfaces entre solo e geomembrana, Mello (2001) obteve envoltórias curvas, devido à tendência de redução dos valores de ângulo de atrito (Figura 2.3) com aumento da inclinação da rampa seguido de reduções nos valores de tensão normal e aumento de tensões cisalhantes até que a inclinação de ruptura seja atingida para interface.

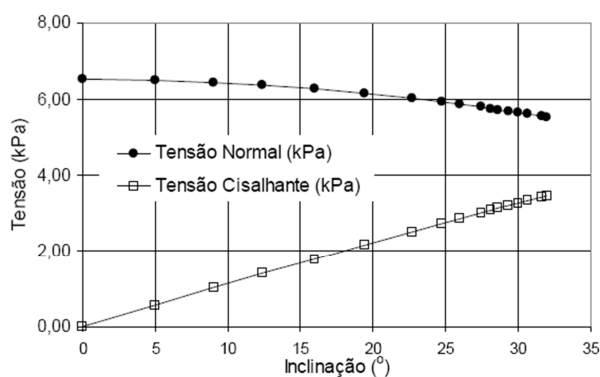


Figura 2.3 - Variações de tensão cisalhante e normal com a inclinação da rampa, em ensaios de plano inclinado (Mello, 2001).

2.3 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM INTERFACE SOLO E GEOSSINTÉTICO

Comparando resultados de mobilização da resistência ao cisalhamento para interfaces entre solo e geossintético, Lima Júnior (2000) discute o uso de duas soluções analíticas aplicadas ao problema de taludes de disposição de resíduos, sendo que uma delas baseia-se no método de Koerner (1994). Na teoria, a tensão cisalhante atuante na interface recebe influência direta, entre diversos fatores, do peso do lixo e da camada de solo, de grande variação em função dos teores de umidade do solo de cobertura e composição gravimétrica do lixo.

Tratando da interação entre solos e geossintéticos em taludes de obras de disposição de resíduos, Mello (2001) defende que, para estabilidade de um sistema de proteção de talude, contendo geomembranas como camada impermeabilizante, é importante avaliar-se a rugosidade da geomembrana, considerando inclusive aplicações de camada de aderência sobre a geomembrana no intuito de evitar deslocamentos excessivos.

O estudo realizado por Girard *et al.* (1994) demonstra que a avaliação da resistência de interfaces entre solo argiloso e geomembranas está relacionada às demandas dos atuais processos construtivos para aterros sanitários. Geralmente solos não coesivos têm tipos de ruptura brusca, enquanto que solos mais coesivos apresentam deslocamentos mais lentos e sutis aumentos progressivos com a evolução da inclinação.

Segundo observações do estudo de Mello (2001), diferentes valores de rigidez à tração das geomembranas tendem a gerar níveis diferentes de deslocamentos. É interessante, do ponto de vista da simulação da mobilização da resistência ao cisalhamento para arranjos com solos e geossintéticos, que entre os fatores avaliados, esteja à influência exercida pelos tipos diferentes de geomembranas.

Lima Júnior (2000) observando a transferência de carga em ensaios laboratoriais e soluções analíticas, em variadas configurações de interfaces, constatou que a rugosidade da interface, rigidez dos geossintéticos contribuem diretamente para forma de magnitude de transferências de cargas entre as camadas de diferentes interfaces. Narejo (2003) também avalia a influência do tipo de polímero do geossintético na mobilização da resistência de interfaces solo e geossintéticos. Entre conclusões dos referidos trabalhos mencionou-se que a presença de elementos para acréscimo de rugosidade superficial à geomembrana (rugos, texturas, marcas em alto relevo etc.) pode influenciar diretamente a mobilização da resistência. Polímeros mais extensíveis (por exemplo, geomembranas de PVC) apresentam comportamentos significativamente distintos do verificado para geossintético de maior rigidez, com geomembranas de PEAD.

Realizando ensaios laboratoriais para estudo de interface, Wasti e Özdüzgün (2001) verificaram que valores de ângulo de atrito obtidos em ensaios de cisalhamento direto foram superiores aos valores resultantes dos ensaios de plano inclinado. Quanto ao tipo de geomembrana ensaiada, constataram maiores resistências ao cisalhamento para interfaces com geomembranas de PEAD texturizadas, seguida de lisas de PVC e lisas de PEAD (Figura 2.4).

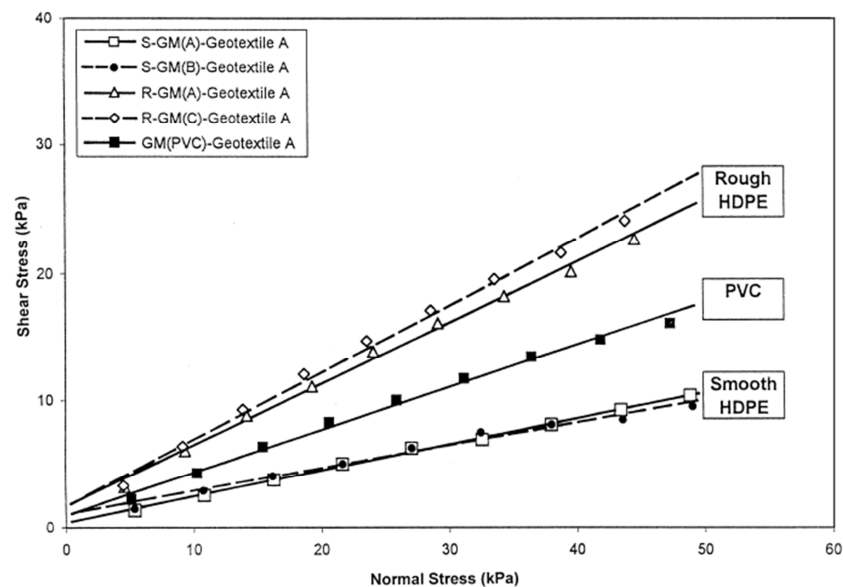


Figura 2.4 - Comparações entre envoltórias de ruptura obtidas em ensaios de plano inclinado, comparando geomembranas lisas e texturizadas de PVC e PEAD (Wasti e Özdüzgün, 2001).

Comparando as extensões de faixas de deslocamentos para mobilização das resistências de picos em interfaces entre solo e geomembrana, Jones e Dixon (1998) constataram que os deslocamentos exigidos por geomembranas de PEAD lisas são

consideravelmente superiores aos deslocamentos verificados quando interfaces com geomembranas de PEAD rugosas acusam sua resistência de pico.

Segundo observações de Lima Júnior (2000), pode-se ressaltar que, enquanto o ângulo de inclinação de um talude for inferior ao ângulo de atrito de interfaces aplicadas em subsistemas diversos de taludes (por exemplo, sistemas impermeabilizantes), as solicitações são transferidas ao substrato. Com a ruptura dessas interfaces, o carregamento passará a ser transmitido ao geossintético, que será exposto a solicitações diretas e provavelmente tracionado. Tal ruptura pode contribuir para rupturas iminentes desses materiais sintéticos, ocasionando problemas de perda de estabilidade em taludes, e no contexto de taludes de disposição de resíduos, contaminações diretas ao solo e passivos ambientais indesejáveis.

Considerando as contribuições da literatura acadêmica especializada na temática do presente estudo, percebe-se que as previsões do efeito de aumento do grau de saturação nos solos da interface ocorreram mais no sentido de avaliar o efeito da água percolada nessas interfaces para mobilização da resistência, que para verificar o efeito da umidade dos solos devido aumentos graduais dos seus níveis de saturação. Tais aumentos gradativos dos graus de saturação dos solos de cobertura podem estar relacionados com a mobilização da resistência ao cisalhamento para o contexto dessas obras, variando tipos de geossintéticos, tipos de solos e métodos laboratoriais para obtenção dos parâmetros de resistência.

Resultados de simulações realizadas por Briançon *et al.* (2002) fornecem uma comparação de ângulos de atrito para seis tipos de interfaces entre geossintéticos, sob ou sem influência de percolação de água, paralelamente à direção do plano de cisalhamento. Nota-se que o efeito da água, em interfaces com geocomposto impermeabilizante bentonítico pode reduzir o fator de interação por atrito em cerca de 20 a 40% em comparações com situações de interface não sujeitas ao efeito de percolação de água.

Avaliando a resistência de interfaces de geocompostos, Viana (2007) constatou que o efeito da hidratação ocasionou redução do coeficiente de atrito em até 43,5%.

No estudo da mobilização da resistência ao cisalhamento, o efeito da umidificação dos solos constituintes das diferentes camadas de materiais de um aterro sanitário, como camadas de drenagem e de impermeabilizações laterais e de fundo, pode apresentar comportamentos diferenciados, em função de diversos fatores, como características geotécnicas e forma de distribuição de líquidos lixiviados pelas camadas de solo.

Dixon e Jones (2005) enumeram potenciais tipos de mecanismos de falha em aterros sanitários que podem ameaçar à integridade de partes de componentes da infraestrutura do

aterro relacionadas à resistência ao cisalhamento de interfaces formadas pelos materiais aplicados na constituição de sistemas de impermeabilização. Segundo os autores, como exemplos de prováveis modos de rupturas em aterros sanitários estão: (i) danos em camadas de proteção complementares aplicadas nos taludes; (ii) recalques diferenciais da massa de resíduos; (iii) desgastes na integridade de sistema de cobertura e (iv) colapsos na tubulação de drenagem.

A ocorrência de prováveis mecanismos de falha em subsistemas de aterros sanitários podem ocasionar acúmulos de líquidos lixiviados sobre o geossintético impermeável, formando bolsões de lixiviado. O contato direto desses bolsões com um material como as geomembranas, para as quais a resistência é dada basicamente por atrito, pode ocasionar decréscimos na resistência ao cisalhamento da interface, facilitando as condições de deslizamento da camada de solo sobrejacente.

Avaliando a resistência de interfaces compostas por geomembrana PEAD lisa e solo argiloso, Mello (2001) destaca a importância do estudo da influência da mecânica dos solos não saturados ao verificar tendência de estabilização de deslocamentos e transferência de carga ao geossintético com o tempo (Figura 2.5). Segundo o autor, era previsto que a redução gradativa da componente adesiva da interface conduziria o sistema à ruptura, o que não ocorreu no tempo de execução previsto para o ensaio, possivelmente por empecilhos à perda de umidade no solo confinado entre o sistema de aplicação de carga normal e a amostra de geomembrana, praticamente impermeável.

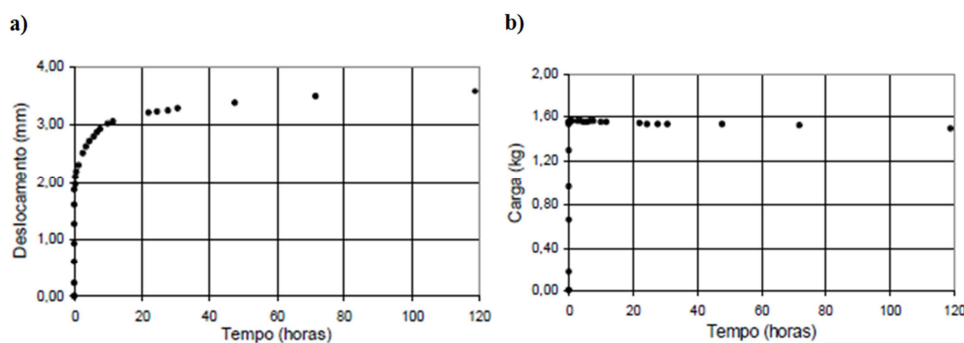


Figura 2.5 - Tendência de: (a) estabilização dos deslocamentos, e (b) transferência de carga à interface (Mello, 2001).

2.4 ENSAIOS DE PLANO INCLINADO E DE CISALHAMENTO DIRETO

Uma síntese de trabalhos relevantes sobre método de plano inclinado, utilizando equipamento de rampa de grandes dimensões, é apresentada em Lima Júnior (2000), Mello (2001), Aguiar (2003) e Viana (2007). Entre os principais trabalhos abordados estão os de Girard *et al.* (1990), Koutsourais *et al.* (1991), Gourc *et al.* (1996) e Izgin e Wasti (1998).

Além disso, contribuições relevantes também podem ser encontradas em Barroso *et al.* (2006), Dixon e Jones (2005), Fleming *et al.* (2006), Jones e Dixon (1998), Kodikara (2000), Khoury *et al.* (2011), Hsieh e Hsieh (2003), Mello *et al.* (2003), Narejo (2003), Palmeira (2009), Pimentel (2008), Pitanga *et al.* (2009), Rebelo (2003, 2009) e Tan *et al.* (1998). Ensaio de cisalhamento direto têm sido empregados convencionalmente na determinação da resistência de interface, e nas últimas duas décadas o uso de ensaios de plano inclinado para estudos de interface tem sido adotado com maior frequência.

Segundo Izgin e Wasti (1998), em geral, dados de ensaios de cisalhamento direto forneceram valores de ângulos de atrito cerca de 5 a 10° superiores aos obtidos nos ensaios de plano inclinado, assim como valores superiores de adesão. Para as interfaces, menores diferenças nos valores dos parâmetros de resistência foram obtidas adotando-se amostras maiores de interfaces nos ensaios de plano inclinado.

Segundo Viana (2007) a maior parte dos estudos laboratoriais para avaliação de interfaces entre solos e geossintéticos não considera o efeito da presença de água na resistência dessas interfaces.

Para Izgin e Wasti (1998) a realização de ensaios de cisalhamento direto a baixas tensões pode apresentar dificuldades mecânicas resultando perda de acurácia. Para baixas tensões normais, a diferença do ângulo de atrito de interface entre o ensaio de cisalhamento direto e de plano inclinado é grande.

Trabalhos como os de Aguiar (2003), Girard *et al.* (1990) e Giroud (1990) defendem que dados advindos de ensaio de cisalhamento direto podem ser afetados por fatores como posição relativa entre solo e geossintético, dimensões do equipamento, espessura da camada de solo, rugosidade do plano rígido e métodos para controle da pressão vertical.

Quanto à definição de dimensões de célula de cisalhamento mínimas em estudos sobre mobilização de resistência em interfaces solo e geossintéticos por realização de ensaios de cisalhamento direto, a literatura específica tem apontado adoção de dimensões mínimas de 300x300mm² (Ingold, 1984; Gourc *et al.*, 1996). Recomendações de Jewell e Wroth (1987) apontam que a definição mínima de célula de cisalhamento deve exceder o tamanho do diâmetro médio das partículas do solo em pelo menos 50 vezes, e em instruções técnicas da ASTM D3080 tal relação ser de no mínimo 12 vezes.

A ISO 12957-2 (2005) normatiza a execução de ensaios de rampa, apresentando recomendações para execução dos ensaios, dimensões mínimas da caixa de ensaio, instrumentação necessária e representação esquemática do equipamento (Figura 2.6). A

norma aponta que os tamanhos das interfaces simuladas com tais equipamentos geralmente variam entre 0,005 e 1m². Os parâmetros de resistência de interface são obtidos plotando envoltória de resistência com o número mínimo de três pontos de tensões confinantes diferentes.

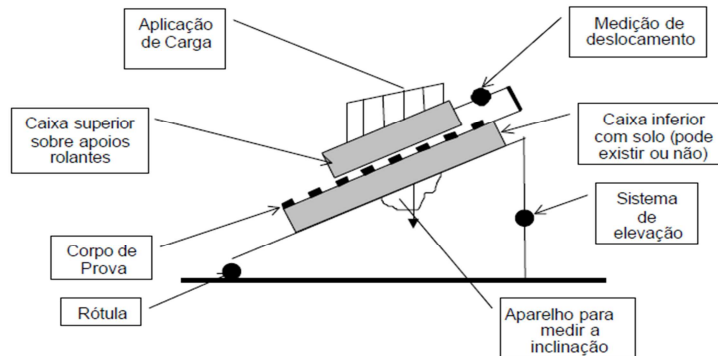


Figura 2.6 - Representação esquemática do equipamento de rampa (ISO 12957-2, 2005).

A principal desvantagem para o uso de ensaios de plano inclinado em estudos de mobilização de resistência em interfaces refere-se à distribuição de tensões não uniforme.

A Figura 2.7 ilustra a tendência de perda de confinamento na extremidade traseira da caixa de confinamento com o andamento do ensaio, devido à tendência de tombamento das placas ou blocos para confinamento. Para amenização de tal limitação, podem ser utilizadas caixas confinantes com faces inclinadas, como adotado por Gourc *et al.* (1996), e soluções simplificadas como uso de caixas confinantes com elevada relação comprimento/altura (Lima Júnior, 2000; Mello, 2001; Viana, 2007).

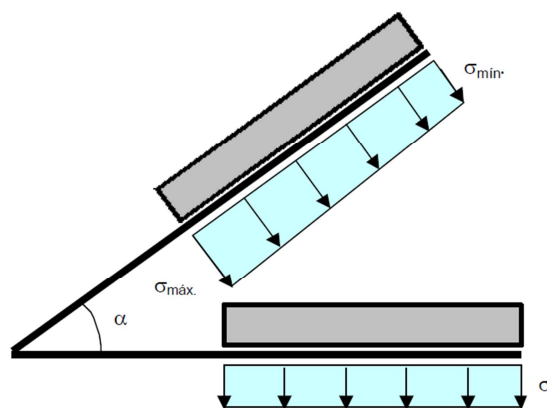


Figura 2.7 - Distribuição de tensões não uniformes em ensaios de rampa (Aguiar, 2003).

Avaliando a mobilização de interfaces entre solo e geomembrana de PVC lisa, Lima Júnior (2000) verificou ângulos de atrito para inclinação de ruptura iguais entre as espessuras de 1 e 2mm. A resistência verificada para o referido tipo de interface foi baixa, entretanto foram verificados deslocamentos pequenos, comportamento frágil e rupturas bruscas.

Observando os valores de parâmetros de resistência obtidos em ensaios realizados por Gourc *et al.* (1996), para interfaces entre areia e geomembrana, verificaram-se valores de ângulos de atrito obtidos por ensaios de plano inclinado inferiores aos obtidos em cisalhamento direto. Outro fator interessante trata do comportamento de ruptura brusca, com valores dos ângulos de ruptura praticamente iguais aos valores dos ângulos de ocorrência do primeiro movimento.

Em interfaces solo e geossintético outro fator relevante para estudo da resistência é a densidade do solo. O'Rourke *et al.* (1990) comprovou tal relevância para interfaces entre areia e geomembrana. Mello (2001) alerta para a influência dos níveis de densificação dos solos sobrejacentes aos geossintéticos no comportamento de mobilização da resistência.

Comparações entre os trabalhos de Izgin e Wasti (1998) e Wasti e Özdüsgü (2001), utilizando o mesmo equipamento de plano inclinado, apontam para variação dos valores de atrito das interfaces de forma mais sensível em combinações entre solo e geomembranas rugosas que os apresentados para interfaces entre solo e geomembranas lisas. Os autores constataram que aumentos nos níveis de tensão normal tendem a reduzir os valores dos ângulos de atrito.

Desde da década de 90, com desdobramentos de investigações de resistência de interface utilizando-se ensaios de grande dimensão em plano inclinado, vários arranjos têm sido desenvolvidos, muitos visando realização de mais de um tipo de ensaio no mesmo equipamento.

Para realizar simulações de interfaces entre solo e geossintéticos em condições diversificadas de hidratação, promovendo fluxo direto de água nas interfaces, Viana (2007), avaliando efeito de hidratação de CGL e interfaces solo e geossintético, apresenta inovação no arranjo típico de equipamento de plano inclinado com a inclusão de reservatório (Figura 2.8). Embora o autor tenha realizado ensaios promovendo fluxo de água sem que o equipamento fosse inclinado, o arranjo adotado também possibilita simulações do efeito de fluxo com a evolução da inclinação da rampa, seja fluxo de água como outros fluídos relevantes no contexto da interface que estiver sendo avaliada, por exemplo, simulações de fluxo de líquidos lixiviado para avaliação de interfaces de aterro sanitário.

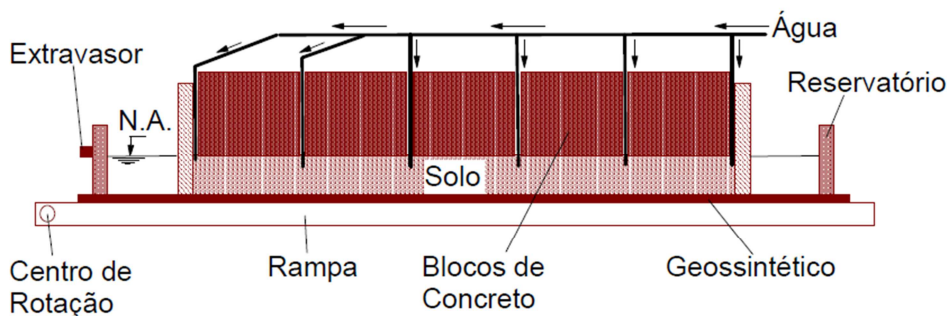


Figura 2.8 - Ensaio de plano inclinado com inserção de água na seção transversal ao longo do comprimento da rampa (Viana, 2007).

Modificações têm sido feitas nos ensaios convencionais de cisalhamento direto, geralmente utilizado na maioria das previsões de parâmetros de interfaces. Entre contribuições da literatura acadêmica especializada, Pimentel (2008) e Rebelo (2003, 2009) apontam melhorias em ensaios típicos de cisalhamento direto, na busca por simulações mais apropriadas de parâmetros de resistência ao cisalhamento em interface com geossintéticos. Para melhor simulação de interfaces com geossintéticos, Lima Júnior (2000), também sugere a inclusão de aparatos laboratoriais para permitir conhecimento de efeitos como hidratação no estudo em de mobilização da resistência de interface.

A Figura 2.9 apresenta um caso de arranjos de ensaios convencionais de cisalhamento direto para estudo de resistência de interface solo e GCL. Aspectos de realização desses arranjos podem ser listados: (a, b) montagem de amostra para estudo do efeito de hidratação em GCL; (c) uso de base rígida de madeira; (d) inserção do conjunto célula de cisalhamento/amostra em reservatório para avaliação do efeito de hidratação.

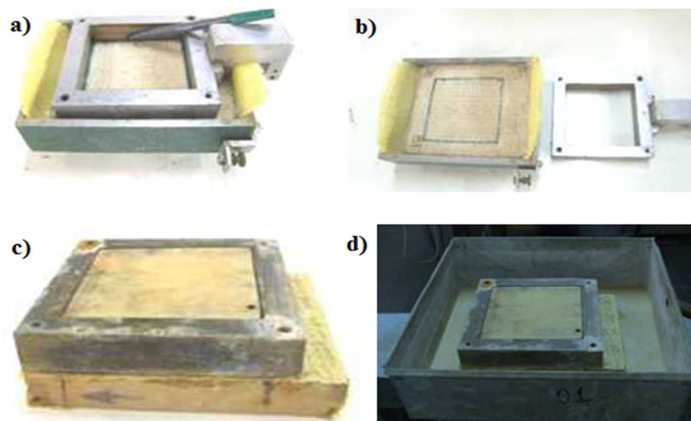


Figura 2.9 - Arranjos em equipamentos de cisalhamento direto convencionais (modificado de Pimentel, 2008).

Fleming *et al.* (2006), verificaram a resistência ao cisalhamento de interfaces entre solo e geomembrana lisa usando aparelho de cisalhamento direto modificado (Figura 2.10). O referido aparato conta com miniatura de transdutor para medições de poropressão (PPT) nas proximidades da interface, viabilizando obtenção de análises tanto em termos de tensões efetivas como de totais. Estudo similar também é apresentado por Khoury *et al.* (2011).

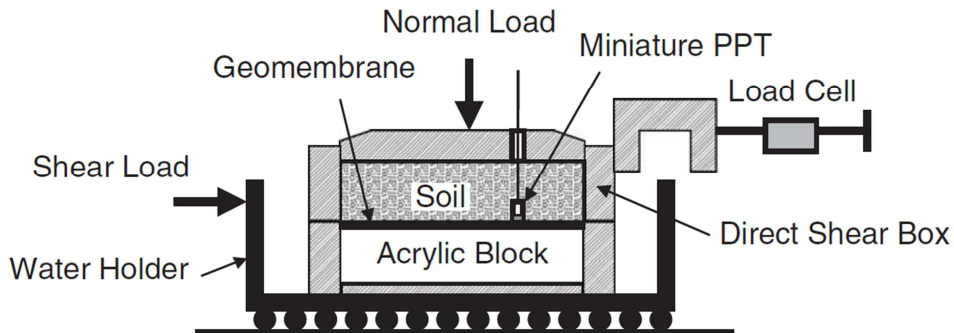


Figura 2.10 - Representação esquemática do equipamento de cisalhamento direto (100mm x 100mm), arranjado à miniatura de PPT na interface (Fleming *et al.*, 2006).

2.5 IMPLICAÇÕES DA NÃO SATURAÇÃO DOS SOLOS NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE INTERFACES

Em grande parte dos casos de concepção e dimensionamento de obras geotécnicas é verificado um estado de não saturação dos solos, sendo a previsão do comportamento do solo inadequada usando as aproximações propostas pelo arcabouço teórico para previsão de comportamento dos solos saturados.

Em definição elementar, solos saturados são compostos por sistema bifásico com partículas sólidas e líquido intersticial, e solos não saturados por um sistema multifásico, com fases sólida, líquida, gasosa e outra correspondente a membrana contrátil, sendo a última formada pela interface entre ar e água, sendo capaz de exercer tensão de tração (tensão superficial). Fredlund e Rahardjo (1993) apresentam modelo de ilustração para um elemento de solo sobre a concepção da teoria de solos não saturados (Figura 2.11).

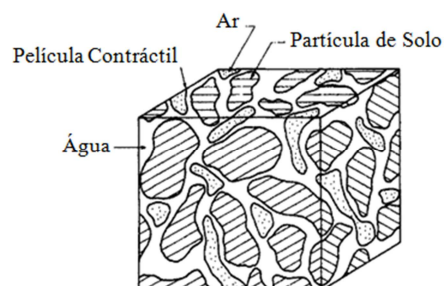


Figura 2.11 - Elemento de solo não saturado (Fredlund e Rahardjo, 1993).

O entendimento do comportamento de um elemento de solo com relação à resistência ao cisalhamento, variação volumétrica, condutividade hidráulica, erodibilidade, entre outros aspectos, poderia ser previsto de forma mais razoável considerando que alterações na quantidade de água armazenada poderiam gerar acréscimos à resistência, devida ao efeito de parcelas de sucção nesse tipo de meio multifásico, ao qual se adequa a representação de solos em estado não saturado.

Sucção é definida como a pressão isotrópica imposta pelo poro para absorver mais água a partir de efeitos capilares, contendo uma parcela referente à sucção mátrica, relacionada à combinação do tipo de partícula e o arranjo estrutural; e outra para sucção osmótica (π), retratando as influências da concentração de sais nos poros nesse equilíbrio de energia dos poros nos elementos de solo. A equação (5) trata da obtenção da sucção total.

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (5)$$

Sendo:

ψ = sucção total;

u_a = pressão no ar;

u_w = pressão na água;

π = sucção osmótica.

A determinação dos parâmetros de sucção é condição ao estudo do comportamento de solos em estado não saturados. Nacinovic (2009) defende que a sucção é resultante da interação das partículas de solo com a membrana contrátil.

O solo quando solicitado tende a apresentar variações de índice de vazios que repercutem em variações nos valores de sucção. Segundo apresentado por Hortegal (2011), reduções no índice de vazios geralmente estão relacionadas aos aumentos de valores de sucção, e vice e versa.

Fleming *et al.* (2006) defendem a influência de variações de teores de umidade nos valores de ângulos de atrito das interfaces, obtendo-se baixos valores de ângulos de atrito das interfaces para condições de interfaces submetidas à elevados teores de umidade. Segundo os autores, considerando a teoria das tensões efetivas, registros de valores de sucção (poropressões negativas), poderiam gerar maiores valores de tensões normais, pois tais incrementos de sucção seriam somados as tensões efetivas, possivelmente conduzindo a maiores resistências de interface para condições de acréscimos de sucção. O montante de água

presente na interface parece controlar a magnitude da sucção da interface por interferir na capacidade energética do solo quanto à existência de gradientes de tensão atuantes nas partículas do solo e nas membranas contrácteis.

Para o estudo da resistência ao cisalhamento em casos em que a saturação do solo não é completa, estimativas dos parâmetros de resistência ao cisalhamento devem considerar os conceitos da resistência apresentados pela mecânica dos solos não saturados. Um exemplo típico de tal tipo de estudo é a da aplicação conjunta de diferentes tipos de materiais gerando interface entre solo e geomembranas nos contextos de impermeabilização de aterros sanitários, por exemplo. Em casos desse, o fluxo de líquidos lixiviados decorrente de vazamentos em sistemas de drenagem não é suficiente para saturação das camadas de solo em que estão inseridos, mas os incrementos de umidade desses solos, com o acúmulo de líquidos dado avanço na vida útil da obra, provavelmente modificam o estado de tensões nessas interfaces, alterando questões de projeto relevantes como mobilização da resistência ao cisalhamento.

Abordando estudos de resistência para solos submetidos a estados de saturação incompletos, Fredlund e Rahardjo (1993) apresentam equações (6 e 7) para definição de resistência ao cisalhamento.

$$\tau = \alpha' + (\sigma_n - u_a)\tan\delta' + \psi\tan\delta^b \quad (6)$$

$$\text{Com } \psi = u_a - u_w \quad (7)$$

Sendo:

α' = adesão;

σ_n = tensão normal;

u_a = pressão de entrada do ar;

u_w = pressão na água;

δ' = ângulo de atrito de interface;

ψ = sucção mátrica;

δ^b = parâmetro que relaciona mudanças na resistência da interface com mudanças da sucção matricial.

Instrumentando equipamento convencional de cisalhamento direto com transdutor para medição de poropressões e adotando pressão de entrada do ar nula, Fleming *et al.* (2006) apresentam uma equação para estimativa de resistência de interfaces entre geomembranas e solos em condições não saturadas.

Segundo evidenciado por Fleming *et al.* (2006), análises de interfaces entre solo e geomembrana baseadas em conceitos de mecânica de solos não saturados somente apresentam resultados favoráveis para solicitação a baixos valores de tensões normais. Para carregamentos a elevadas tensões normais, partículas do solo da interface podem ser engastadas à superfície da geomembrana. Com aplicação progressiva da força cisalhante, tais partículas engastadas podem promover mobilização adicional do esforço cisalhante da interface, podendo gerar desgastes significativos no geossintético a depender da característica do solo da interface, enquanto que para baixos níveis de tensão normal as partículas de solo tendem ao deslizamento com aumentos da tensão cisalhante.

Vanapalli *et al.* (1996) apresentam relação entre sucção e resistência ao cisalhamento sobrepondo a curva de sucção versus resistência. Aumentos nos níveis de sucção em solos de interfaces podem promover incrementos de coesão aparente, provavelmente contribuintes à maior resistência ao cisalhamento das interfaces.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo é descrito o programa experimental desenvolvido, com os procedimentos, equipamentos, materiais e métodos aplicados na execução dos ensaios, e metodologias para obtenção de resultados complementares.

3.1 MATERIAIS UTILIZADOS

Para simulação da resistência de interface, foi utilizada areia fina, com variação de níveis de saturação das misturas de solo componentes das interfaces avaliadas. Foram testados dois tipos de polímeros na composição das interfaces avaliadas (polímeros de policloreto de vinila – PVC e polietileno de alta densidade - PEAD), em duas condições distintas (sem e com texturas). Tais simulações, com imposição de diferentes condições de interfaces, foram estabelecidas para testar possíveis fatores condicionantes de incrementos nos valores de ângulos de atrito das interfaces. Dentre outras condições provavelmente relacionadas aos acréscimos de resistência ao cisalhamento, como exemplos estão: (i) a determinação de incrementos de adesão devido uso de geomembranas texturizadas, (ii) qual polímero apresenta maiores deslocamentos para um mesmo valor de inclinação, (iii) a influência exercida pelas condições de sucção do solo das interfaces.

3.1.1 GEOSSINTÉTICOS

Os materiais sintéticos utilizados foram geomembranas lisas de PVC (SANSUY-VINIMANTA), lisas e texturizadas de PEAD (MACLINE SDH – MACCAFERRI lisa; NORTENE PEAD texturizada), com espessuras de 1mm. Informações sobre as características das geomembranas foram obtidas nos catálogos dos fornecedores (Tabela 3.1 e Tabela 3.2).

Tabela 3.1 - Ficha catalográfica das geomembranas PEAD texturizada e PVC lisa.

Propriedades	Unid.	Valor*	Valor**
Espessura	mm	1,0	1,0
Massa Específica	g/cm ³	1,2-1,35	0,946
Tensão no Escoamento	kN/m	-	20
Tensão na Ruptura	kN/m	14	33
Alongamento no Escoamento	%	-	12
Alongamento na Ruptura	%	350	700
Resistência ao Puncionamento	N	-	330
Módulo de Elasticidade	kN/m	6,5	260
Dureza <i>Shore D</i>		-	58

*Geomembrana de PVC (SANSUY-VINIMANTA), catálogo de produtos; **Geomembrana PEAD texturizada (NORTENE), catálogo de produtos.

Tabela 3.2 - Ficha catalográfica da geomembrana de PEAD lisa.

Propriedades	Norma	Unid.	Valor*
Densidade	ASTM D792	g/cm ³	0,947
Espessura	ASTM D5199	(mm)	1,00
Resistência de Ruptura Transversal	ASTM D6693	N/mm	36,49
Alongamento na ruptura Transversal	ASTM D6693	%	908,5
Resistência de Ruptura Longitudinal	ASTM D6693	N/mm	35,52
Alongamento na Ruptura Longitudinal	ASTM D6693	%	794,3
Resistência ao Escoamento Transversal	ASTM D6693	N/mm	21,97
Alongamento ao Escoamento Transversal	ASTM D6693	%	15,11
Resistência ao Escoamento Longitudinal	ASTM D6693	N/mm	20,03
Resistência ao Alongamento Longitudinal	ASTM D6693	%	17,63
Resistência ao Rasgo transversal	ASTM D1004	N	153,7
Resistência ao Rasgo Longitudinal	ASTM D1004	N	170,7
Resistência ao Puncionamento	ASTM D4833	N	544,6
Deslocamento	ASTM D4833	mm	25,75
Resistência a Quebra sobre Tensão (<i>Stress Cracking</i>)	ASTM D5397	h	>300
Teor de Negro de Fumo	ASTM D4218	%	2,5
Dispersão de Negro de Fumo	ASTM D5596	Categoria	1
Tempo de Indução Oxidativa (OIT Padrão)	ASTM D3895	min	>200

*geomembrana macline sdh (PEAD lisa), Maccaferri, catálogo de produtos.

Os mencionados tipos de geossintéticos foram escolhidos por serem frequentemente aplicados na constituição de sistemas impermeabilizantes de aterros sanitários, na maior parte dos casos as geomembranas de PEAD lisa e texturizadas, e posteriormente as de PVC.

3.1.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS GEOTÉCNICOS

O solo escolhido para realização dos ensaios de interface entre solo e geossintético foi areia fina, considerando o emprego de tal material na constituição de camadas de proteção aos geossintéticos utilizados para composição de subsistemas impermeabilizantes.

Na caracterização geotécnica foram realizados ensaios de granulometria por granulômetro a laser (sem ultra som), sendo o uso do ultra som análogo a utilização de defloculante na desagregação de partículas; ensaio de massa específica dos grãos (NBR 6508 ABNT, 1984), índice de vazios mínimo de solos não coesivos (MB 3388 ABNT, 1991) e índice de vazios máximo de solos não coesivos (MB 3324 ABNT, 1990).

A determinação da granulometria pelo método do granulômetro a laser, sem utilização de ultra som, foi empregada em função da adoção de areia como tipo de solo a compor as interfaces, sendo dispensável a análise da estabilidade estrutural do mesmo devido à característica apresentada por tal material referente à ausência de micro concreções, o que impossibilita a geração de diferenças significativas entre uso ou não de laser ou defloculante.

Ensaio de granulometria sem o uso de defloculante nessas condições podem fornecer aproximações consistentes da granulometria real do solo.

A estimativa da umidade higroscópica deu-se pela realização dos procedimentos descritos na NBR 6457 (ABNT, 1986), calculando-se a média de três determinações por amostra. A umidade natural utilizada foi à umidade higroscópica, estabelecida em antecedência a preparação de cada amostra de solo a ser aplicada nas interfaces investigadas. Em fase posterior aos ensaios também foi aplicado o controle de umidade do solo de interface para o melhor conhecimento dos graus de saturação dos solos componentes das interfaces durante a realização dos ensaios.

O peso específico dos sólidos foi determinado pela média de três ensaios, conforme a NBR 6508 (ABNT, 1984a). O peso específico aparente seco (γ_d) e o grau de saturação (S_r) foram obtidos a partir de correlações encontradas na literatura clássica de Mecânica dos Solos.

A determinação do índice de vazios máximo e mínimo ocorreu pelo uso do material seco em estufa e uma mesa vibratória do tipo utilizado para realizar peneiramento de amostras em análise granulométrica. Após secagem em estufa a amostra foi homogeneizada, inserida em molde cilíndrico e posteriormente vibrada na parede externa do molde para promover redução de volume do material, viabilizando a inserção de sobrecarga. Posteriormente foi mensurada e registrada a massa do molde preenchido com a amostra do solo (usando balança com resolução de 1g). Os procedimentos foram repetidos até a obtenção de repetição dos valores de massa no número mínimo de três vezes.

3.1.3 CURVA CARACTERÍSTICA

Para uma análise das condições de fluxo e infiltração de águas em obras em que os elementos de solo estão submetidos a condições de saturação inferiores a 100%, é de fundamental importância um conhecimento prévio da sucção, bem como a sua variação com o teor de umidade ou grau de saturação.

A curva granulometria obtida para o solo foi utilizada como dado de entrada na estimativa das curvas características para o solo adotado na composição das interfaces e utilizou-se ferramenta do módulo SEEP/W, disponível no pacote do software GEO-SLOPE. Tal estimativa é dada por aproximações entre o diâmetro dos vazios do material e a quantificação dos percentuais passantes para cada peneira, advindos da granulometria do material.

3.1.4 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Este ensaio objetiva obter parâmetros de resistência das interfaces referentes à adesão (α') e ângulo de atrito (ϕ) para as condições simuladas na pesquisa, possibilitando comparações com os valores dos ensaios de plano inclinado. A metodologia empregada foi embasada nos procedimentos convencionais, sendo feitas alterações na tentativa de uma representação mais realista das condições de interfaces constituídas na aplicação conjunta de solo e geomembrana.

A configuração do ensaio de aproximação mais razoável ao comumente empregado para estudo de aterros sanitários pode ser observada na demonstração da Figura 3.1a. Buscando-se comparar os parâmetros de resistência obtidos nos ensaios de rampa aos obtidos nos cisalhamento direto, foi adotada a configuração com base rígida lubrificada da Figura 3.1b.

Em ambas as configurações apresentadas para o ensaio de cisalhamento direto adotou-se a superfície de ruptura coincidente com a interface em estudo.

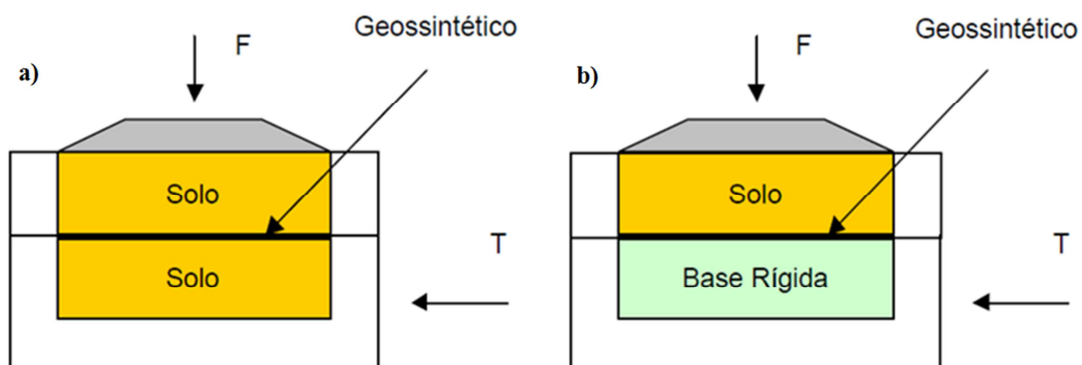


Figura 3.1 - Representação de possíveis configurações à realização dos ensaios de cisalhamento direto: (a) base inferior com solo, (b) base inferior rígida lubrificada (modificado - Aguiar, 2003).

O uso da configuração ilustrada na Figura 3.1b em casos como levantamento de dados de projeto para aterros sanitários poderia compor uma campanha de ensaios de caráter mais conservador por desconsiderar o atrito adicional proporcionado por uma camada de solo subjacente, adotando-se montagem de amostras com base inferior rígida e impermeabilizada, distanciando-se de uma situação mais aproximada ao geralmente verificado em campo.

3.2 NÍVEIS DE SATURAÇÃO, TIPOS DE GEOMEMBRANAS E GRAUS DE INCLINAÇÃO

Diferentes teores de água destilada foram estabelecidos e misturados ao solo das interfaces para simular o efeito de acréscimos de umidade no solo subjacente às

geomembranas. A partir dos valores de índice de vazios máximo ($e_{m\acute{a}x}$), índice de vazios mínimo ($e_{m\acute{i}n}$) e adoção de índice de densidade de 50% (valor normalmente adotado para areias medianamente compactas), foi encontrado um valor de índice de vazios de 0,86. Foram obtidas as variações de teores de umidade necessários ao estabelecimento dos diferentes graus de saturação do material inicial, desconsiderando as dissipações de poropressões pela base inferior da caixa de confinamento de solo (em 5, 10, 15, 20, 25, 50, 75 e 90%), mantendo-se a densidade de confinamento do solo da interface (1,43), sendo tal densidade de confinamento obtida pela média das densidades máxima e densidade mínima, constatadas pelos ensaios de índice de vazios máximo e mínimo.

Para cada incremento de grau de saturação, foi calculada a umidade correspondente e, com isso, a massa de solo e de água necessárias à composição da mistura para os ensaios de plano inclinado e de cisalhamento direto.

A finalidade da variação progressiva dos graus de saturação das misturas solo e água foi avaliação de como a resistência de interface é mobilizada pelo acréscimo de água destilada, em analogia ao que acontece em aterros sanitários devido à acumulação de líquidos lixiviados sobre camadas de solo de proteção às camadas impermeabilizantes, por exemplo.

Em eventos como casos de incrementos de umidade das interfaces entre solo subjacente a sistemas de drenagem e geossintéticos, com volumes excedentes de líquidos lixiviados tendendo ao fluxo descendente, uma melhor simulação desse efeito na resistência poderia ser obtida por simulação desse aumento gradual dos graus de saturação das interfaces por acréscimo gradativo de teores de líquidos lixiviados, demandando condições específicas para realização de tais ensaios. Provavelmente tal estudo de mobilização da resistência com acréscimos de lixiviados forneceriam condições diferentes das obtidas pelos acréscimos de água destilada. Entretanto, o local onde estava instalado o equipamento não permitia a manipulação de líquidos lixiviado.

É desconhecida a forma de mobilização da resistência envolvendo inserções graduais de líquido lixiviado em interfaces entre solo e geossintético.

Em estudo diferente da temática de resistência de interfaces entre solo e geossintéticos, Borgatto (2010) constatou incrementos de resistência de RSU submetidos a tratamento biológico, devido a provável geração de parcela de resistência aparente, por fatores como proliferação microbiana, entre outros. Entretanto a ação do metabolismo microbiano associado ao líquido lixiviado nos solos componentes de interfaces entre solos e geossintéticos como geomembranas ainda é desconhecida, assim como a interferência desse

tipo de fluido na mobilização de resistência ao cisalhamento das interfaces. O conhecimento da intensidade e duração de uma possível parcela de resistência aparente advinda do metabolismo microbiano, por exemplo, deve apresentar um número considerável de incertezas, provavelmente por agrupar grande número de variáveis biológicas, geralmente de difícil previsão e controle.

3.3 ENSAIO DE PLANO INCLINADO

A presente pesquisa baseou-se na realização de ensaios em 24 condições diferenciadas de interface, utilizando o equipamento de plano inclinado. Na preparação das amostras das interfaces avaliadas ocorreu com promoção de variações do nível de saturação do solo sobrejacente e tipos de geossintéticos (PVC e PEAD, com texturas ou ausências dessas).

Os procedimentos de preparação e execução dos ensaios foram simplificados, entretanto, exigiram cuidados especiais para padronização e execução ágil dos mesmos. Dentre os cuidados especiais adotados está o esforço em evitar perdas de umidade das amostras preparadas. Nas etapas de homogeneização e confinamento de solo, para ensaios de plano inclinado e de cisalhamento direto, procurou-se moldar amostras de forma mais homogêneas possível, evitando problemas como fluxos e rupturas preferenciais no curso da execução dos ensaios.

A preparação dos ensaios de rampa foi precedida pelo recobrimento da base da rampa por uma camada de geomembrana lisa (PEAD), seguida por duas camadas alternadas de óleo lubrificante automotivo e duas camadas de plástico filme de PVC (Figura 3.2). Tal camada de lubrificação inicial da rampa foi empregada para minimizar o atrito entre a base da rampa e as amostras de geomembranas, padronizando as condições de rugosidade da base para os ensaios. Nesses estudos, segundo constatações de Lima Júnior (2000), a lubrificação da base da rampa promove maior exatidão na avaliação da transferência de cargas à geomembrana.

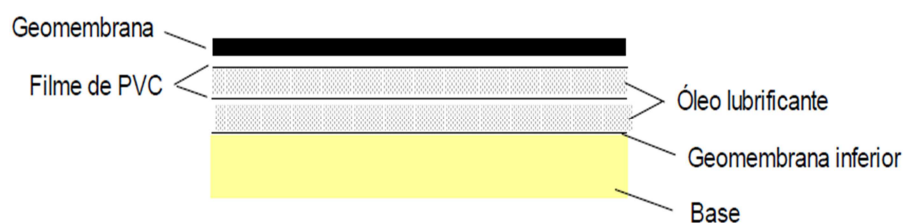


Figura 3.2 - Procedimento de lubrificação da base da rampa (Mello, 2001).

Antecedendo os ensaios de plano inclinado, foi realizado o alinhamento do conjunto composto por caixa de madeira, geossintético e rampa, com intuito de evitar trepidações e

folgas no sistema durante a execução dos ensaios, possíveis empecilhos aos registros de solicitações pela célula de carga. Além disso, realizou-se o nivelamento da instrumentação. É apresentada uma síntese das etapas empregadas na preparação e execução das diferentes configurações dos ensaios realizados (Figura 3.3).

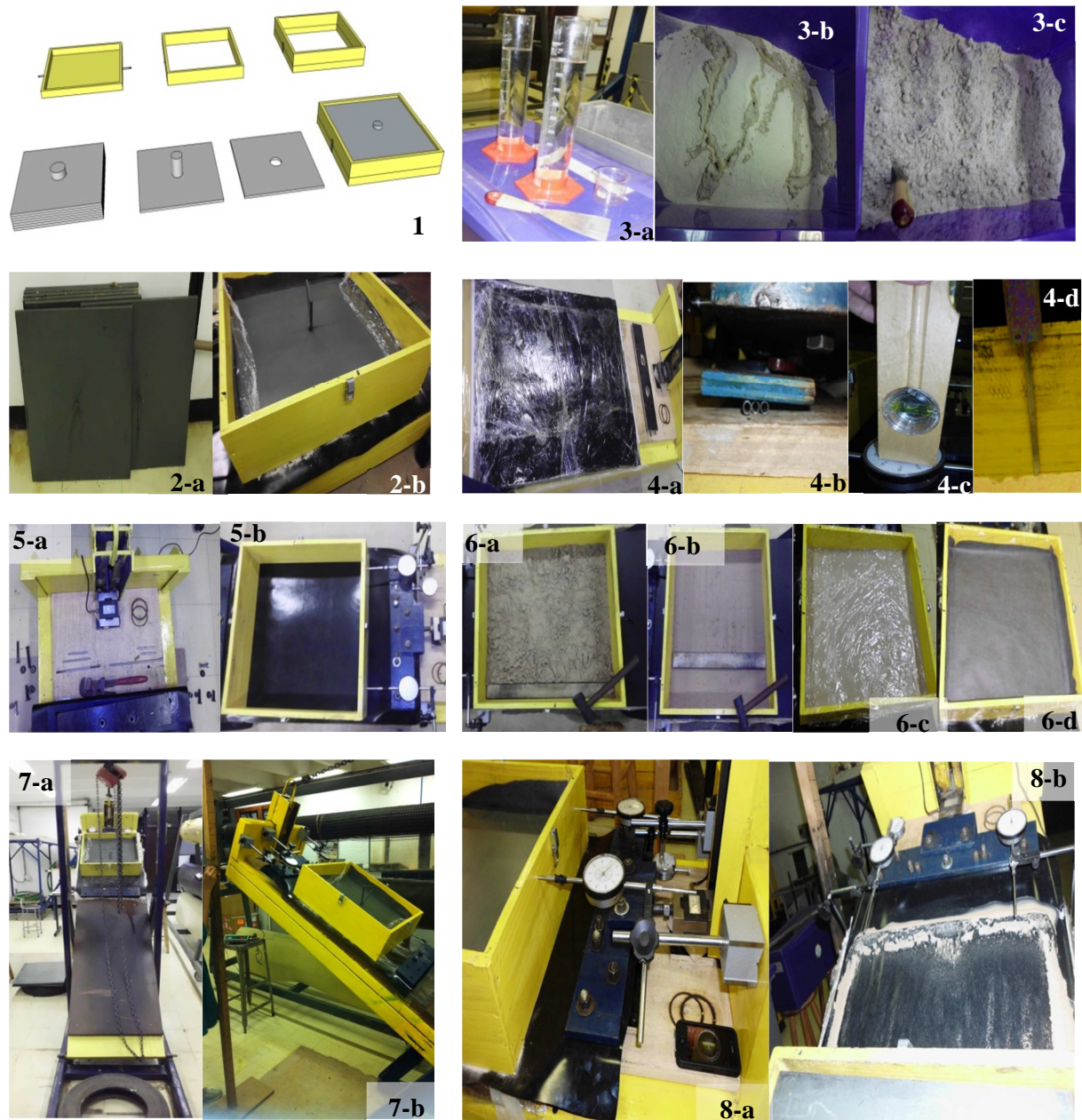


Figura 3.3 - Detalhamento das etapas para execução dos ensaios de plano inclinado.

O sistema de confinamento utilizado é ilustrado na Figura 3.3 (etapa1) e (etapa 2a/b), sendo composto de placas metálicas (25kg cada) equivalendo a uma carregamento de 1kPa por placa adicionada à caixa para confinamento de solo. A etapa 3 (a/b/c) da Figura 3.3 representa procedimento de umidificação gradual das amostras de solo por homogeneização

manual dos teores de água destilada estabelecidos previamente para atingirem-se níveis de saturação investigados. Na etapa 4a é ilustrada a lubrificação da base da rampa, os roletes metálicos lubrificados com óleo automotivo (etapa 4b); o nivelamento da instrumentação (etapa 4c) e exemplo de forma de medições dos deslocamentos verticais da amostra, com auxílio de paquímetro (etapa 4d). A etapa 5 ilustra a aparelhagem e garras para fixação das amostras de geossintéticos (5a); caixa de confinamento instrumentada e pronta para inserção de solo (5b). Na etapa 6 (a/b) é ilustrado o confinamento do solo por vibração, em duas porções (50% da massa de solo em cada porção), usando as referências de duas cotas nas laterais inferiores (2,5cm cada); e coberturas com plástico filme de PVC (evitar perdas de umidade) e geotêxtil (evitar perda de material pelas frestas do sistema), etapas 6c e 6d, respectivamente.

Ainda segundo ilustrado nas etapas da Figura 3.3, a etapa 7a ilustra a rampa durante o funcionamento, e na etapa 7b os pneus inseridos em proximidade a base inferior da rampa com a função de apoio para contenção de componentes do conjunto em casos de deslizamentos bruscos. Na etapa 7b da Figura 3.3 foi ilustrado procedimento adotado para o controle indireto de inclinação da rampa (régua de madeira), e na etapa 8a o mecanismo para controle direto da inclinação da rampa (aplicativo para *Iphone 4*, *iHandy Level*). Na etapa 8b é apresentada exemplo de superfície e forma de ruptura típica do ensaio de rampa, caracterizada pelo deslizamento da camada de solo sobre a amostra de geossintético.

3.3.1 MÉTODO DO ENSAIO

A realização do ensaio de plano inclinado é composta pelas etapas e procedimentos descritos na sequência. Uma síntese das etapas metodológicas está representada na Figura 3.4.

Na simulação de cada interface foi utilizada uma amostra de geomembrana com dimensões de 70cm de comprimento por 65cm de largura. A Figura 3.5 ilustra o mecanismo adotado nas medições de deslocamento das interfaces. O arranjo adotado não proporcionou separações entre os componentes de deslocamentos da interface com relação ao plano da rampa e dos relacionados aos acréscimos das deformações nas amostras de geomembranas, os quais variam em função do tipo de polímero da geomembrana ensaiada, entre outros fatores.

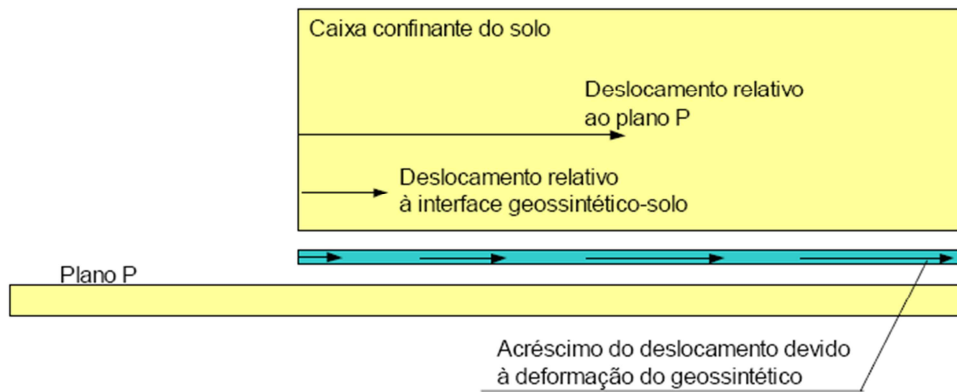


Figura 3.4 - Mecanismo adotado nas medições dos deslocamentos (Mello, 2001).

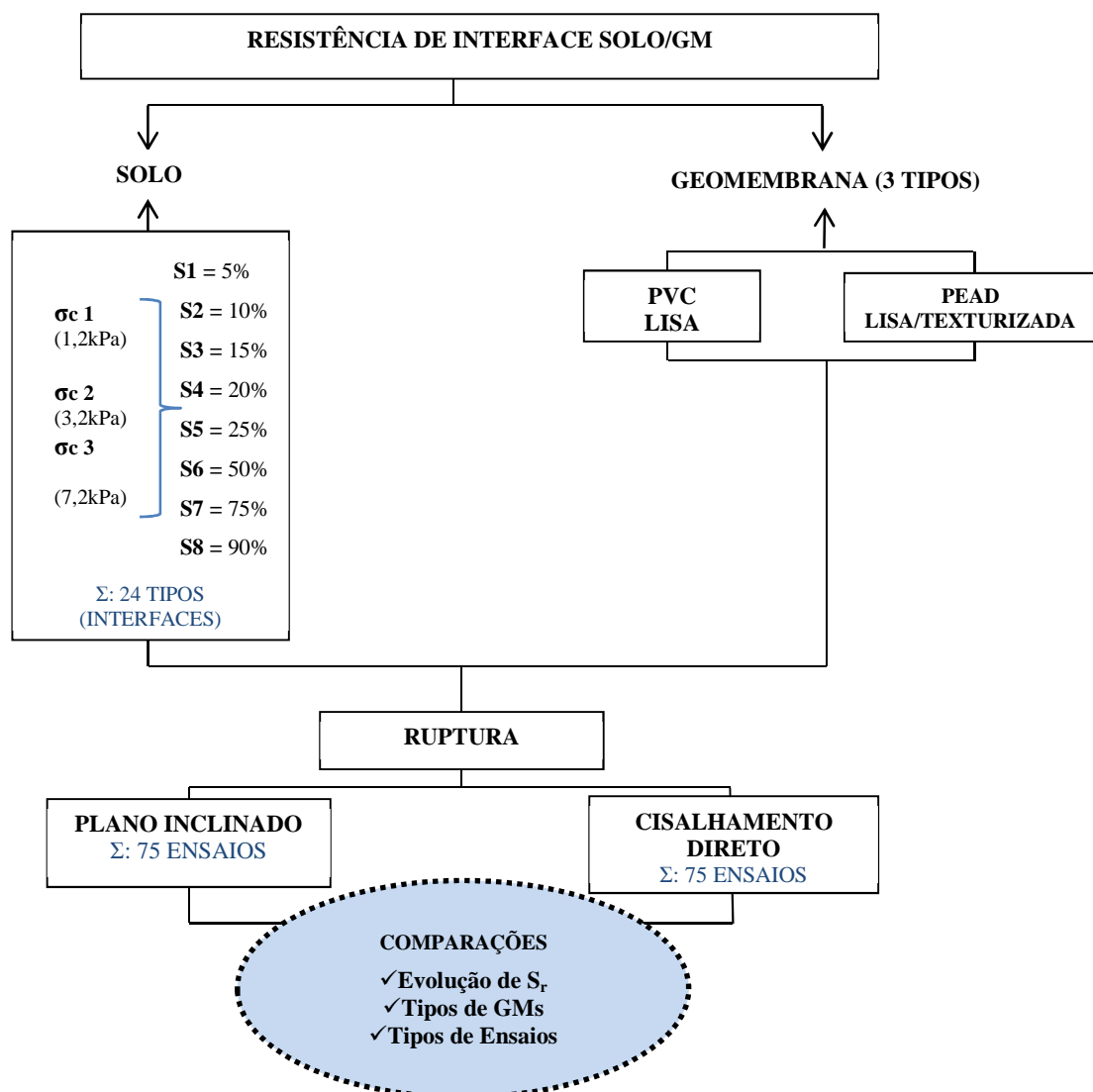


Figura 3.5 - Síntese dos procedimentos laboratoriais da pesquisa.

Com referência ao adotado por Lima Júnior (2000), Mello (2001) e Viana (2007), a espessura da camada de solo adotada das amostras foi de 5cm. A compactação foi realizada em duas etapas (duas camadas de 2,5cm de espessura cada), sendo cada camada nivelada com o uso de uma régua de madeira para manutenção constante da quantidade de solo confinada no mesmo volume, estabelecendo o peso específico de $14,1\text{kN/m}^3$ nas amostras ensaiadas.

A umidade do solo foi determinada em dois estágios do ensaio, após o confinamento do solo e imediatamente após a ruptura da interface.

Na composição das misturas solo e água, o acréscimo de água ao solo ocorreu por revolvimento manual, antes da etapa de confinamento. A partir da umidade higroscópica, foram promovidas novas condições de saturação para amostras de solo a serem confinadas (Tabela 3.3). Após homogeneização da água destilada à massa de solo, cada amostra foi envolvida com plástico filme e reservada em tempo mínimo de uma hora para homogeneização da mistura solo e água.

Tabela 3.3 - Informações sobre condições de mistura solo e água avaliadas.

S_r	W (%)	γ_n (kN/m ³)	M_{total} (kg)	M_{seca} (kg)	$M_{\text{água}}$ (L)
0,05	1,63	14,37	18,58	18,29	0,30
0,1	3,27	14,60	18,58	18,00	0,59
0,15	4,90	14,83	18,58	17,72	0,87
0,2	6,54	15,06	18,58	17,44	1,14
0,25	8,17	15,30	18,58	17,18	1,40
0,5	16,35	16,45	18,58	15,97	2,61
0,75	24,52	17,61	18,58	14,92	3,66
0,9	29,43	18,30	18,58	14,36	4,23

Seguido ao confinamento do solo, as amostras foram preparadas para carregamento por chapas metálicas (área de 50cm^2), visando simulação do confinamento promovido no contexto dos aterros sanitários.

Após o confinamento do solo, as interfaces moldadas foram cobertas com camada de plástico filme de PCV e uma manta de geotêxtil, no intuito de evitar a fuga de solo pelas frestas do conjunto. Na sequência, a célula de carga e os deflectômetros foram montados, e o equipamento preparado para o início do ensaio. Ainda nessa fase, o sistema foi devidamente esticado, por ajustes via torque em parafuso acoplado, até que a célula de carga acusasse uma carga pequena, procedimento importante para garantia de que qualquer carga estabelecida fosse exclusivamente devido ao deslizamento da interface ensaiada. Os deflectômetros também foram zerados e nivelados.

O ensaio foi iniciado com o erguimento lento e progressivo da rampa, numa velocidade média estimada em 5° (inclinação)/minuto, por meio talha manual posicionada na parte superior da estrutura metálica do equipamento, em engaste localizado na parte central superior da rampa.

A padronização dos ângulos de inclinação para medições de deslocamentos e cargas necessárias à apresentação da envoltória de ruptura das interfaces estudadas foi estabelecida considerando os níveis de inclinação avaliados em trabalhos similares e antecedentes a presente pesquisa, conjuntamente com a realização de uma sequência de ensaios para calibração inicial do equipamento. Os graus de inclinação padronizados para obtenção dos dados foram a 5°, 10°, 15°, 20°, 25° e aumentos a cada 1° após o marco de 25° de inclinação da rampa, sendo anotado também o ângulo da ruptura.

Foram feitas leituras dos deslocamentos e cargas nas interfaces para as cada inclinação estabelecida previamente, procedimento controlado por leituras diretas no medidor magnético de inclinação acoplado à rampa, e controle indireto por leituras em régua de madeira.

O final do ensaio foi verificado com a ruptura da interface solo/geossintético, marcado pelo deslizamento completo da caixa ao longo da rampa. Verificada a ruptura, foram feitas leituras da carga e inclinação da rampa na ruptura.

O tempo médio da preparação e duração de cada ensaio foi de 3horas e 30minutos, sendo o tempo de cinco minutos o valor estabelecido para estabilização das leituras de carga e deslocamentos, em atendimentos a recomendações de pesquisas anteriores similares.

3.3.2 DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO

Na pesquisa foi utilizado o equipamento de plano inclinado de grandes dimensões disponível no Laboratório de Geotecnia da UnB (Figura 3.6).

Os ensaios com tal equipamento possibilitaram a determinação das cargas de tração mobilizadas nas interfaces através de célula de carga fixada a esses por garra metálica.

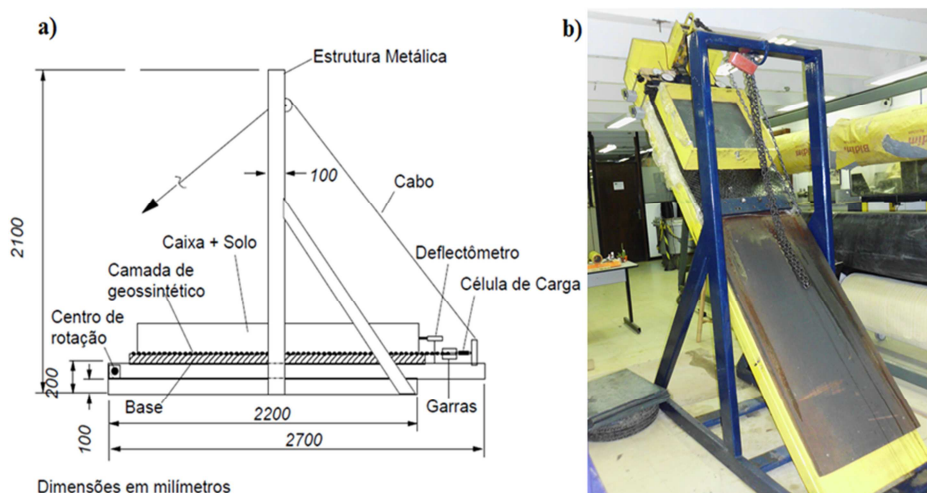


Figura 3.6 - Equipamento de plano inclinado utilizado na pesquisa: (a) componentes do equipamento (modificado - Viana, 2003); (b) aspecto geral.

Para a instrumentação, utilizou-se uma célula de carga da marca KRATOS, modelo KM, capacidade nominal de 20kN e precisão de 5N. Os dois deflectômetros mecânicos utilizados para a medição do deslizamento da caixa foram da marca MITUTOYO, com precisão de 0,01mm e cursos de 8cm, e para medição do deslocamento da garra foi utilizado um deflectômetro analógico da marca DIGIMESS, com precisão de 0,01mm e curso de 5cm.

Visando obtenção da envoltória de ruptura da interface, o ensaio foi conduzido com aplicação de três níveis de tensões confinantes (1,2; 3,2 e 7,2kPa), utilizando-se combinações de pranchas metálicas na promoção de baixos níveis de carregamentos, tendo em vista a simulação do ocorrente em obras de aterros sanitários.

A utilização da combinação de pranchas metálicas adotada resultou em tensões normais iniciais um pouco maiores que os níveis de carregamento propostos, o que pode ser explicado, principalmente pelo efeito promovido pelo peso da caixa de confinamento (5kg), somado o valor de 0,2kPa ao valor final da parcela de tensão normal aplicada por cada prancha metálica na camada de solo com espessura de 5cm (Tabela 3.4).

Tabela 3.4 - Detalhamento dos conjuntos de placas metálicas empregados para promoção dos níveis de carregamento necessários a avaliação da resistência de interface.

Altura (cm)	Massa (kg)	σ (kPa)
2	30	1,2
6	80	3,2
14	180	7,2

Para fixação das amostras de geomembranas foi utilizado um sistema garras metálicas bipartido, com ranhuras internas (em ambas as partes) e um conjunto de parafusos. As

amostras de geomembranas foram perfuradas de maneira padronizada, com equipamento específico, para evitar ocorrência de trechos com rasgos preferenciais à ruptura nas amostras.

Cantoneiras de madeira foram instaladas para o alinhamento da altura da garra com os demais componentes do sistema (amostras de geossintético, base da rampa, garra e célula de carga).

As cantoneiras de madeira foram apoiadas sobre roletes de aço (seis unidades, com 1mm de diâmetro e 6mm de comprimento cada) lubrificadas com óleo automotivo para viabilizar o livre deslocamento da garra, minimizando o atrito existente entre a garra e a base da rampa e contribuindo para leituras mais corretas da célula de carga durante a execução dos ensaios.

3.3.3 ENSAIOS DE CALIBRAÇÃO

Visando avaliar a calibração e a confiabilidade dos resultados a serem obtidos, a campanha experimental para plano inclinado foi iniciada com uma série preliminar para aferir a produtividade dos ensaios.

Tais ensaios visaram verificar a acurácia dos valores fornecidos pelo equipamento (ensaios de repetitividade) e avaliar a viabilidade de reuso de uma mesma interface (ensaio de reuso).

3.3.3.1 ENSAIOS DE REPETITIVIDADE

Para avaliar a repetitividade dos resultados fornecidos pelo equipamento, escolheu-se a geomembrana de PVC lisa e amostras de solo em saturação de 5%, e foram ensaiados 9 amostras de interface submetidas à tensão confinante de 1kPa. A Figura 3.7 apresenta resultados dos ensaios de repetitividade.

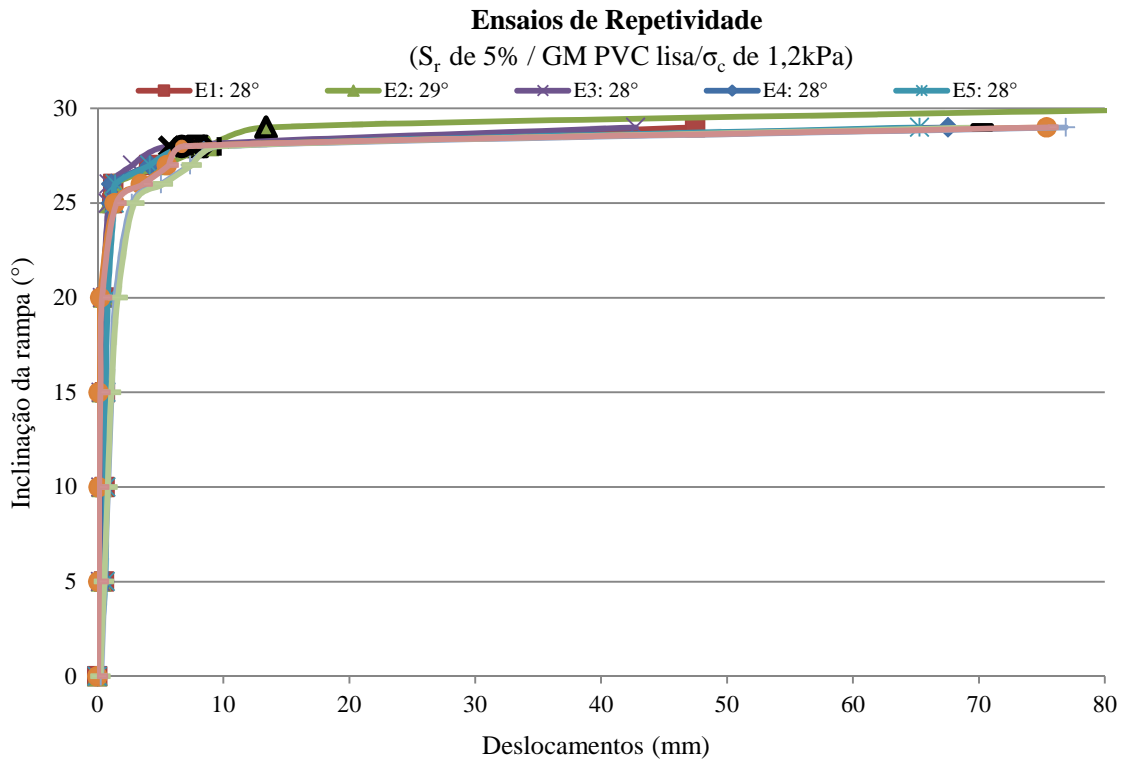


Figura 3.7 - Representação dos ensaios de repetitividade para calibração do equipamento de plano inclinado utilizado na pesquisa.

O conjunto de curvas dos ensaios com solo (S_r de 5%) e geomembrana PVC lisa apresenta uma considerável variação quanto ao deslocamento máximo, porém verificou-se repetitividade do ângulo de inclinação da ruptura, corroborando com a tendência verificada por Aguiar (2003), em estudo semelhante. É provável que a diferença de medições de variações dos deslocamentos dos nove ensaios de calibração seja devido à ausência de padronização de pontos iniciais nas leituras dos deflectômetros.

A repetição do valor do ângulo correspondente à ruptura aponta para confiabilidade nos resultados dos ensaios (Tabela 3.5).

Os valores de ângulo de inclinação da rampa na ruptura mantiveram-se praticamente constantes (média de $28,11^\circ$) e os valores de desvio padrão (0,33) e coeficiente de variação (1,19%) foram suficientemente baixos para concluir-se que as informações fornecidas são consistentes ao ponto de comprovar a confiabilidade do equipamento.

Tabela 3.5 - Dados dos ensaios de repetitividade com interfaces entre solo (S_r de 5%) e geomembrana PVC.

Ensaio	Δ Deslocamentos (mm)	Inclinação da rampa (°)	Tensões na ruptura		
			σ	τ	τ/σ
E1	39,56	28	1,02	1,00	0,98
E2	74,03	29	1,01	0,92	0,92
E3	37,06	28	1,02	1,04	1,02
E4	59,10	28	1,02	1,00	0,98
E5	57,85	28	1,02	1,06	1,04
E6	68,67	28	1,02	0,87	0,85
E7	67,24	28	1,02	0,98	0,97
E8	68,67	28	1,02	0,95	0,93
E9	60,68	28	1,02	0,91	0,89
Média (°):		28,11			
Desvio padrão (°):		0,33			
Coefficiente de Variação (%):		1,19			
Valor Dominante (°):		28,00			

3.3.3.2 ENSAIOS DE REUSO

Com tais ensaios, buscou-se reutilização de amostra de geomembrana nos ensaios de rampa, reduzindo o tempo gasto com a troca das amostras no número de ensaios necessários à determinação de cada envoltória de resistência. Com os resultados, notou-se que ao invés de três trocas, apenas uma era necessária, por motivo da constatação de ausência de interferências significativas à mobilização da resistência para as condições de reuso.

Nesse intuito, foram escolhidas interfaces com geomembranas de PVC lisa, condição mais crítica devido a maior suscetibilidade desse material aos deslocamentos, por serem materiais mais extensíveis.

São apresentados resultados para três condições iniciais diferenciadas de saturação do solo, para S_r de 15% (Figura 3.8), S_r de 20% (Figura 3.9) e S_r de 25% (Figura 3.10), realizando ensaios em seis condições de interface, totalizando em 18 ensaios de reuso.

As siglas enunciadas nos resultados de reuso e seus significados são: E1: 28° (σ de 1,2 kPa: ângulo de ruptura, respectivamente); E1_R: 28° (σ de 1,2 kPa_Reuso da amostra de geomembrana: ângulo de ruptura, respectivamente); E2: 28° (σ de 3,2 kPa: ângulo de ruptura, respectivamente); E2_R: 28° (σ de 3,2 kPa_Reuso da amostra de geomembrana: ângulo de ruptura, respectivamente); E3: 28° (σ de 7,2 kPa: ângulo de ruptura); E3_R: 28° (σ de 7,2 kPa_Reuso da amostra de geomembrana: ângulo de ruptura, respectivamente).

Segundo verificado nos ensaios de reuso, a ausência de associações de maiores deslocamentos para interfaces com amostras em reuso e a não verificação de redução dos valores de ângulo de inclinação da rampa nas rupturas das amostras reutilizadas apontam para possibilidade de utilização da mesma amostra de geomembrana para até três ensaios.

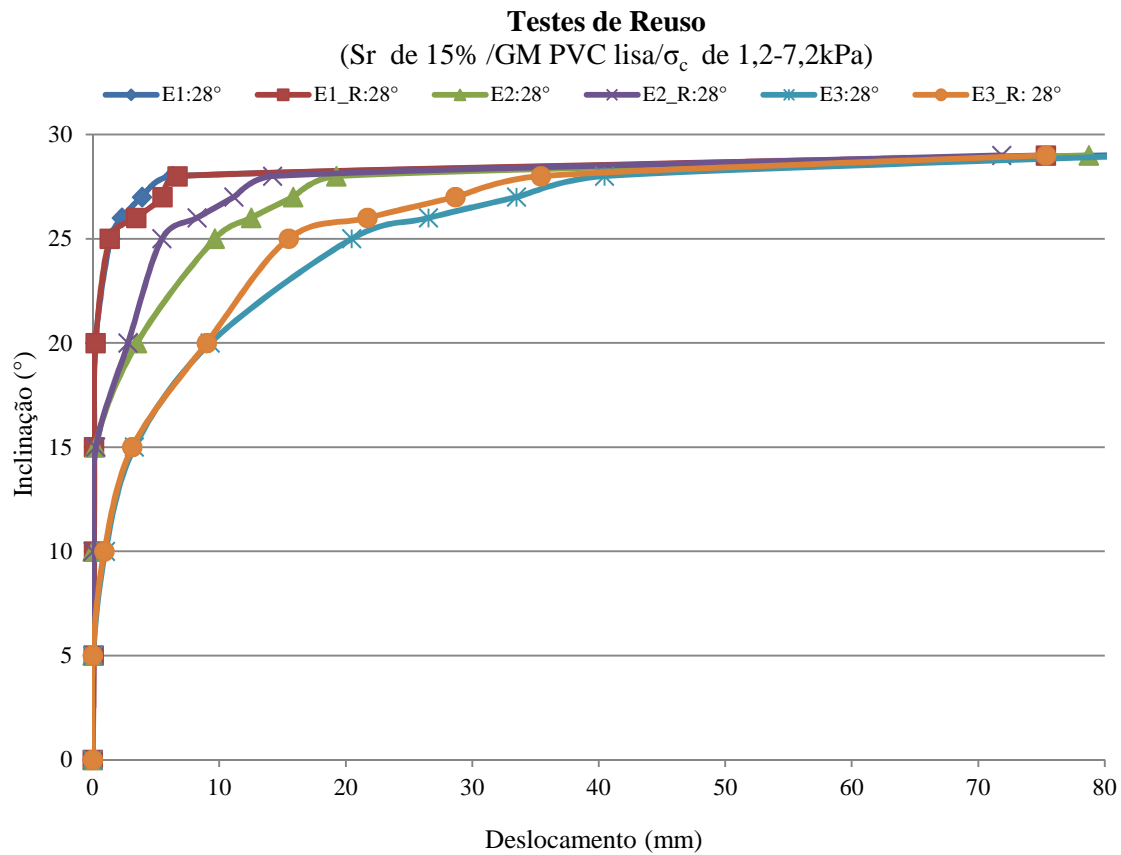


Figura 3.8 - Curvas dos ensaios de reuso para interfaces entre solo (S_r de 15%) e geomembrana de PVC lisa.

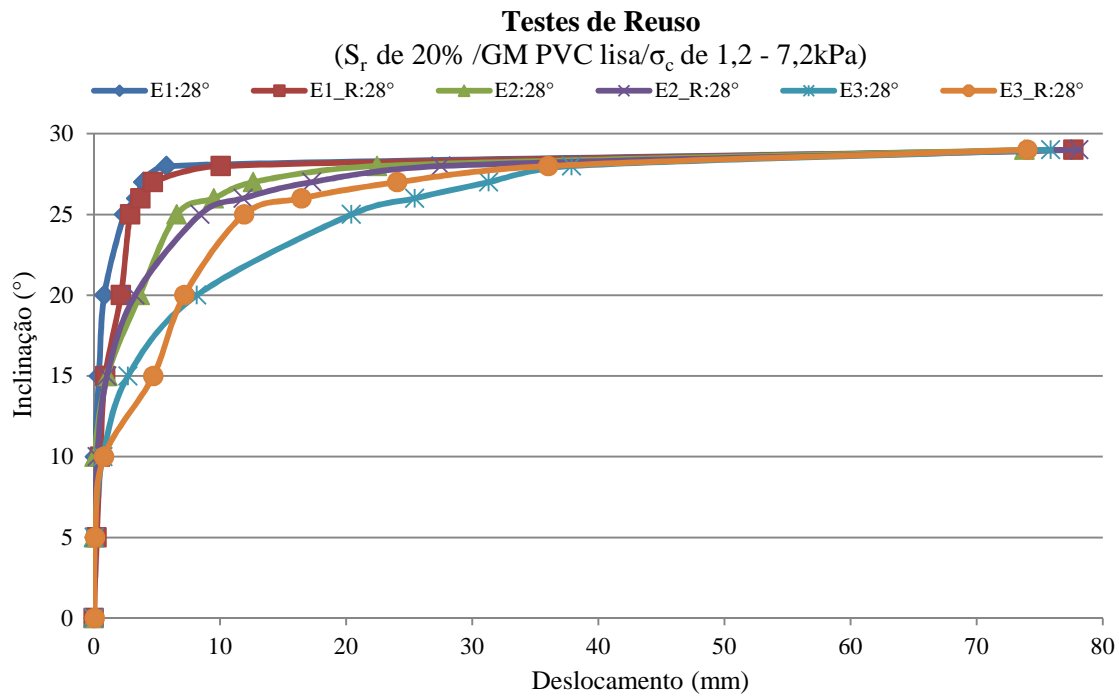


Figura 3.9 - Curvas dos ensaios de reuso para interfaces entre solo (S_r de 20%) e geomembrana de PVC lisa.

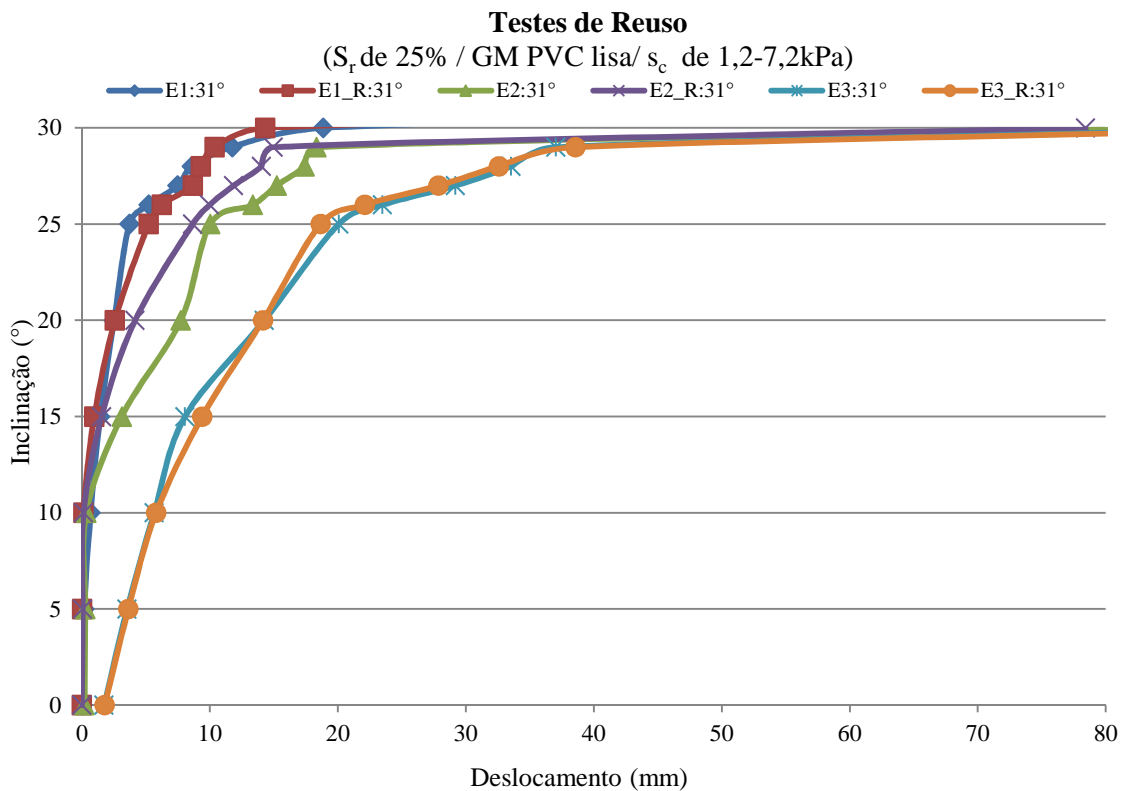


Figura 3.10 - Curvas dos ensaios de reuso para interfaces entre solo (S_r de 25%) e geomembrana de PVC lisa.

3.4 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Na sequência são descritos os procedimentos integrantes do método adotado na realização de ensaios da campanha de cisalhamento direto.

Para possibilitar comparações com resultados dos ensaios de plano inclinado as interfaces ensaiadas por cisalhamento direto foram testadas para os mesmos níveis de saturação de solo estabelecidos nos ensaios de plano inclinado.

Os ensaios de cisalhamento direto testaram interfaces com geomembranas lisas, de PVC e de PEAD, para aproximações de influências do tipo de polímero na mobilização da resistência das interfaces.

3.4.1 METODOLOGIA DO ENSAIO

O procedimento metodológico adotado nos ensaios de cisalhamento direto foi adaptado dos procedimentos laboratoriais convencionais, sendo seguidas também recomendações acadêmicas (Rebelo, 2003; Geroto, 2008; Pimentel, 2008) e normas técnicas internacionais específicas para realização de cisalhamento direto adaptadas aos ensaios envolvendo uso de geossintéticos (ASTM D 6528, ASTM D 3080, ASTM D 6243, ASTM D 5321, ISO 12957-1).

Foram estabelecidas condições de ensaio que representassem o efeito de ancoragem do geossintético, como o caso verificado em sistemas de impermeabilização em aterros sanitários. A base rígida inferior do conjunto da amostra de cisalhamento direto foi impermeabilizada, reduzindo essa componente de atrito, assim como realizado nos ensaios de plano inclinado, na tentativa de que fossem feitas possíveis comparações entre os dados advindos desses ensaios convencionais e os ensaios em plano inclinado.

A Figura 3.11 ilustra os procedimentos empregados na realização dos ensaios de cisalhamento direto adotados na pesquisa.

As etapas de 1 a 6 mencionados na Figura 3.11 explicam os materiais e procedimentos adotados para execução dos ensaios de cisalhamento direto. A etapa 1 (a, b) elucida a inserção de teores padronizados de água destilada e homogeneização manual das amostras de solo. A etapa 2a mostra a lubrificação (duplas camadas alternadas de óleo lubrificante automotivo e plástico filme de PVC) da base rígida da célula de cisalhamento, sobre a qual foi montada a interface para ensaio. A etapa 2b apresenta a célula de cisalhamento utilizada com área de 10cm^2 . As etapas 3 e 4 representam, respectivamente, células de cisalhamento com inserções de geomembrana de PEAD lisa e de PVC lisa. Foram utilizadas amostras de geomembranas

(16cm de comprimento por 11cm de largura) com trechos excedentes para constituição de ancoragem da interface. O confinamento de solo da interface por vibração é ilustrado nas etapas 5 (a, b), sendo cada 50% da massa de solo confinada nas duas cotas (0,5mm de altura cada). A etapa 6 ilustra o aspecto final do conjunto, pronto a ser conduzido à prensa de cisalhamento direto.

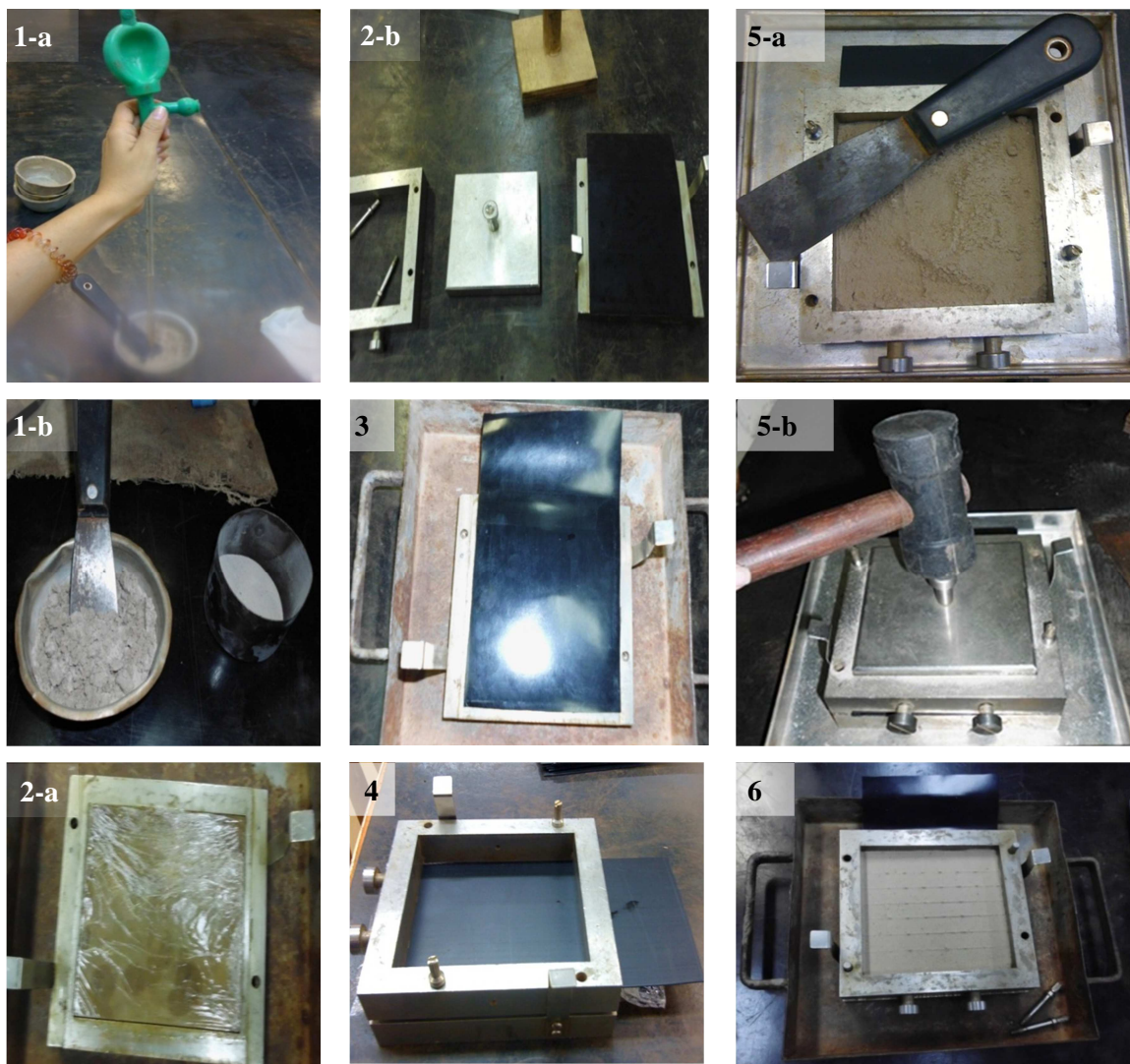


Figura 3.11 - Descrição de etapas, procedimentos e materiais empregados para realização dos ensaios de cisalhamento direto.

3.4.2 DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO

O ensaio foi realizado em uma célula de cisalhamento em seção quadrada (área de 10cm^2), 2cm de altura, utilizando-se prensa mecanizada.

Dentre as modalidades de célula de disponíveis para realização desses ensaios convencionais em prensa mecânica, optou-se pela modalidade de maiores dimensões

disponível, na tentativa de promover melhores condições para simulações da resistência de interface, minimizando os problemas de escala comumente associados a ensaios de cisalhamento direto.

A prensa utilizada foi uma prensa automática da marca Ele International (Figura 3.12), automatizada e calibrada, disponibilizada pelo Laboratório de Geotecnia da UnB.

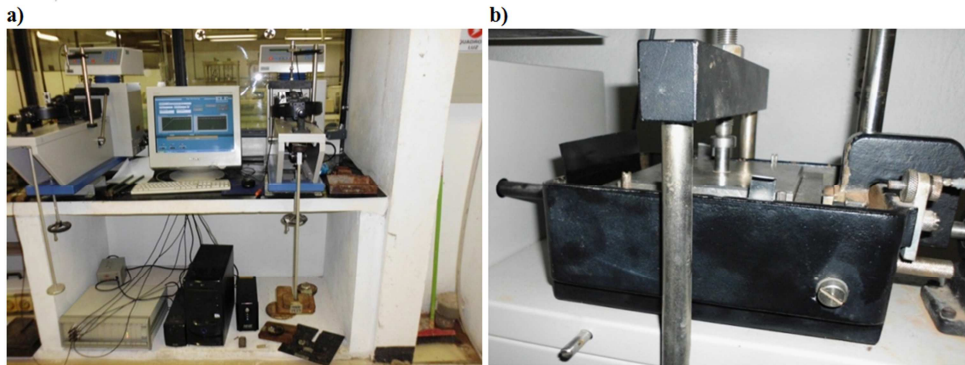


Figura 3.12 - Equipamento utilizado no ensaio: (a) máquina automatizada e sistema computacional de aquisição de dados; (b) prensa e célula de cisalhamento.

Na realização dos ensaios, o corpo de prova era colocado no equipamento de cisalhamento, com uma determinada tensão vertical aplicada e verificados automaticamente os deslocamentos verticais em determinados intervalos de tempo (0, 10, 30s, 1, 2, 4, 8, 15 e 30min) até a sua estabilização, após a fase de adensamento. Após este procedimento, se iniciava o cisalhamento por um período médio aproximado de 1h, com limite para deslocamentos verticais de 8mm. As tensões utilizadas foram de 25, 55 e 150kPa; a uma velocidade de 0,05 mm/min, segundo recomendações de Pimentel (2008), em campanha de ensaios similar a da presente pesquisa.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica do solo componente das diferentes interfaces, os resultados dos ensaios de cisalhamento direto e dos ensaios de plano inclinado. Contém análise específica para as configurações de interfaces simuladas e análises correlacionando os resultados da mobilização da resistência ao cisalhamento obtido para os diferentes ensaios, considerando as variações de graus de saturação e diferenças de polímeros e estruturas dos geossintéticos utilizados.

Na apresentação dos resultados, os oitos níveis de saturação do solo componente das 24 variações de interfaces simuladas serão referenciados pelas siglas: S1 (S_r de 5,5%), S2 (S_r de 10,8%), S3 (S_r de 15,7%), S4 (S_r de 20,3%), S5 (S_r de 26,3%), S6 (S_r de 45,1%), S7 (S_r de 58,4%) e S8 (S_r de 66%). Para as geomembranas serão utilizadas as abreviações: GM PVC L (geomembrana de PVC lisa), GM PEAD L (geomembrana de PEAD lisa) e GM PEAD TEXT (geomembrana de PEAD texturizada).

Os parâmetros importantes à avaliação da mobilização da resistência e aspectos inerentes foram apresentados pelas abreviações: β_{sg} (ângulos de ruptura de cada interface ensaiada), $\Delta\delta h_{m\acute{a}x}$ (máxima variação dos deslocamentos precedentes à ruptura), ΔF (registro da carga absorvida pela geomembrana por unidade de largura) e ϕ_{sg} (ângulo de atrito de interface).

4.1 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Neste item são apresentados os resultados das caracterizações e as classificações realizadas. A Tabela 4.1 apresenta os resultados da caracterização do solo utilizado. A granulometria foi determinada pelo método do granulômetro a laser, sem utilização de ultra som. A Figura 4.1 apresenta a curva granulométrica obtida para o solo avaliado. Verificou-se que a amostra ensaiada sem defloculante está classificada como areia silto argilosa.

Tabela 4.1 - Dados de caracterização geotécnica.

Massa Específica (ρ_s) (kg/m^3)	1.413,98
Υ_d (kN/m^3)	14,14
Υ_s (kN/m^3)	26,3
G_s	2,63
Índice de vazios mínimo ($e_{\text{mín}}$)	0,67
Índice de vazios máximo ($e_{\text{máx}}$)	1,05
I_p utilizado	0,5
Índice de vazios adotado	0,86
Densidade máxima ($d_{\text{máx}}$)	1,58**
Densidade mínima ($d_{\text{mín}}$)	1,28**
Densidade adotada no confinamento de solo inicial	1,43*

*Valor adotado para situação inicial dos ensaios, obtido para I_d de areias mediamente compactadas (DAS, 2011); **Valores de densidades máxima e mínima obtidos, obtidos respectivamente nos ensaios de índice de vazios mínimo e máximo.

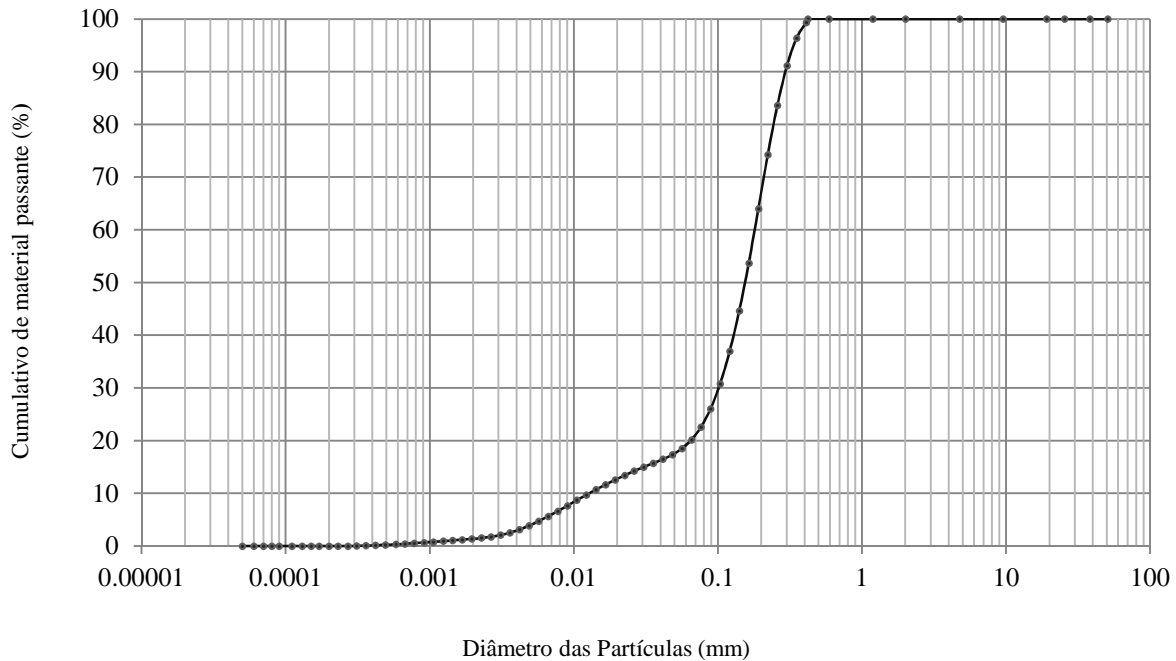


Figura 4.1 - Curva Granulométrica do solo.

4.2 CURVA CARACTERÍSTICA

A Figura 4.2 apresenta curva característica de retenção de água obtida para o solo utilizado na pesquisa. Os resultados se referem à variação da sucção mátrica com relação às variações dos graus de saturação.

Variações de parâmetros como a sucção, segundo as estimativas da curva característica apresentada, podem ser representadas tanto em função da variação dos níveis de umidade dos solos, quanto dos graus de saturação dos mesmos.

Na estimativa da sucção por método de aproximação com base na granulometria do solo utilizado na pesquisa, verificaram-se reduções progressivas dos valores de sucção dados incrementos dos níveis de saturação dos solos das interfaces ensaiadas, sobretudo para graus de saturação superiores a 30%.

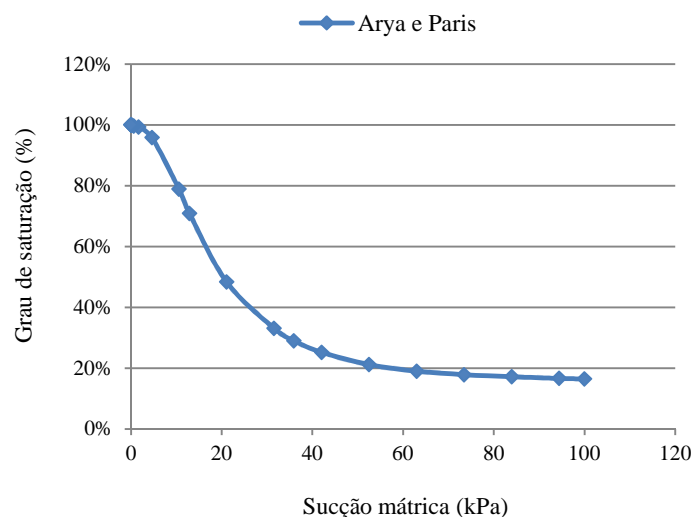


Figura 4.2 - Curva de retenção, obtida por aproximações teóricas, método de Arya e Paris.

A

Tabela 4.2 apresenta dados de alguns índices físicos do solo utilizado na pesquisa. Observa-se que, dada evolução progressiva dos graus de saturação adotada no programa experimental, os aumentos nos níveis de solicitações dos ensaios acarretaram em reduções de índices de vazios das amostras ensaiadas, assim como se verificou reduções nos graus de saturação dos solos da interface a partir dos estágios de graus de saturação dos solos superiores a 45,1% (S6).

Tabela 4.2 - Representação das variações de índices de vazios e graus de saturação das amostras submetidas ao ensaio de rampa.

ID	Condição Inicial (e_i : 0,86)						Condição Posterior ao Adensamento					
	M_t (g):	18.580	G_s :	2,63	H_i (cm):	5	A (cm ²):	2601				
	ΔH (cm)	H_f (cm)	S_r (%) Inicial	W (%)	V (cm ³)	ρ_n (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	e_f	S_r (%) Final			
S1	0,25	4,75	5	1,63	12.354,75	1,50	1,48	0,78	5,51			
S2	0,27	4,73	10	3,27	12.302,73	1,51	1,46	0,80	10,77			
S3	0,28	4,72	15	4,90	12.276,72	1,51	1,44	0,82	15,66			
S4	0,29	4,71	20	6,54	12.250,71	1,52	1,42	0,85	20,30			
S5	0,44	4,56	25	8,17	11.860,56	1,57	1,45	0,82	26,34			
S6	0,44	4,56	50	16,35	11.860,56	1,57	1,35	0,95	45,10			
S7	0,41	4,59	75	24,53	11.938,59	1,56	1,25	1,10	58,41			
S8	0,44	4,57	90	29,53	11.873,57	1,56	1,21	1,18	65,98			

4.3 ENSAIO DE PLANO INCLINADO

São apresentados os principais resultados dos ensaios de plano inclinado, realizados em condições de configurações coincidentes com as configurações de interface em que os ensaios de cisalhamento direto foram realizados.

Plotando-se a evolução dos deslocamentos máximos desenvolvidos preliminarmente à ruptura, a distribuição de cargas absorvidas pelas geomembranas e as envoltórias de ruptura para as interfaces estudadas na pesquisa, foram verificadas diferentes respostas quanto à mobilização da resistência.

Conjuntamente à apresentação dos resultados são feitas correlações entre diferentes comportamentos verificados, estruturas e polímero utilizados, bem como condições de saturação do solo das interfaces.

4.3.1 INTERFACES DE SOLO/GEOMEMBRANA DE PVC LISA

Para interface de geomembrana de PVC lisa e solo a 5,5% de grau de saturação é apresentada a evolução dos deslocamentos (Figura 4.3), cargas absorvidas pela geomembrana (Figura 4.4) e envoltória de resistência (Figura 4.5).

A evolução progressiva dos valores de deslocamentos horizontais antecedentes à ruptura começa a ocorrer a partir da inclinação de 10°, nível de inclinação em que as solicitações na geomembrana também são incrementadas até o momento da ruptura.

Com a evolução progressiva das taxas de deslocamentos e das solicitações registradas observou-se tendência a afastamento entre as curvas para os três níveis de tensão confinantes testados. Segundo o observado, os maiores valores de deslocamentos e absorção de cargas estão associados aos maiores carregamentos confinantes.

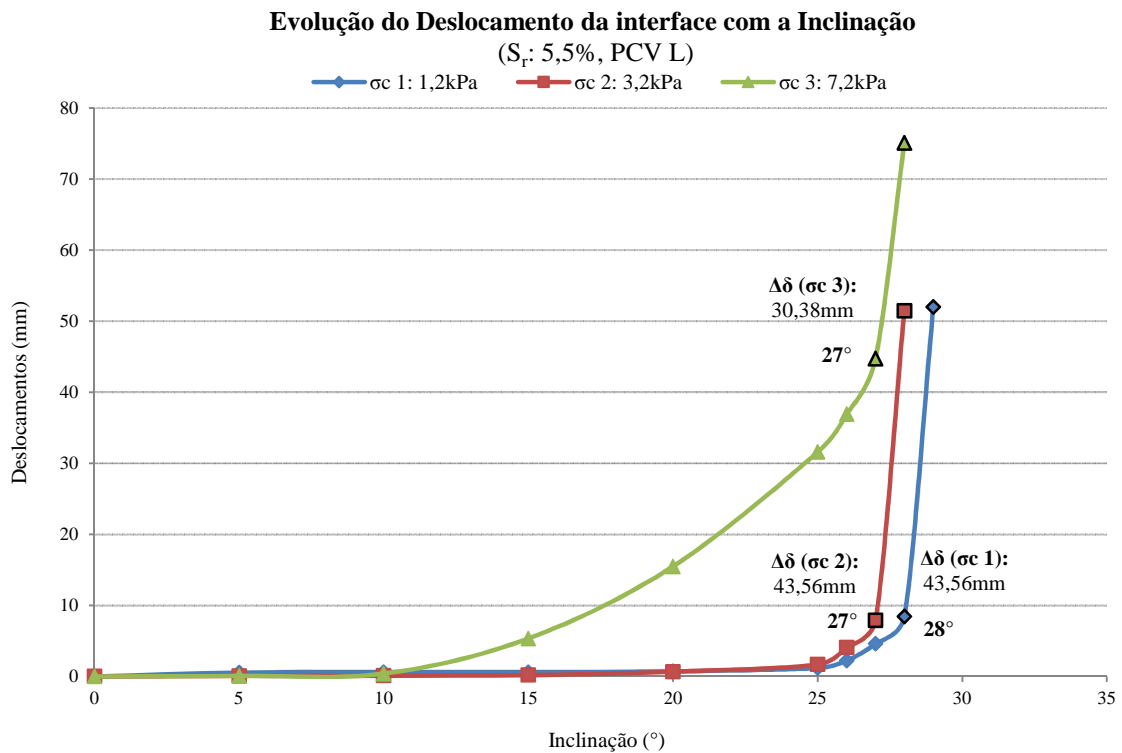


Figura 4.3 - Evolução dos deslocamentos da interface (GM PVC L/Solo com S_r de 5,5%).

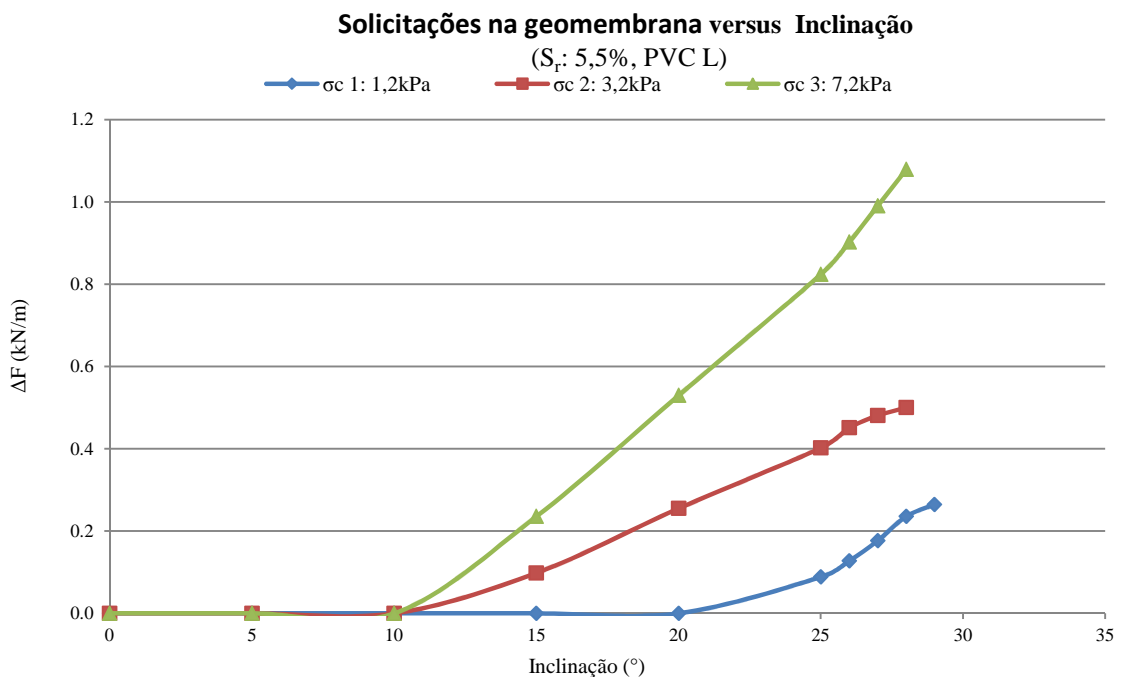


Figura 4.4 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (GM PVC L/Solo S_r de 5,5%).

Envoltória de Ruptura
(GM PVC L/SOLO S_r 5,5%)

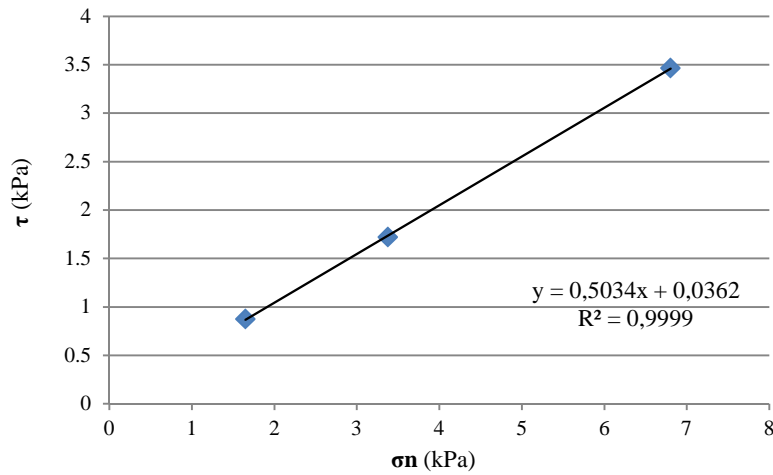


Figura 4.5 - Envoltória de ruptura da interface (GM PVC L/Solo S_r de 5,5%). $\phi_{sg} = 29^\circ$, $\alpha = 0$.

Na Figura 4.6; Figura 4.7 e Figura 4.8, respectivamente, são exibidas a evolução de deslocamentos, absorção de carga pela geomembrana e envoltória de resistência para interfaces com PVC lisa e solo com S_r de 10%. As curvas apresentaram comportamentos similares aos obtidos na configuração anterior. Assim, essa faixa de valores de graus de saturação não distingue em muito do verificado nos resultados anteriores.

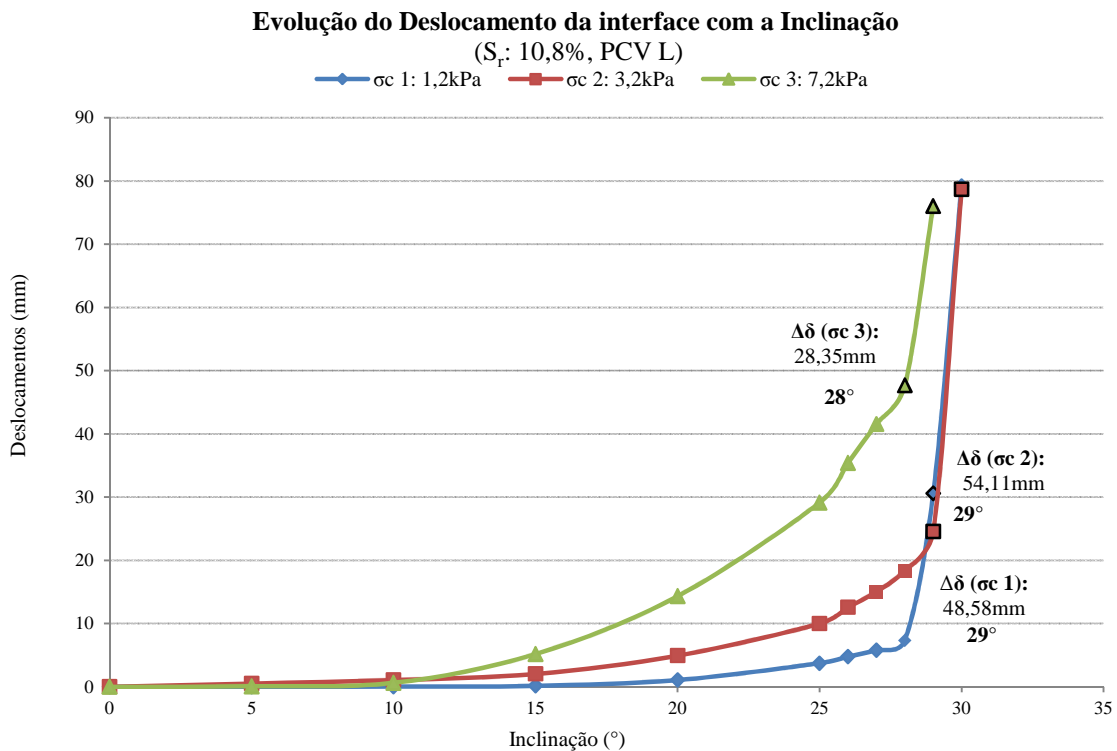


Figura 4.6 - Evolução dos deslocamentos da interface (GM PVC L/Solo S_r de 10,8%).

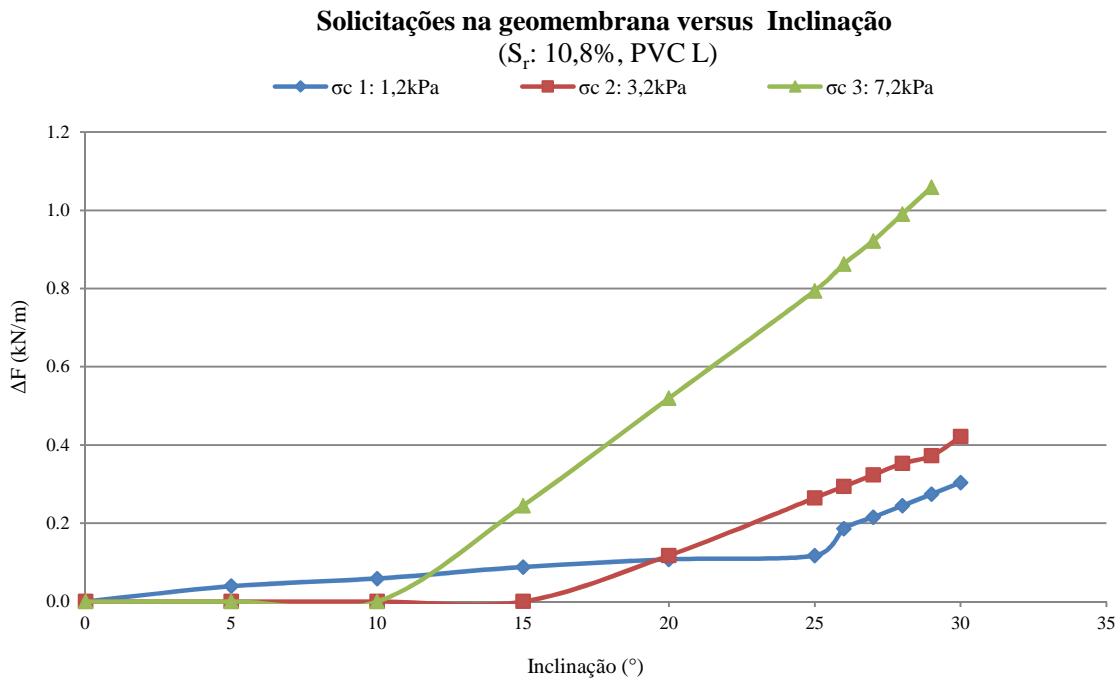


Figura 4.7 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (GM PVC L/Solo S_r de 10,8%).

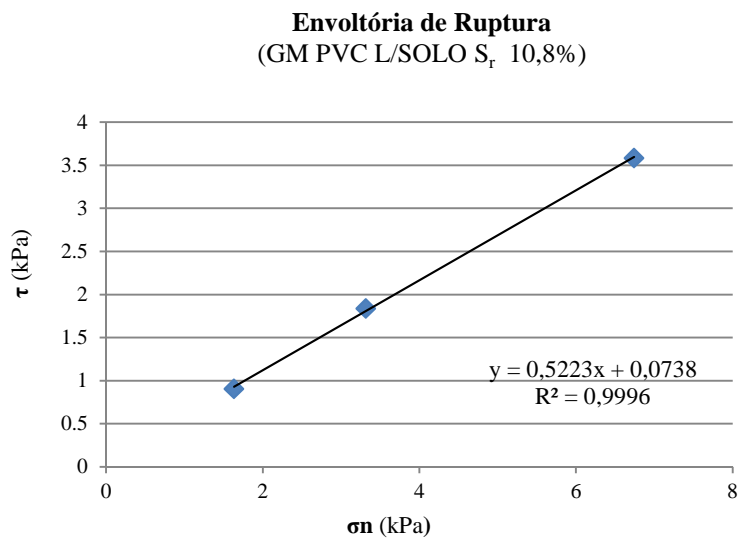


Figura 4.8 - Envoltória de ruptura da interface (GM PVC L/Solo S_r de 10,8%). $\phi_{sg} = 30^\circ$, $\alpha = 0,1$.

Verificando os valores de deslocamentos horizontais antecedentes à ruptura e solicitações na geomembrana constataram-se incrementos progressivos até o momento da ruptura. As maiores taxas desses incrementos ocorrem após a inclinação da rampa em 10° . Com a evolução progressiva das taxas de deslocamentos e das solicitações, verificou-se tendência de afastamento entre as curvas de diferentes níveis de carregamentos confinantes. O acréscimo do grau de saturação inicial do solo em aproximadamente 5% resultou em aumento de 1° no ângulo de atrito da interface.

Os arranjos de interfaces com geomembrana de PVC lisa e solo com grau de saturação de 15,7% apresentaram semelhanças de comportamentos de evolução de deslocamentos (Figura 4.9), absorção de cargas pela geomembrana (Figura 4.10) e envoltória de resistência (Figura 4.11) aos verificados para configuração anterior (S_r final de 10,8%).

Como observado, de forma similar ao verificado na configuração anterior do ensaio, as curvas de evolução de deslocamentos horizontais antecedentes à ruptura e solicitações nas geomembranas apresentam aumentos progressivos das taxas medidas a partir das inclinações da rampa maiores e iguais a 10° . Novamente, com a evolução progressiva dos valores de solicitações totais na interface, verificou-se tendência de afastamento entre as curvas de diferentes níveis de carregamentos confinantes.

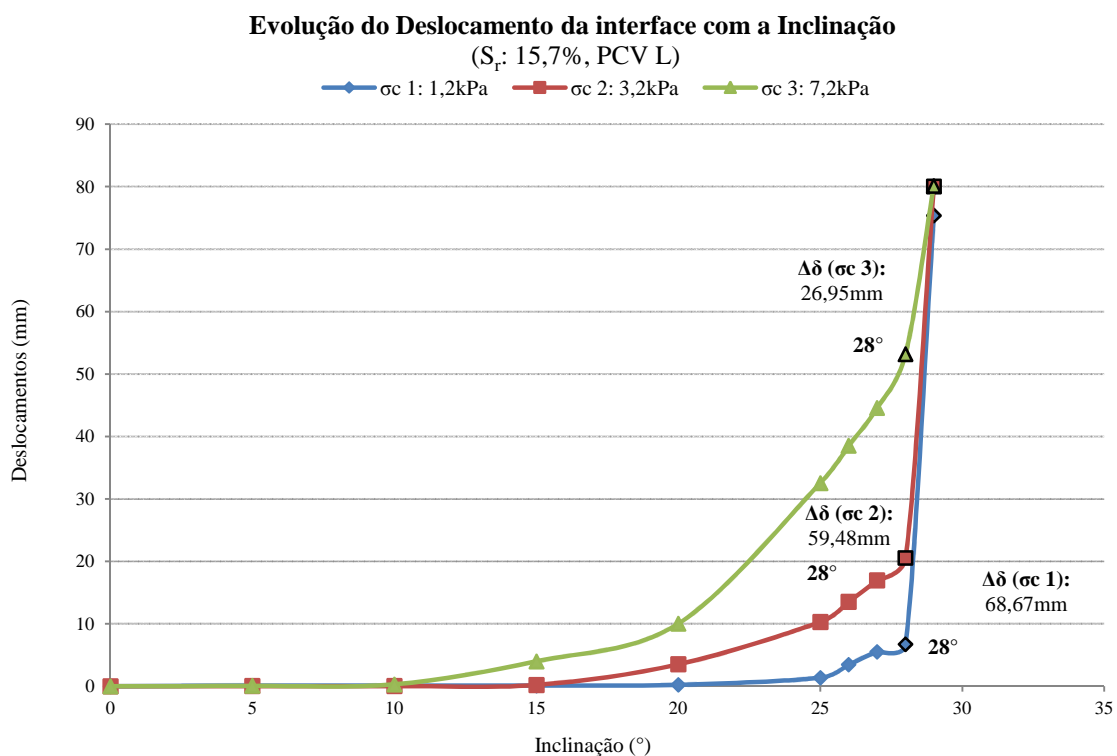


Figura 4.9 - Evolução dos deslocamentos da interface (GM PVC L/Solo S_r de 15,7%).

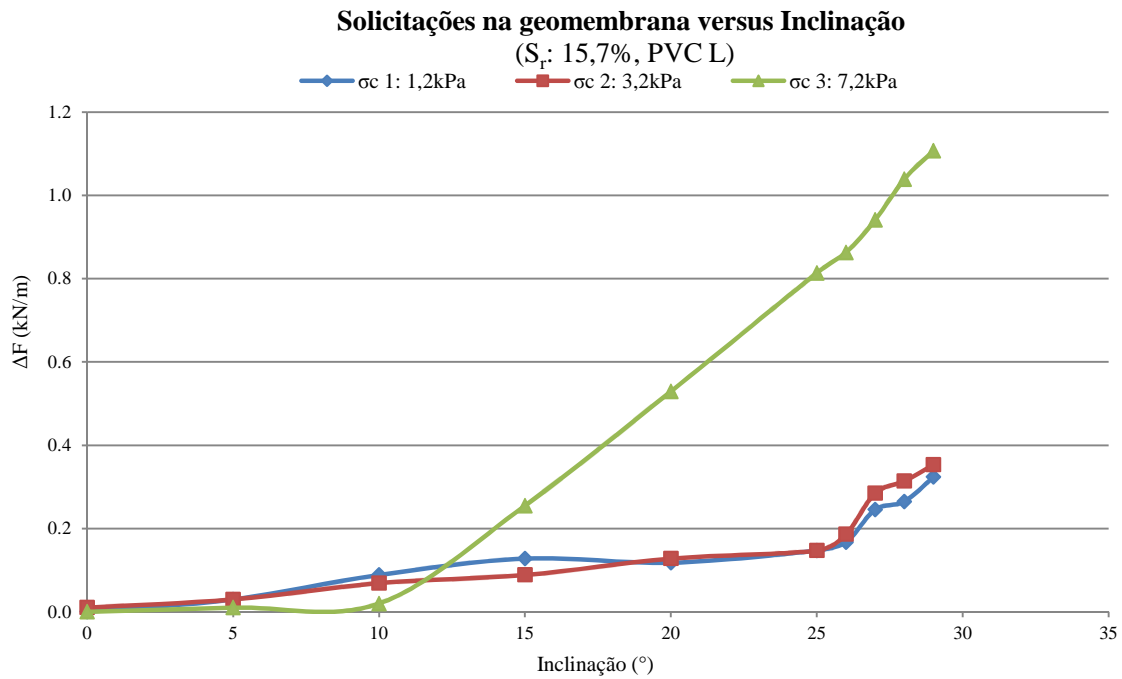


Figura 4.10 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (GM PVC L/Solo S_r de 15,7%).

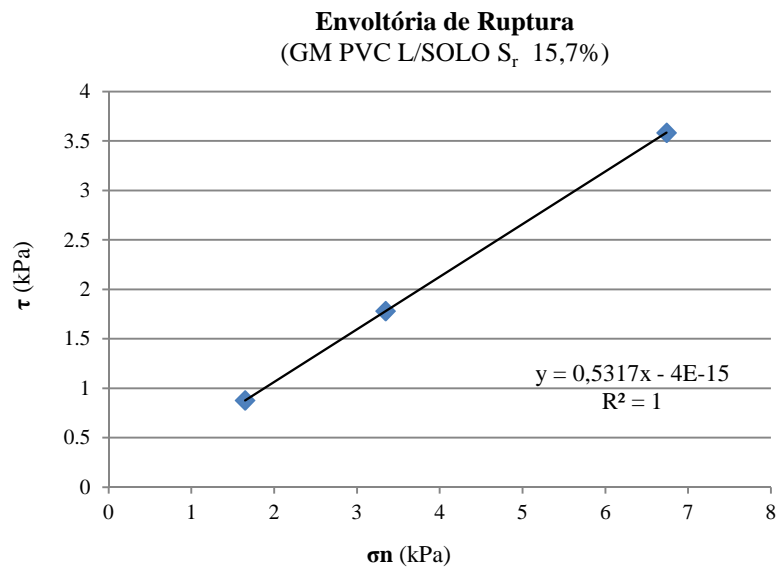


Figura 4.11 - Envoltória de ruptura da interface (GM PVC L/Solo S_r de 15,7%). $\phi_{sg} = 30^\circ$, $\alpha = 0$.

As curvas de evolução de deslocamentos horizontais antecedentes à ruptura e das solicitações nas geomembranas apresentam aumentos progressivos das taxas medidas para as inclinações da rampa superiores a 10° .

Com a evolução progressiva dos valores de solicitações totais na interface verificou-se tendência de afastamento entre as curvas de diferentes níveis de carregamentos confinantes.

Para interface composta por geomembrana de PVC lisa e solo com 20,3% de grau de saturação é apresentada a evolução dos deslocamentos (Figura 4.12), absorção de cargas pelo geossintético (Figura 4.13) e envoltória de resistência (Figura 4.14).

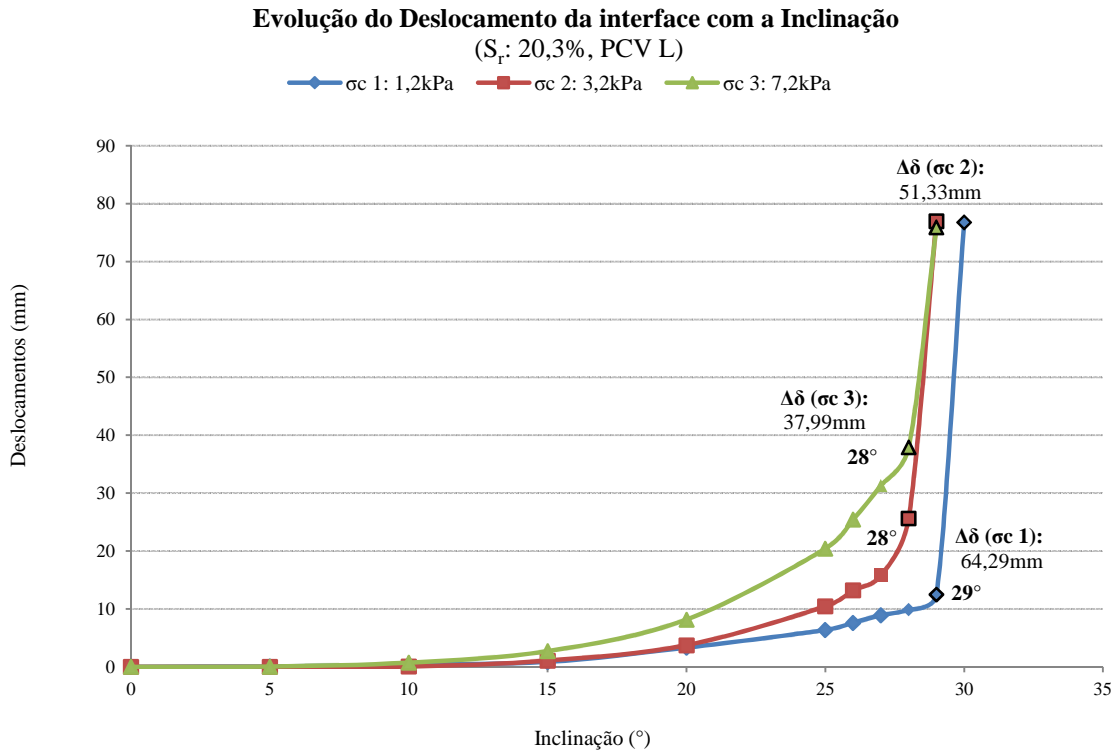


Figura 4.12 - Evolução dos deslocamentos da interface (GM PVC L/Solo S_r de 20,3%).

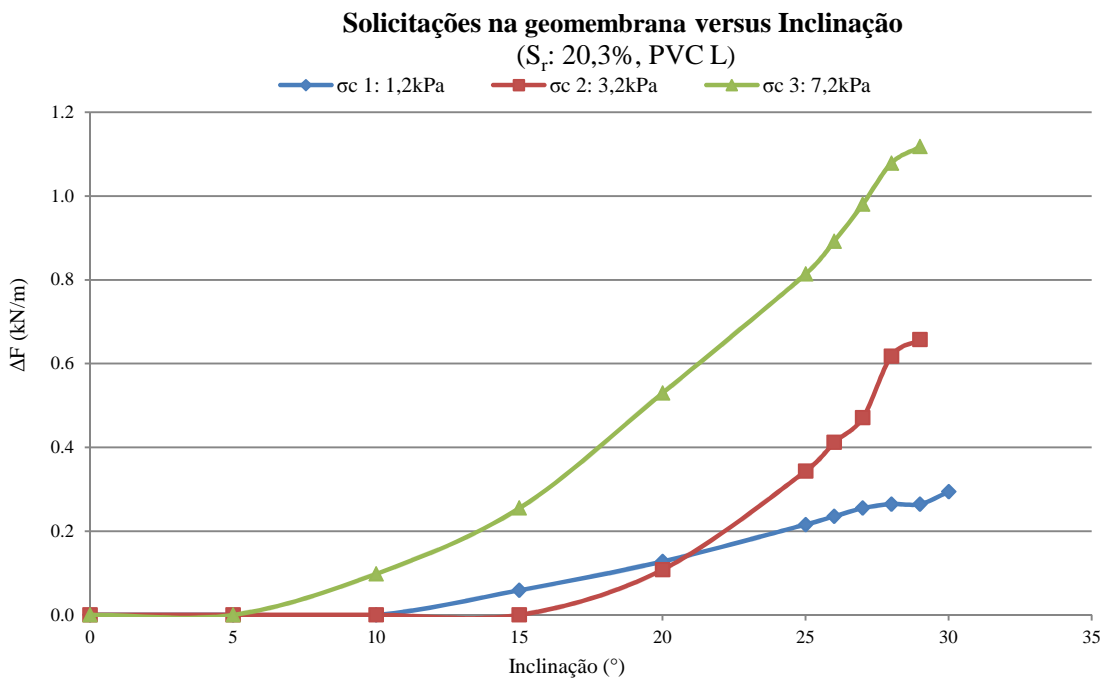


Figura 4.13 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (GM PVC L/Solo S_r de 20,3%).

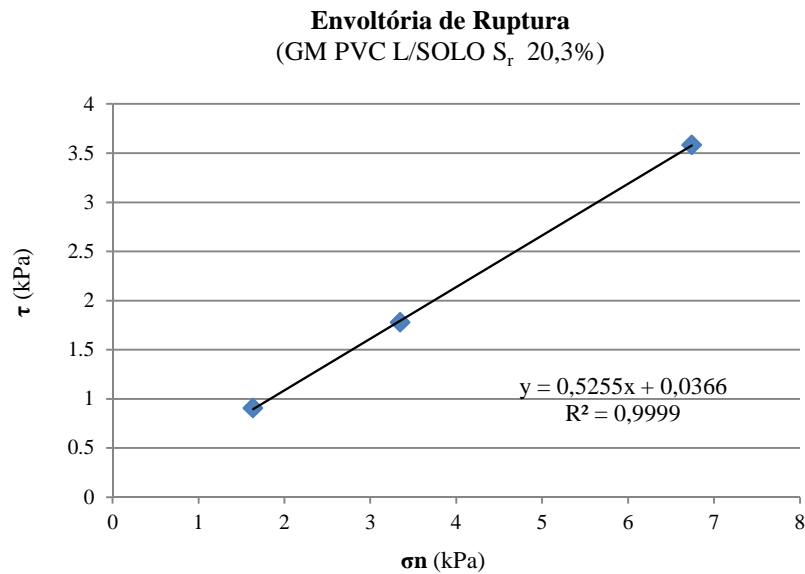


Figura 4.14 - Envoltória de ruptura da interface (GM PVC L/Solo S_r de 20,3%). $\phi_{sg} = 30^\circ$, $\alpha = 0,1$.

Como verificado, na configuração de S_r de 20,3%, as evoluções de variações de deslocamentos preliminares à ruptura (Figura 4.15) e os registros de solicitações nas geomembranas (Figura 4.16) também apresentam pequenos incrementos com o acréscimo inicial de 5% ao grau de saturação. Entretanto, o valor de ângulo de atrito da interface permaneceu constante (Figura 4.17). Os pontos que marcam o início de acréscimos das taxas medidas para curvas de deslocamentos e transferência de carga são os mesmos verificados nas configurações anteriores, localizados na inclinação da rampa de 10° . A tendência de afastamento entre as curvas de diferentes níveis de carregamentos confinantes também se repete. Aparentemente, para o solo estudado, não há diferença de comportamento para a faixa de grau de saturação até 20,3%.

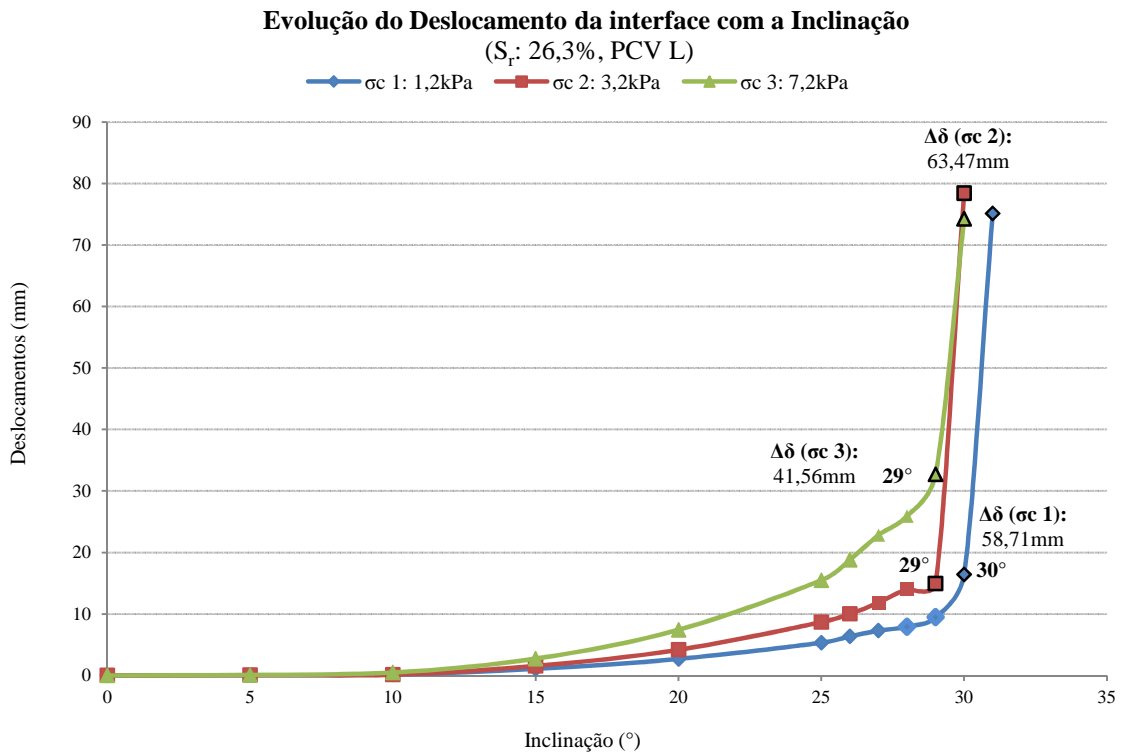


Figura 4.15 - Evolução dos deslocamentos da interface (GM PVC L/Solo S_r de 26,3%).

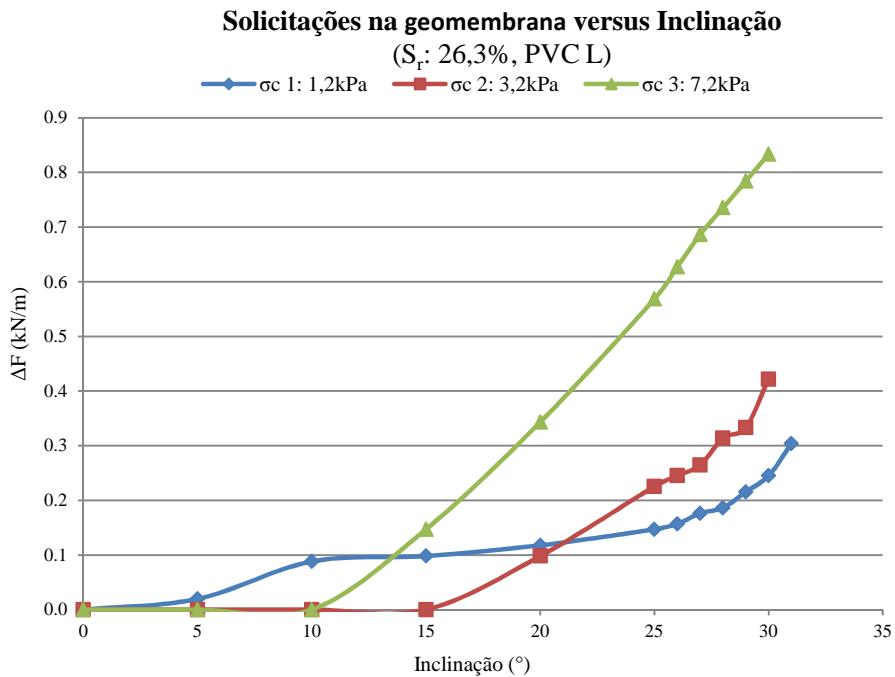


Figura 4.16 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (GM PVC L/Solo S_r de 26,3%).

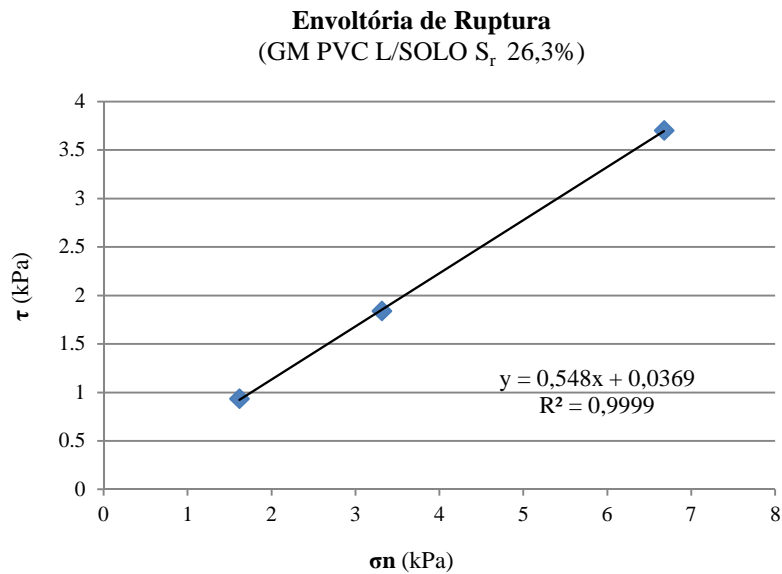


Figura 4.17 - Envoltória de ruptura da interface (GM PVC L/Solo S_r de 26,3%). $\phi_{sg} = 31^\circ$, $\alpha = 0$.

Com a evolução progressiva dos graus de saturação dos solos de interface, para o caso de configuração de interface com grau de saturação final de interface de 45,1%, ao ponto de inclinação da rampa de 15° foram constatados aumentos das taxas de evolução dos deslocamentos (Figura 4.18) e absorção de cargas pela geomembrana (Figura 4.19).

Entre o nível de saturação de interface do arranjo anterior e o do presente arranjo o valor de inclinação da rampa em que se registram aumentos das taxas de deslocamentos e transferência de carga foi modificado de uma condição inicial de inclinação da rampa de 10° para 15° .

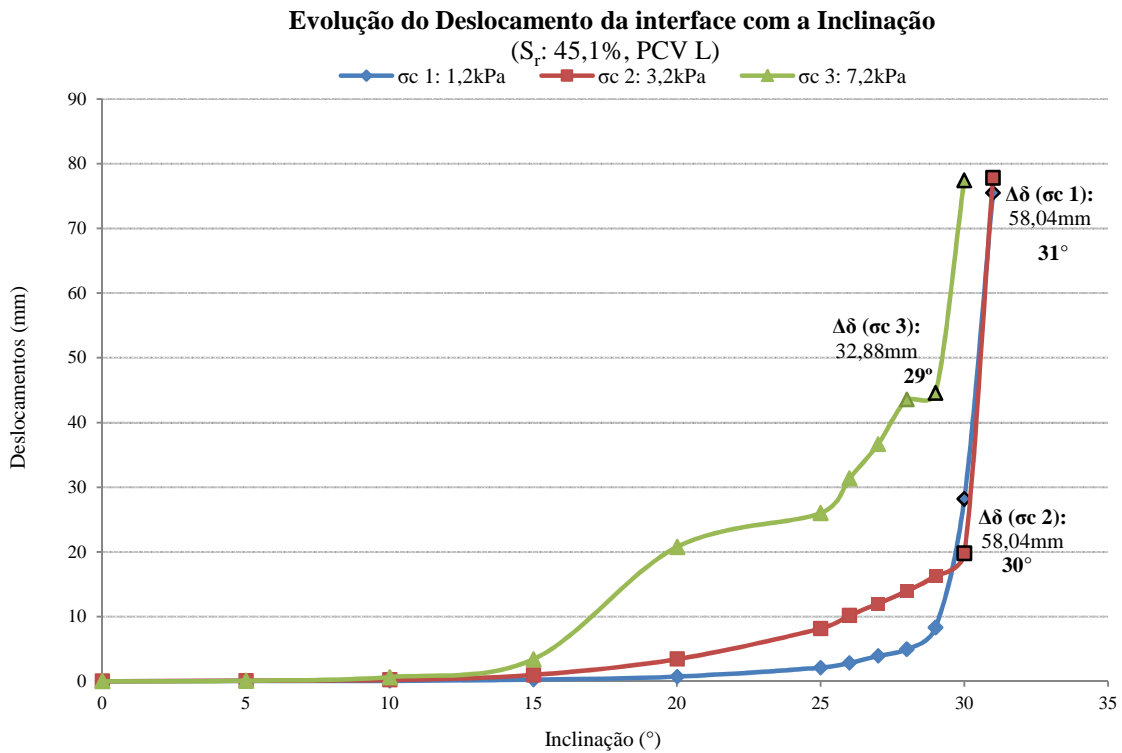


Figura 4.18 - Evolução dos deslocamentos da interface (GM PVC L/Solo S_r de 45,1%).

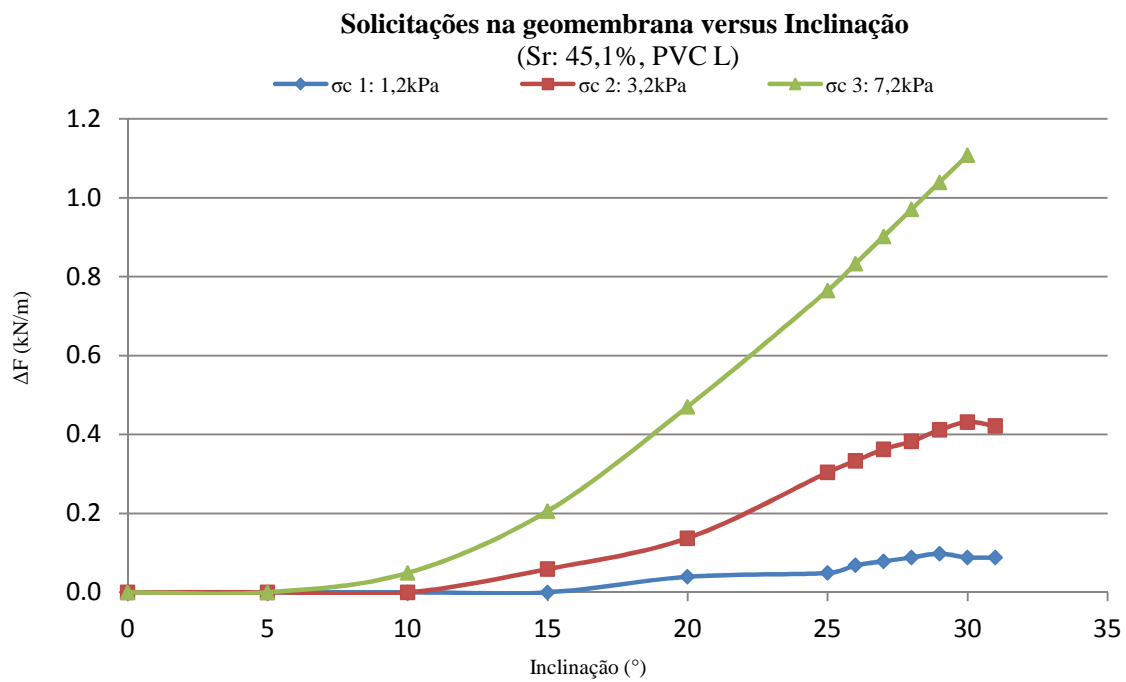


Figura 4.19 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (GM PVC L/Solo S_r de 45,1%).

Observando a envoltória de resistência (Figura 4.20) para interface de PVC L e solo a 45,1% de saturação, não foi verificado incremento no valor de ângulo de atrito da interface.

Envoltória de Ruptura
(GM PVC L/SOLO S_r 45,1%)

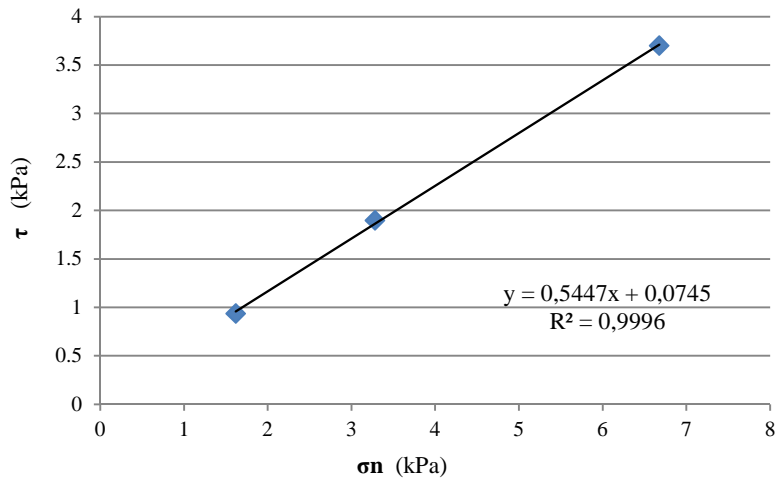


Figura 4.20 - Envoltória de ruptura da interface (GM PVC L/Solo S_r de 45,1%). $\phi_{sg} = 31^\circ$, $\alpha = 0,1$.

Nas interfaces com saturações de 58,4% para solos sobrejacentes os valores de evolução dos deslocamentos (Figura 4.21), e absorção de cargas pela geomembrana (Figura 4.22) foram incrementados, e os pontos de inclinação da rampa de registro dos incrementos progressivos para taxas de deslocamento e absorção de carga continuaram localizados em 15° da rampa.

Evolução do Deslocamento da interface com a Inclinação
(S_r : 58,4%, PVC L)

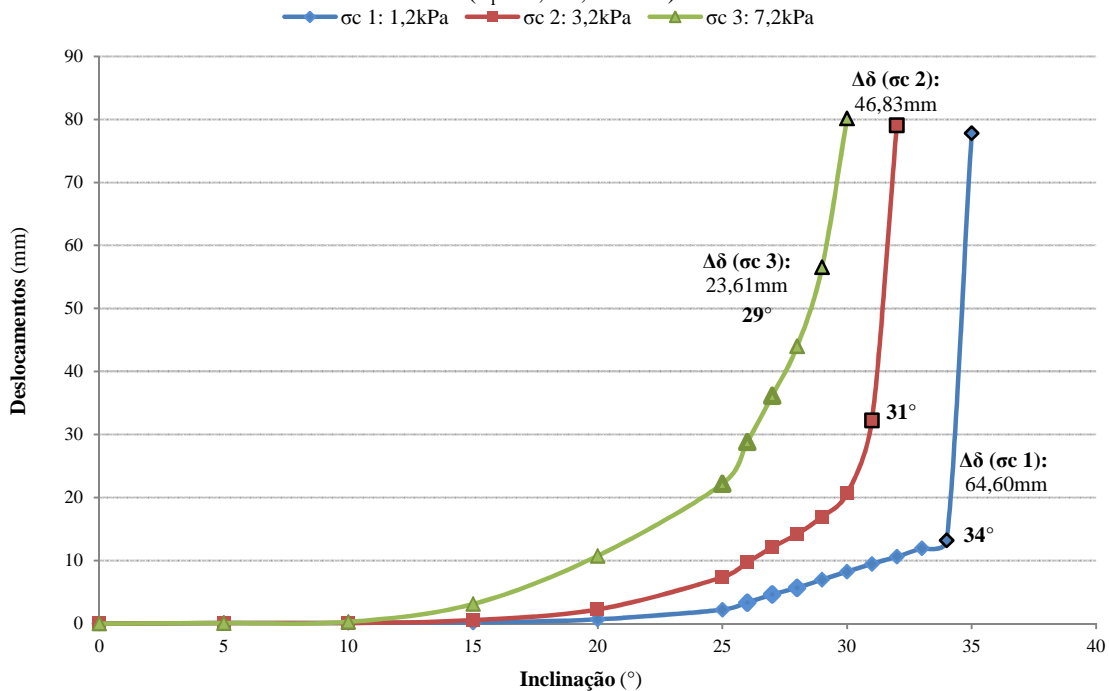


Figura 4.21 - Evolução dos deslocamentos da interface (GM PVC L/Solo S_r de 58,4%).

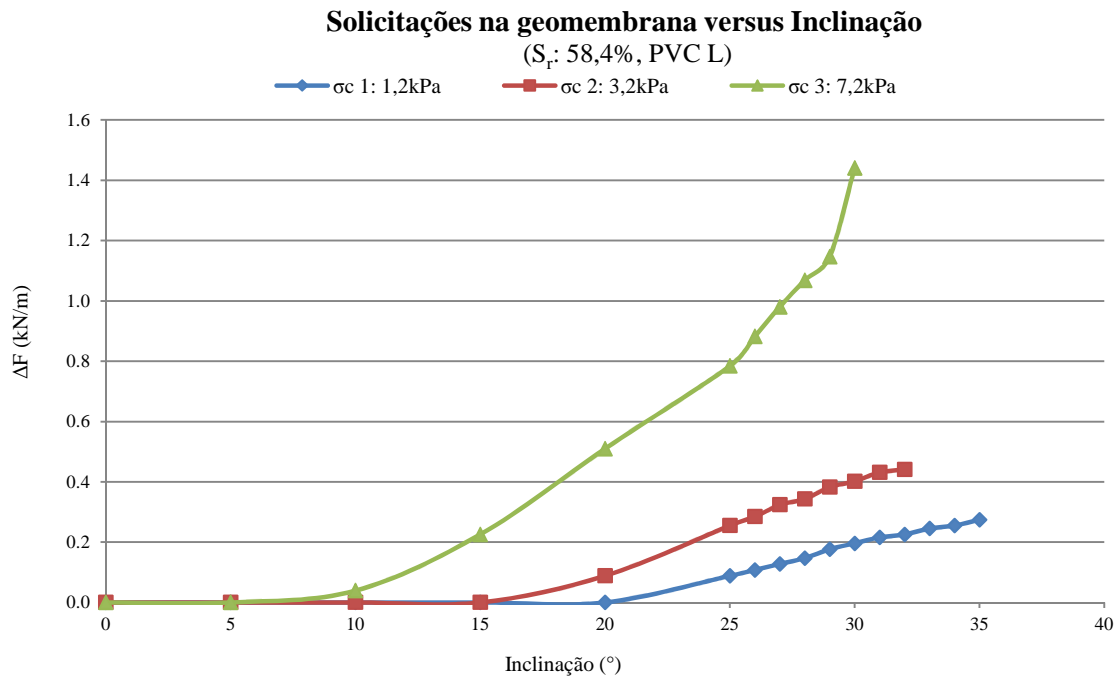


Figura 4.22 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (GM PVC L/Solo S_r de 58,4%).

Apesar da considerável variação de grau de saturação inicial do solo da interface, de 50% para 75%; sendo a variação final para condição real de realização dos ensaios de 45,1% para 58,4%; observando a envoltória de resistência da interface verificou-se decréscimo 1° no valor de ângulo de atrito da interface (Figura 4.23), opondo-se da tendência verificada para arranjos anteriores de incrementos de ângulo de atrito, mesmo que pequenos, com aumentos de graus de saturação dos solos sobrejacentes.

Embora verificada a tendência de redução da resistência do solo com a redução da parcela de sucção dados incrementos nos graus de saturação (Figura 4.2), a ausência variação de resistência frente a aumentos das condições de saturação iniciais de graus de saturação do solo sobrejacentes impostas nos ensaios (de 50 a 75%) pode ser explicada observando o valor final de saturação. Mensurando o grau de saturação final das interfaces, verificou-se que para uma condição inicial de S_r de 50% o valor final de S_r era de 48%, e para uma condição inicial de 75%, o valor de S_r final era de 58,41%. Os mencionados valores retratam pouca variação nos níveis finais de saturação para as referidas condições de interface, o que poderia implicar em pequenas alterações nos parâmetros de resistência.

Segundo resultados dos ensaios para medições nas variações de volume das amostras de ensaios de rampa, a partir de uma condição inicial de nível de saturação de 75%, após o adensamento do solo estudado, promovido pelas placas de confinamento, o grau de saturação

final obtido foi de 58,4%, o que pouco difere a configuração de interface de PVC L e solo sobrejacente com saturação de 50%.

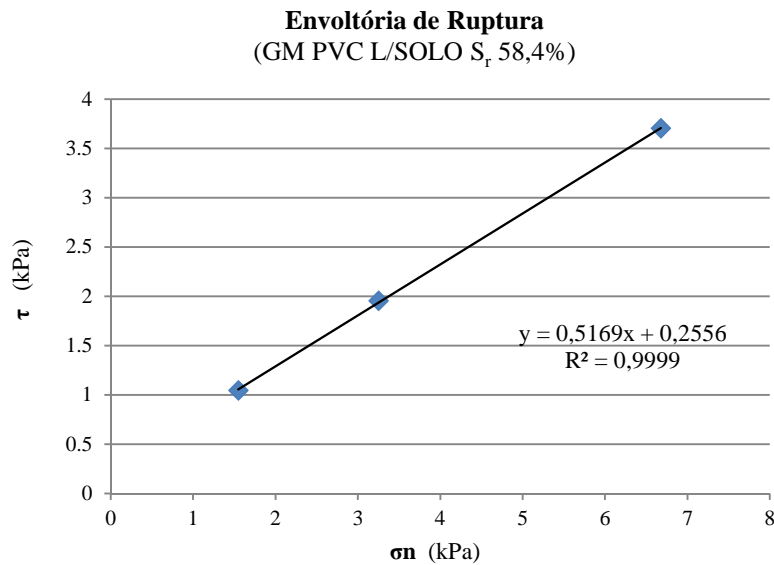


Figura 4.23 - Envoltória de ruptura da interface (GM PVC L/Solo S_r de 58,4%). $\phi_{sg} = 30^\circ$, $\alpha = 0,3$.

Dentre as configurações testadas para geomembranas de PVC, as maiores variações de evolução dos deslocamentos (Figura 4.23) e absorção de cargas pela geomembrana (Figura 4.25) foram verificadas para arranjo com solo em nível de saturação final, posterior ao adensamento, de 66%.

Para interface com solo com grau de saturação final de 66% verificou-se acréscimo de 5° no valor de ângulo de atrito (Figura 4.26), a partir da condição inicial de nível de saturação de solo sobrejacente, de 5,5%.

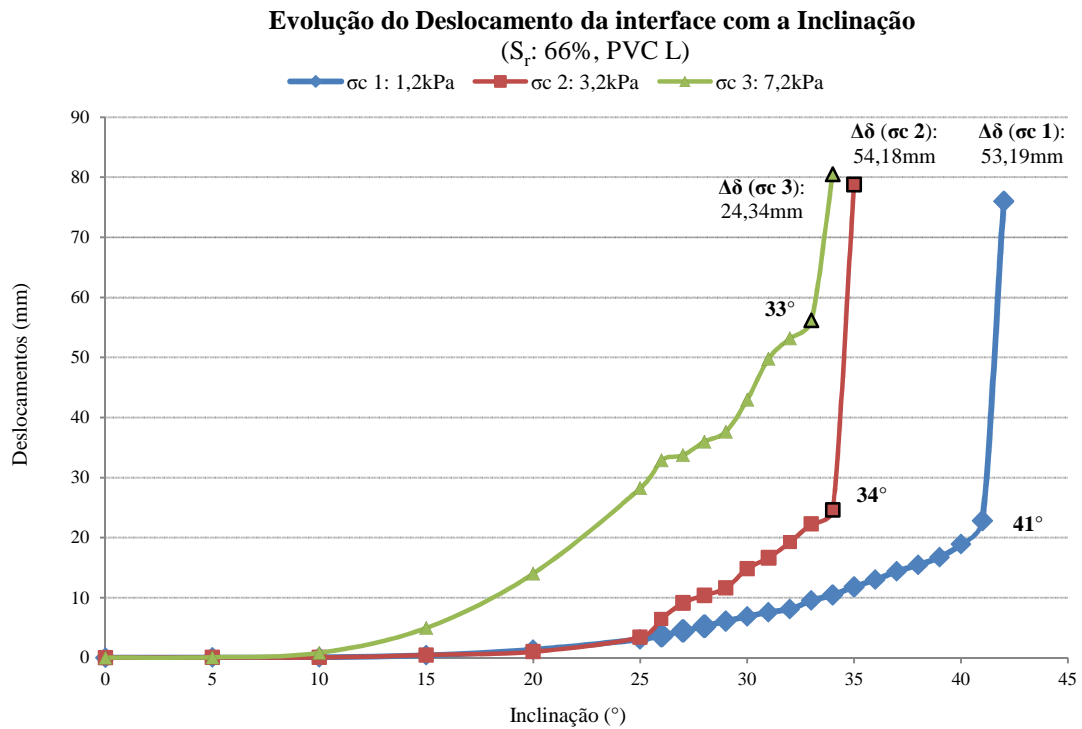


Figura 4.24 - Evolução dos deslocamentos da interface (GM PVC L/Solo S_r de 66%).

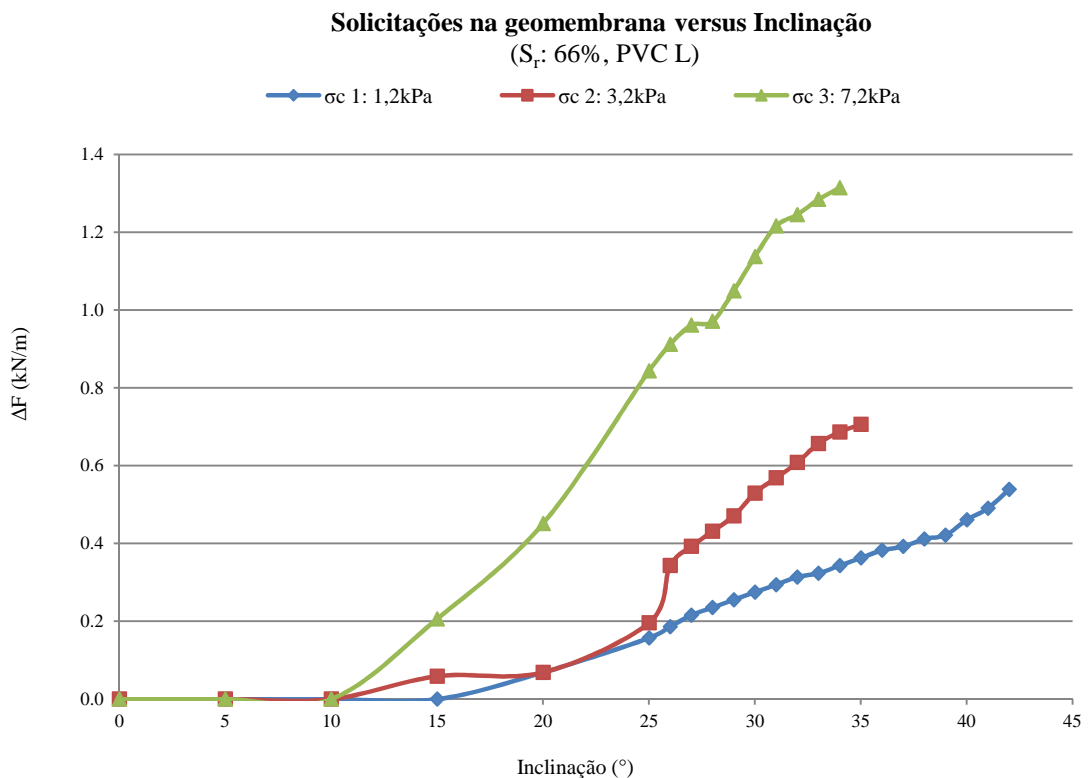


Figura 4.25 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (GM PVC L/Solo S_r de 66%).

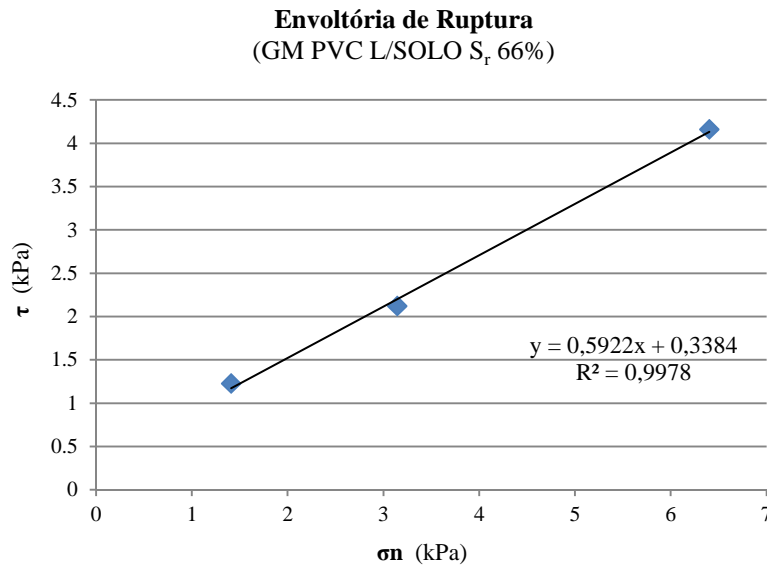


Figura 4.26 - Envoltória de ruptura da interface (GM PVC L/Solo S_r de 66%). $\phi_{sg} = 34^\circ$, $\alpha = 0,3$.

Nos ensaios com PVC L, verificou-se tendência de aumento nos valores de inclinação dos valores de inclinação da rampa para os quais são registrados os maiores valores de deslocamento e cargas, dados aumentos de saturação dos solos sobrejacentes. Tal tendência é provável justificativa aos melhores desempenhos de interfaces de solos mais saturados. As interfaces de solos com graus de saturação variando entre 45,1% e 66% apresentaram em geral aumentos progressivos das taxas registradas (para curvas de evolução de deslocamentos e solicitações) localizados a 15° de inclinação, condição de inclinação da rampa superior aos verificados pelos pontos de inflexão das condições de solos aos menores graus de saturação (entre 5,5 e 26,3%) que foi de 10° .

O pequeno retardamento da localização de inclinações da rampa associadas às ocorrências de aumentos progressivos das taxas de deslocamentos e transferência de cargas, para condições de maiores saturação dos solos das interfaces, pode ser considerado como justificativa aos melhores desempenhos das interfaces nas configurações com solos com maiores graus de saturação.

4.3.2 INTERFACES DE SOLO/GEOMEMBRANA DE PEAD LISA

Nas configurações de ensaios de rampa com geomembrana de PEAD lisa e solo a 5,5% de saturação são apresentadas a evolução dos deslocamentos (Figura 4.27), absorção de cargas pela geomembrana (Figura 4.28) e envoltória de resistência (Figura 4.29).

Como se pode observar, o valor do ângulo de atrito de interface é menor do o valor obtido para configurações com geomembrana de PVC. Isso é devido, provavelmente, ao fato da geomembrana de PVC ser mais extensível e, assim, possuir um mecanismo de ruptura de

interface mais progressiva do que no caso de configurações de interface com geomembrana de PEAD.

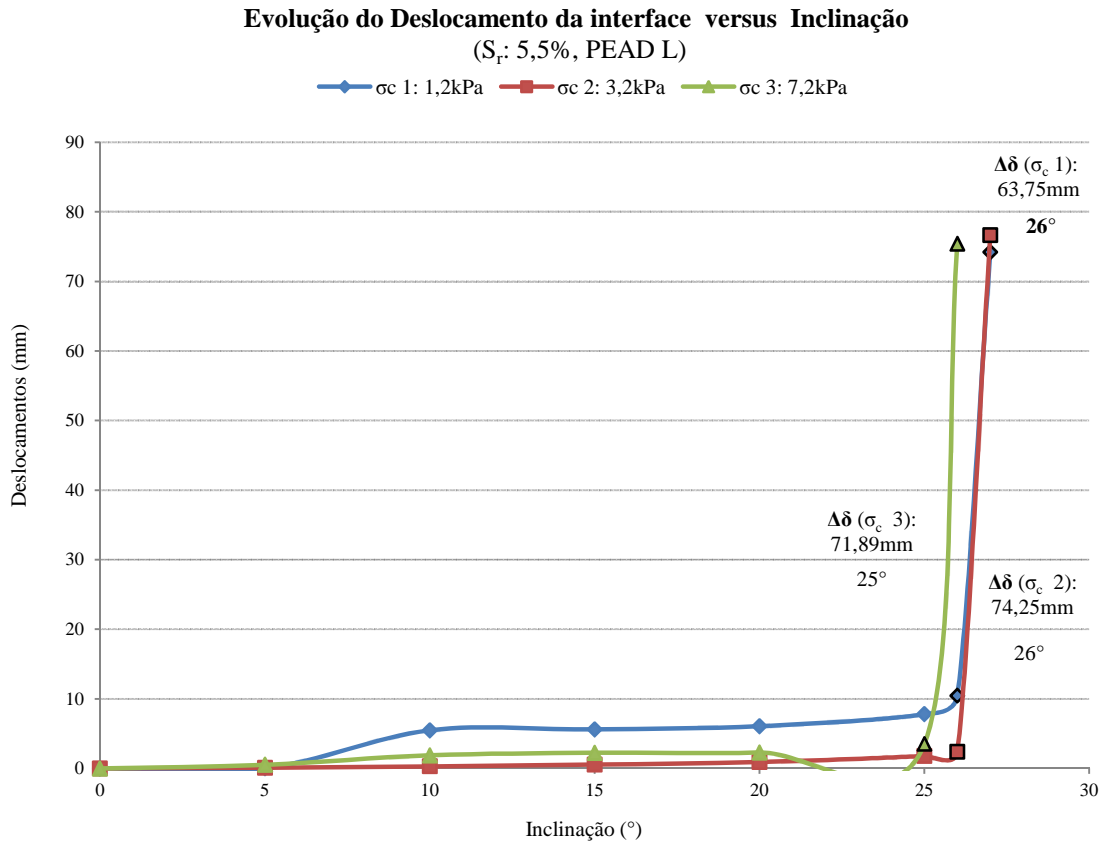


Figura 4.27 - Evolução dos deslocamentos da interface (PEAD L/Solo S_r de 5,5%).

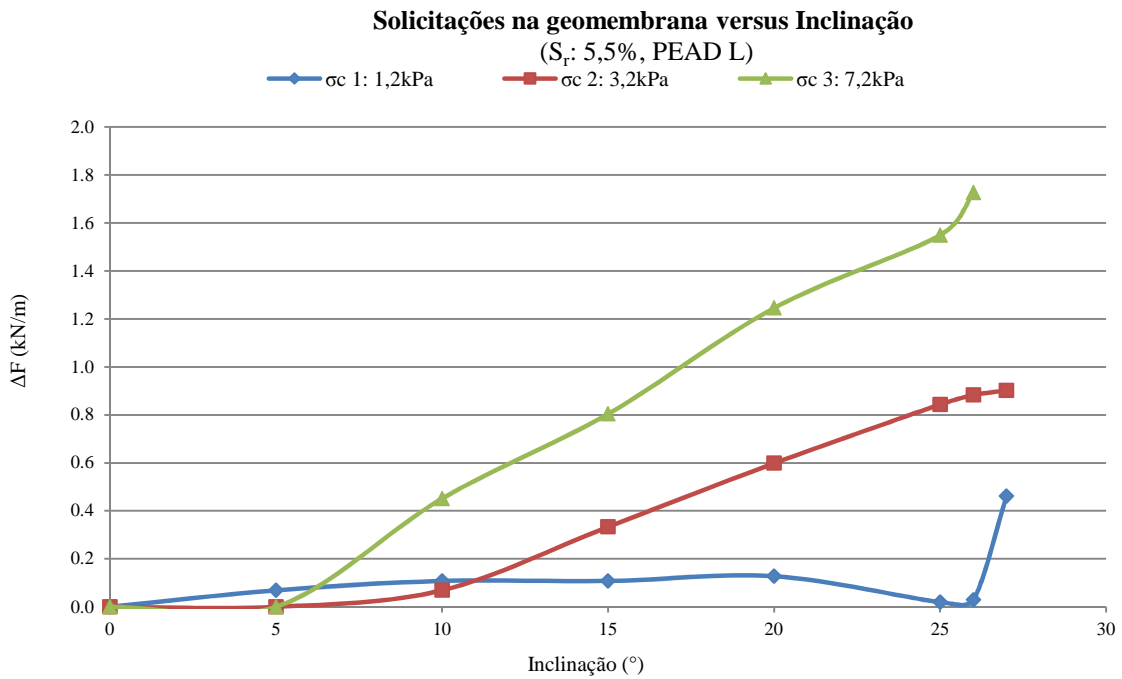


Figura 4.28 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (PEAD L/Solo S_r de 5,5%).

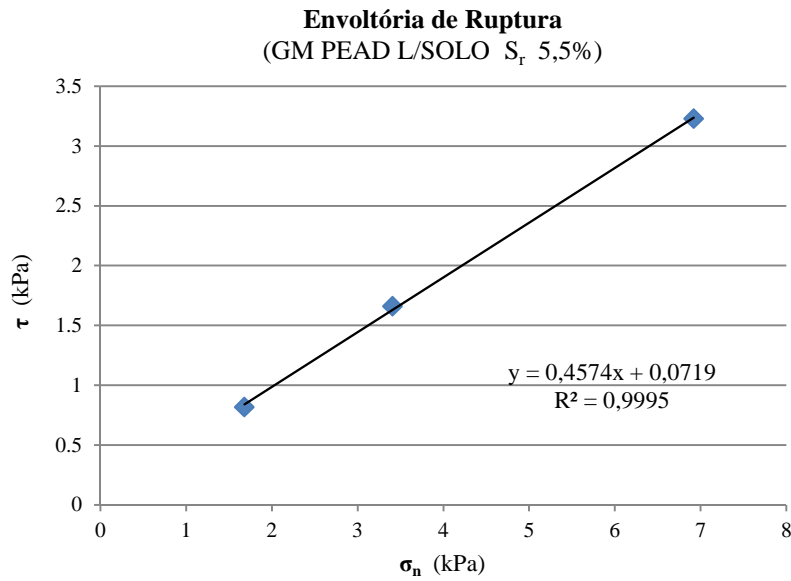


Figura 4.29 - Envoltória de ruptura da interface (PEAD L/Solo S_r de 5,5%). $\phi_{sg} = 26^\circ$, $\alpha = 0,1$.

A Figura 4.30, a Figura 4.31 e a Figura 4.32 apresentam, respectivamente, a evolução dos deslocamentos, a absorção de cargas pela geomembrana e os valores de ângulos de atrito para interfaces cujos solos apresentavam S_r em fase posterior ao adensamento de 10,8%.

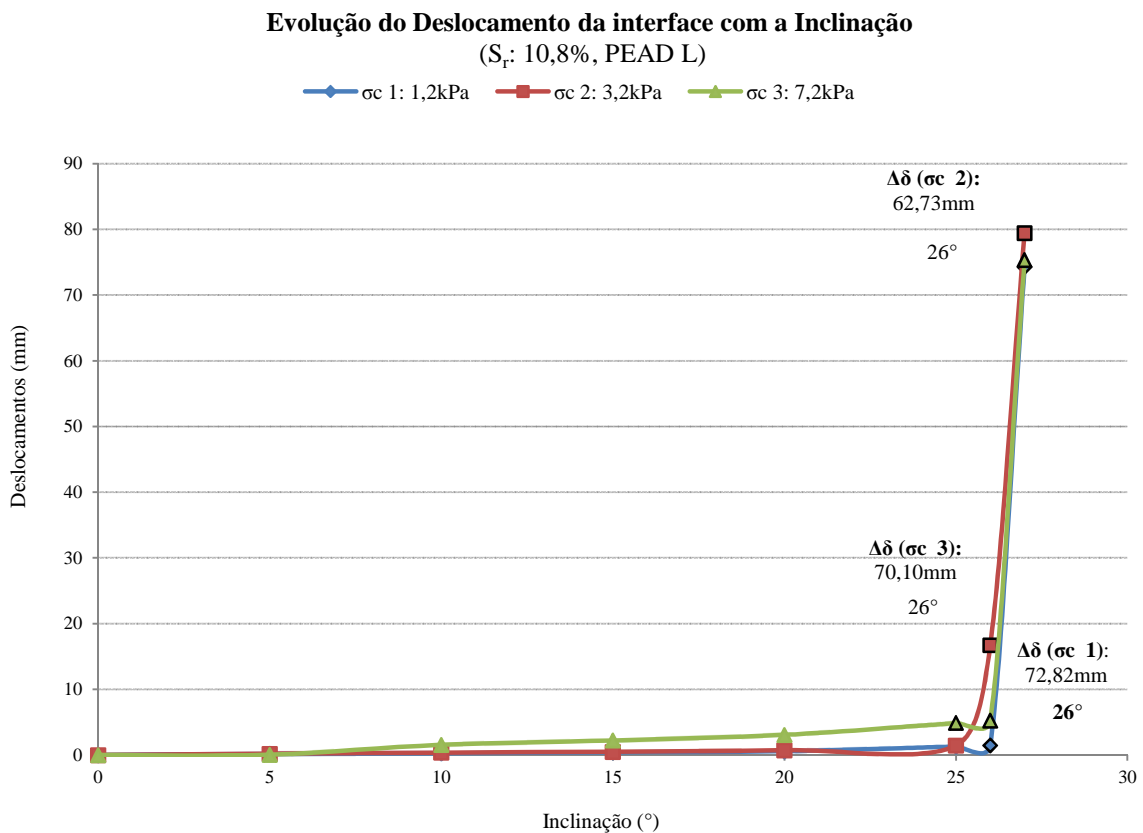


Figura 4.30 - Evolução dos deslocamentos da interface (PEAD L/Solo S_r de 10,8%).

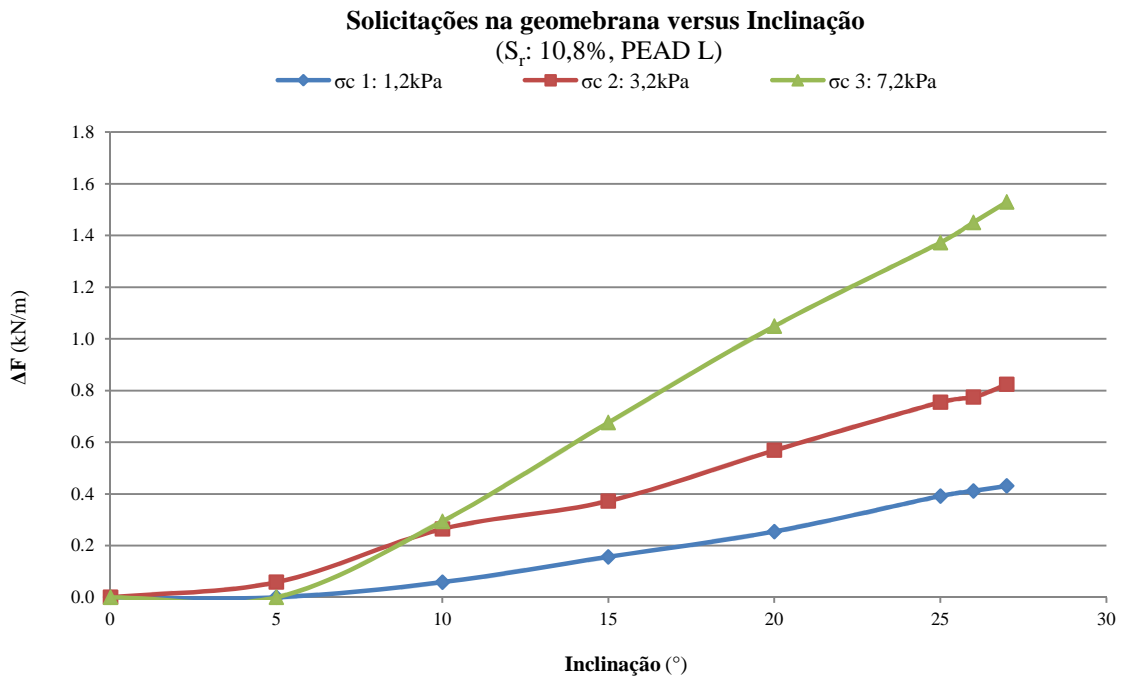


Figura 4.31 - Carga transmitida à geomebrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (PEAD L/Solo S_r de 10,8%).

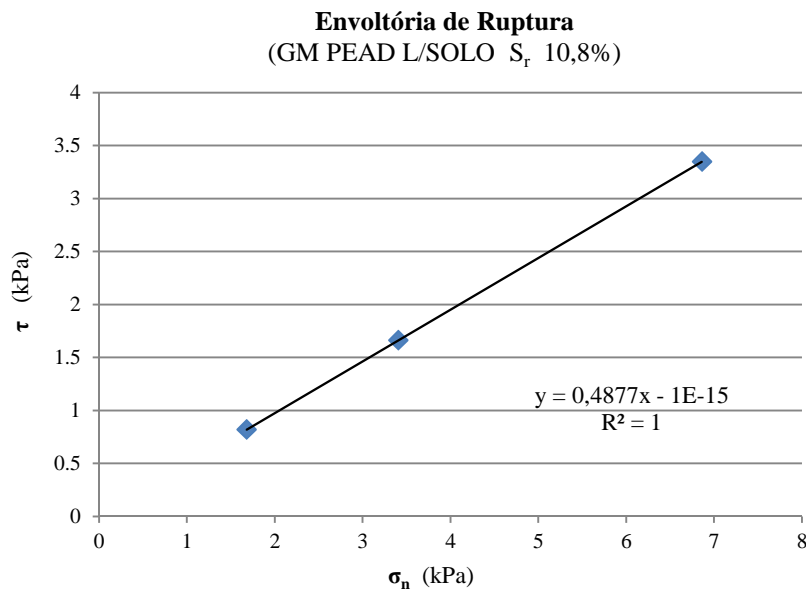


Figura 4.32 - Envoltória de ruptura da interface (PEAD L/Solo S_r de 10,8%). $\phi_{sg} = 28^\circ$, $\alpha = 0$.

Como se pode observar, nas interfaces de PEAD L com solo a S_r de 10,8% verificou-se acréscimo do valor de ângulo de atrito da interface de 2° , comportamento diferente da tendência verificada para o polímero anteriormente estudado. Porém, deve-se levar em consideração o fato de que esse valor de incremento pode estar dentro da margem de erro de medição da inclinação da rampa.

Por sua vez, os aumentos progressivos de valores de deslocamentos preliminares à ruptura (Figura 4.33) e da absorção de cargas pela geomembrana (Figura 4.34) para solo com S_r de 15,7% apresenta incrementos quando se comparado aos casos anteriormente estudados.

Analisando a envoltória de resistência (Figura 4.35) para S_r de 15,7% observou-se redução em 1° no ângulo de atrito da interface. Como citado para o caso do grau de saturação anterior, essa variação pode estar dentro da margem de erro do equipamento. Para esse caso em particular, os deslocamentos antes da ruptura tiveram valores bastante baixos para as três tensões confinantes.

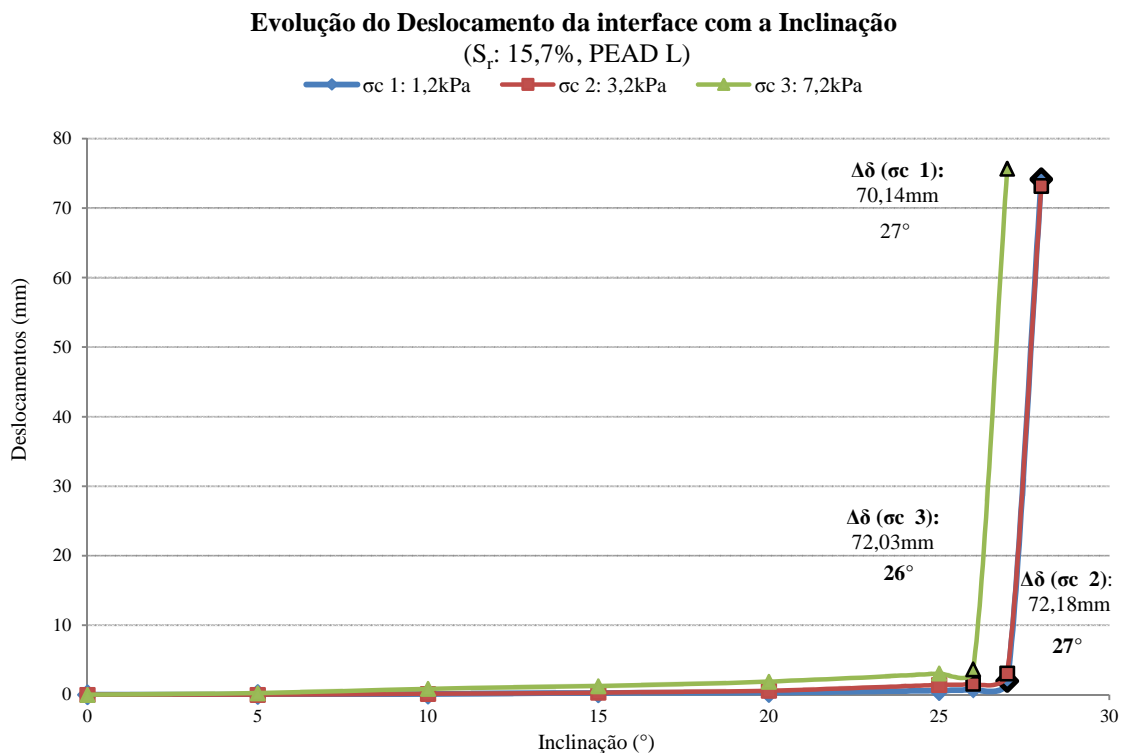


Figura 4.33 - Evolução dos deslocamentos da interface (PEAD L/Solo S_r de 15,7%).

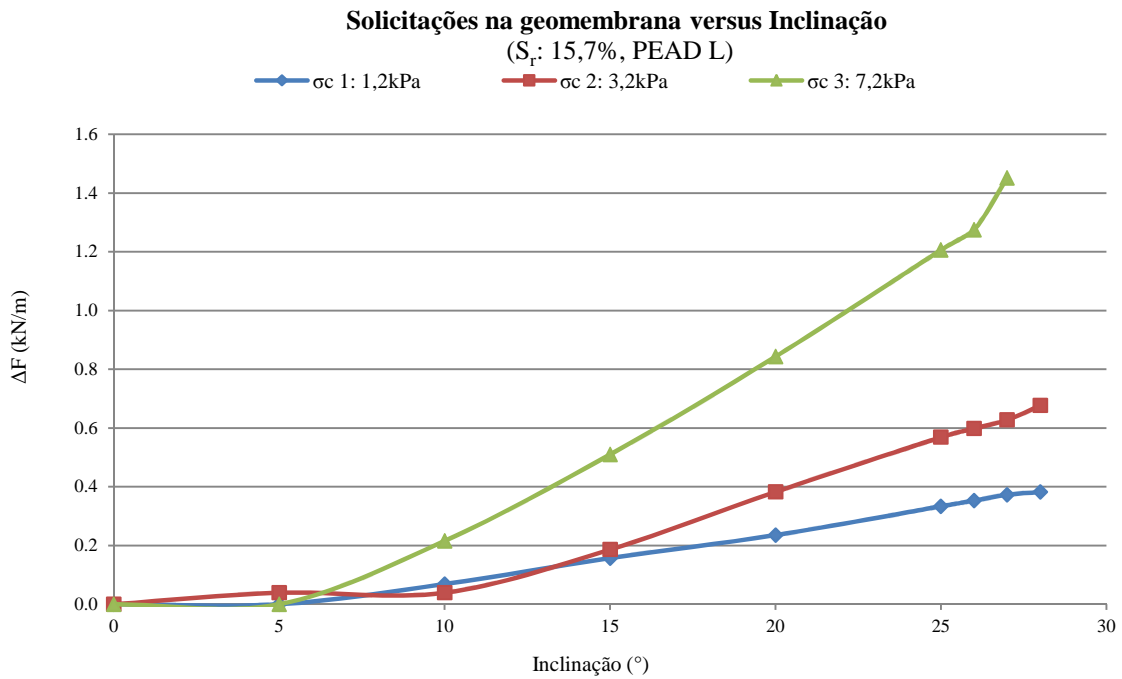


Figura 4.34 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (PEAD L/Solo S_r de 15,7%).

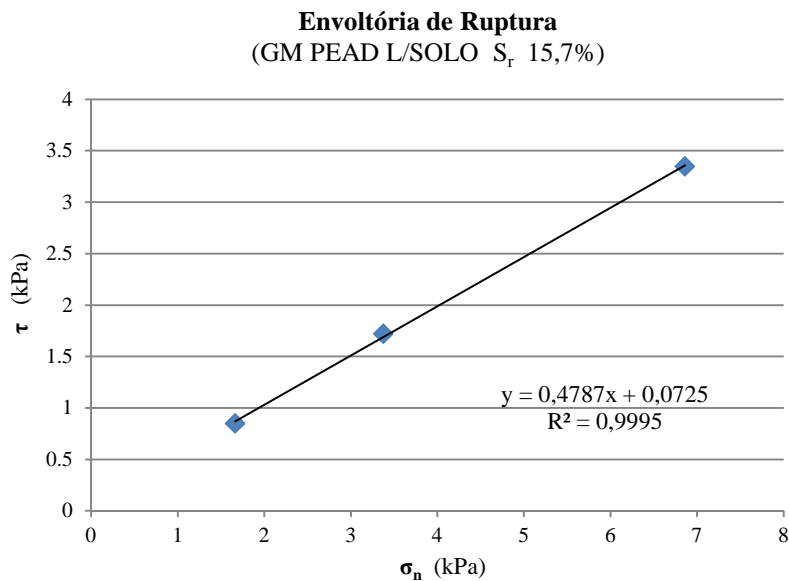


Figura 4.35 - Envoltória de ruptura da interface (PEAD L/Solo S_r de 15,7%). $\phi_{sg} = 27^\circ$, $\alpha = 0,1$.

Nos arranjos com geomembrana de PEAD lisa e solo com S_r pós adensamento de 20,3%, os deslocamentos anteriores à ruptura (Figura 4.36) e os registros de solicitações à geomembrana (Figura 4.37) mantiveram-se praticamente constantes. Observando-se a envoltória de resistência (Figura 4.38) para tal configuração de interface, foi registrado aumento do valor de ângulo de atrito em 2° .

Além disso, pode-se observar que os deslocamentos medidos antes da ruptura foram ligeiramente maiores que para o caso anterior de grau de saturação. Observa-se ainda que,

para a menor tensão confinante, a solicitação na geomembrana começou a ser medida apenas a partir de 20°, valor maior que os anteriormente encontrados.

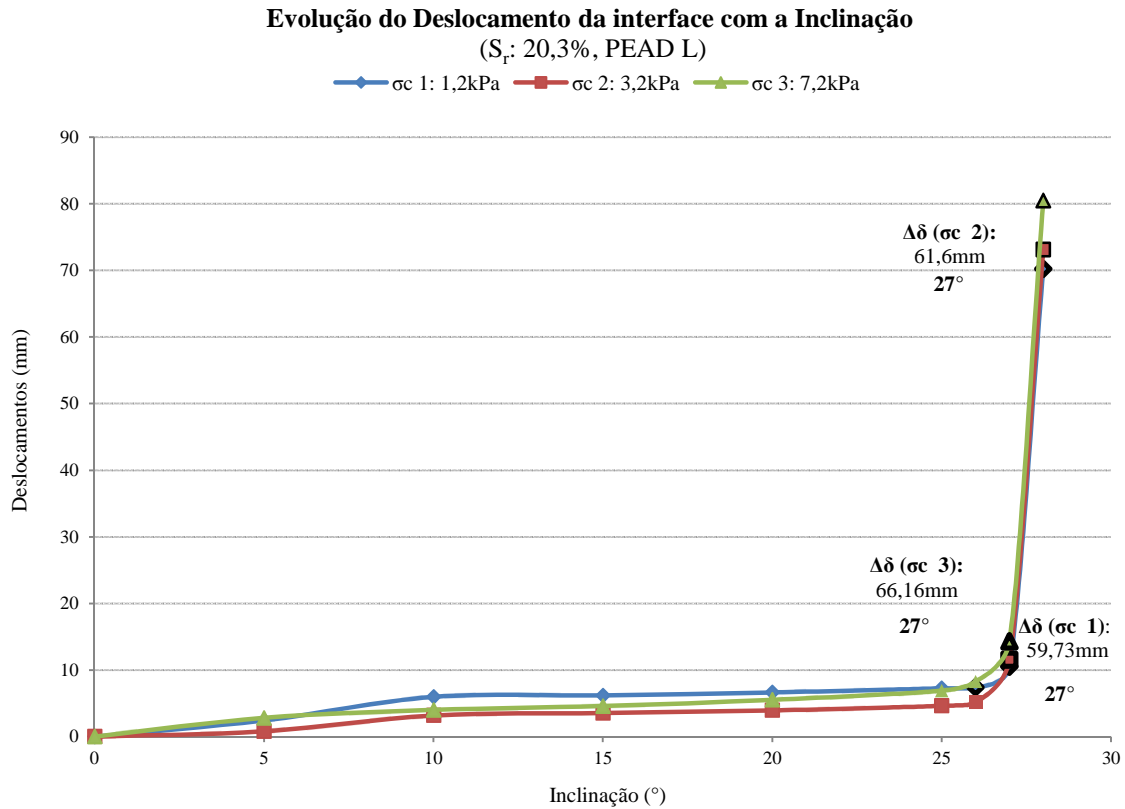


Figura 4.36 - Evolução dos deslocamentos da interface (PEAD L/Solo S_r de 20,3%).

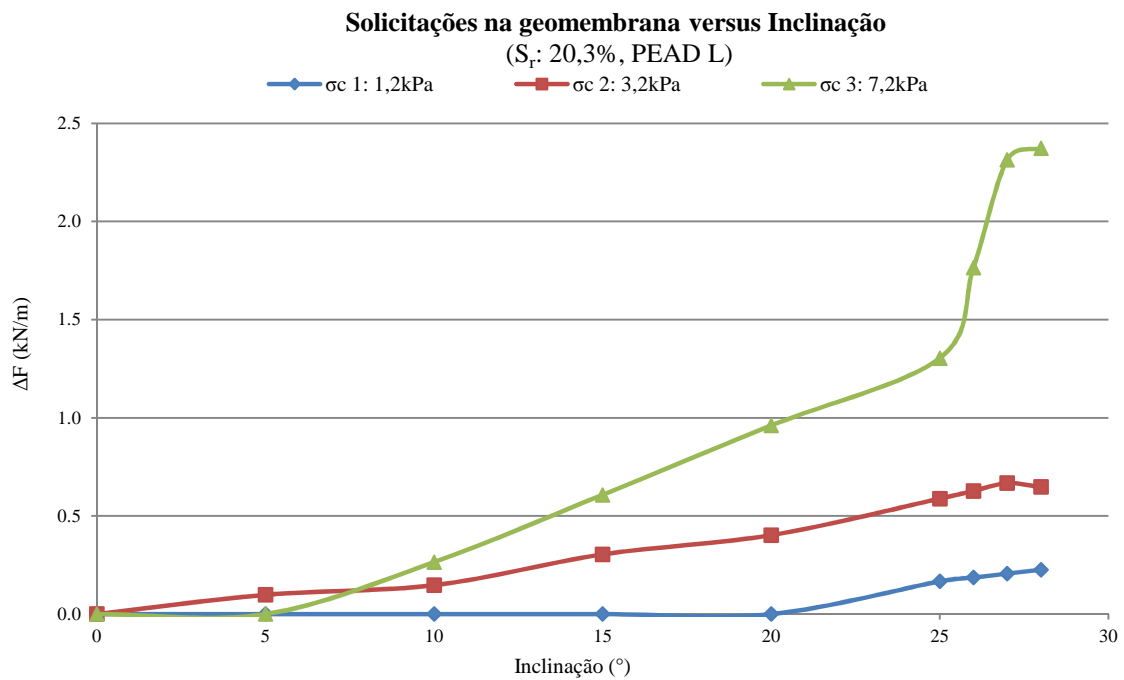


Figura 4.37 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (PEAD L/Solo S_r de 20,3%).

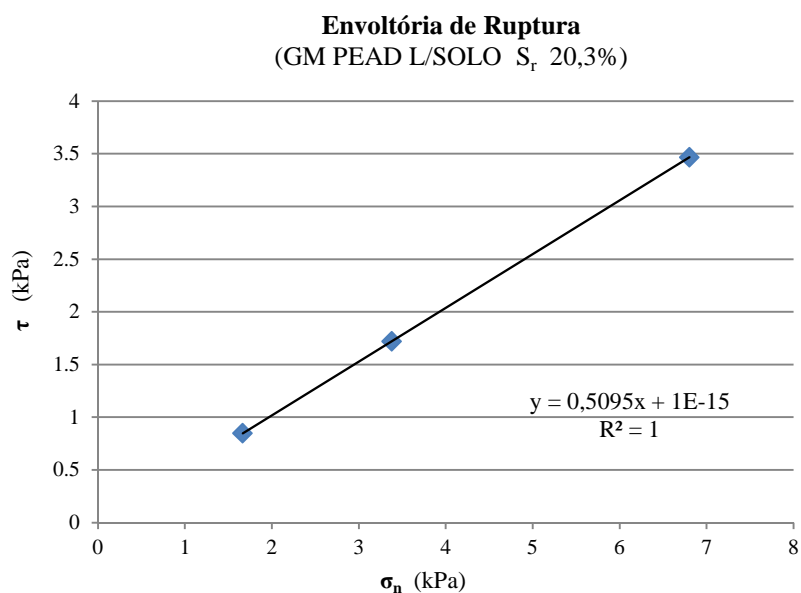


Figura 4.38 - Envoltória de ruptura da interface (PEAD L/Solo S_r de 20,3%). $\phi_{sg} = 29^\circ$, $\alpha = 0$.

Nas configurações com solo saturado em 26,3%, como nas demais condições de evolução dos deslocamentos (Figura 4.39) e transmissão de solicitações à geomembrana (Figura 4.40) verificadas para PEAD L, foi registrada coincidência entre os valores de inclinação da rampa em que se iniciavam aumentos progressivos de taxas de deslocamentos e transferência de cargas. As variações de valores de ângulos de atrito com aumentos de graus de saturação não foram significativas. A envoltória de resistência (Figura 4.41) aponta para manutenção do mesmo valor de ângulo de atrito obtido em configuração anterior (S_r de 20,3%).

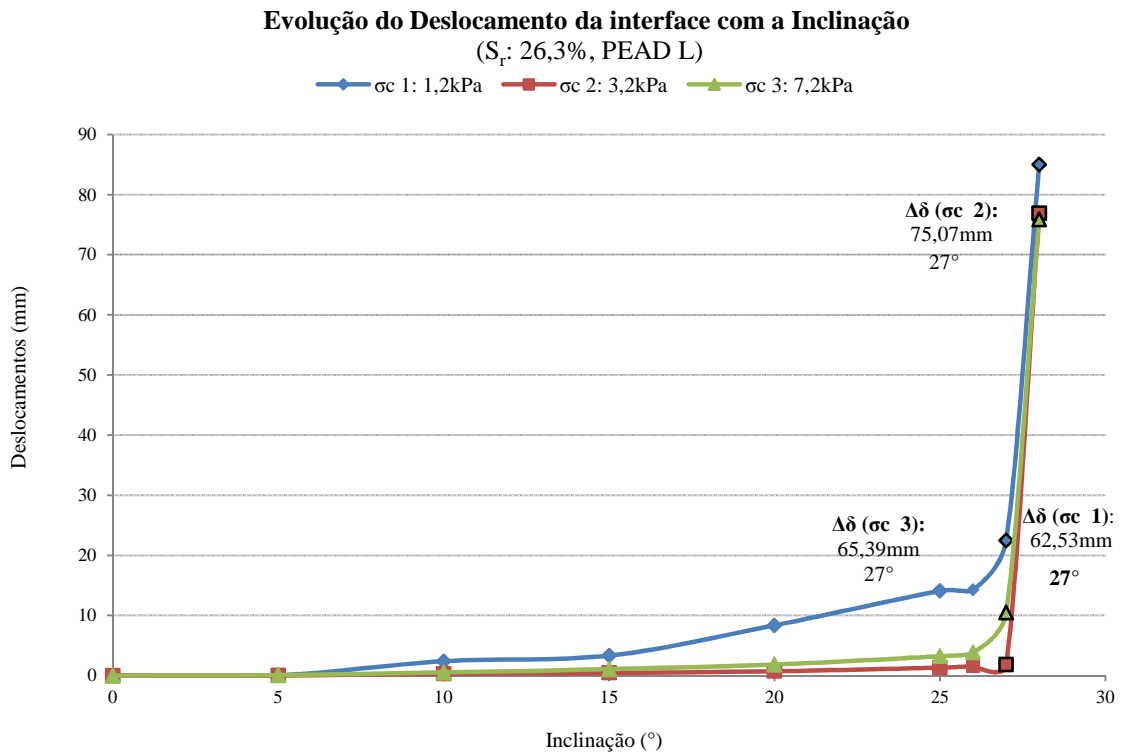


Figura 4.39 - Evolução dos deslocamentos da interface (PEAD L/Solo S_r de 26,3%).

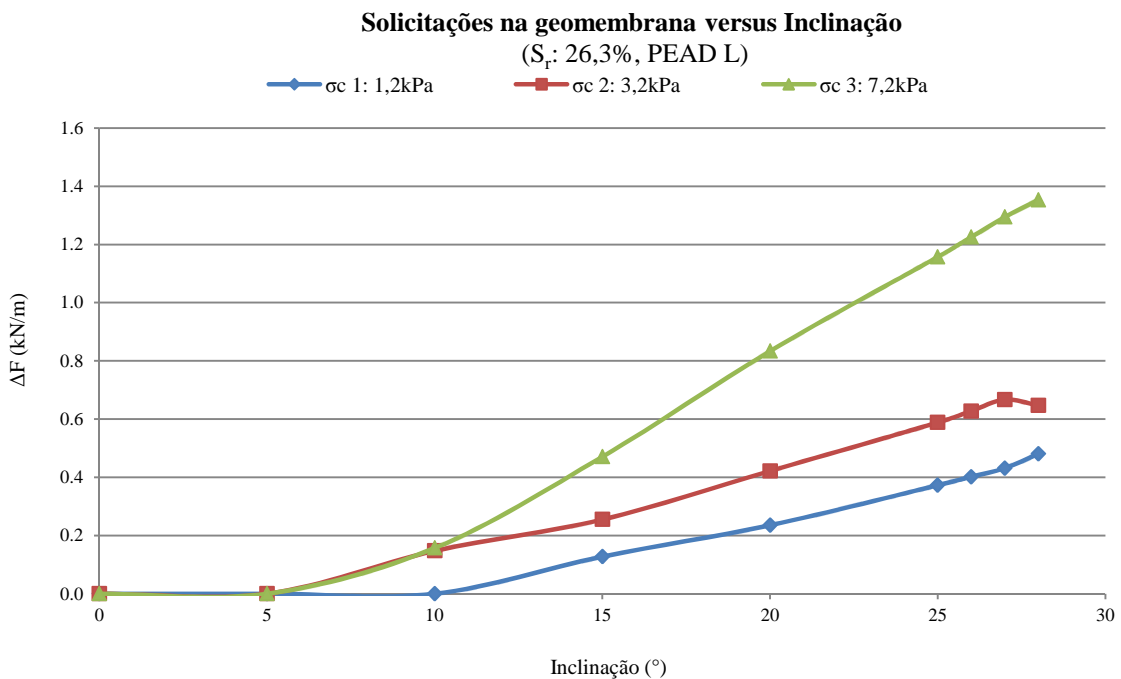


Figura 4.40 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (PEAD L/Solo S_r de 26,3%).

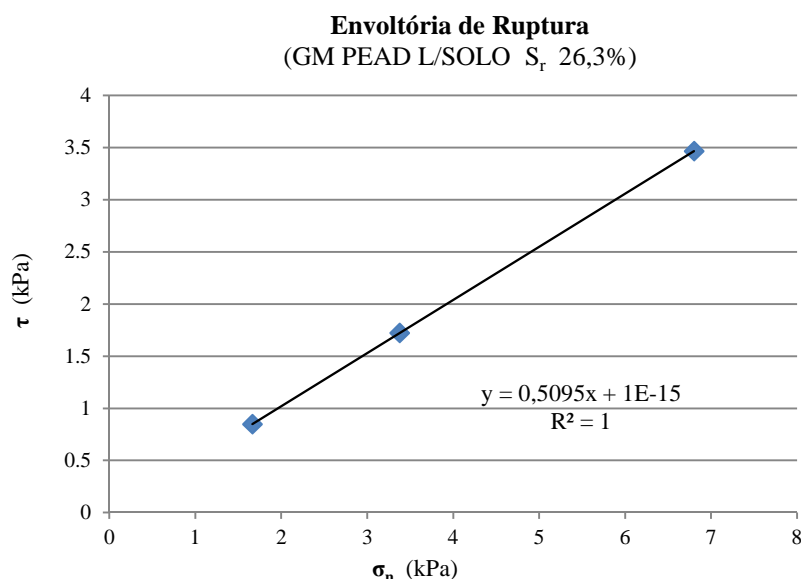


Figura 4.41 - Envoltória de ruptura da interface (PEAD L/Solo S_r de 26,3%). $\phi_{sg} = 29^\circ$, $\alpha = 0$.

Na Figura 4.42 e Figura 4.43 são apresentados, respectivamente, os valores de deslocamentos preliminares à ruptura e valores de sollicitação transferida à geomembrana para arranjo com solo a S_r posterior ao adensamento de 45,1%. Dentre as configurações com geomembranas de PEAD L, essa condição de interface apresentou os maiores de inclinação de rampa marcados para inicialização de aumentos progressivos das taxas de deslocamentos e sollicitações. Tal arranjo pode ser considerado o mais favorável dentre as variações de saturação de solo sobrejacente testadas para PEAD L. Como indicativos, estão o maior retardamento da ruptura e deslocamentos e transferências de cargas menos proeminentes.

Atentando para Figura 4.44, envoltória de resistência da configuração com solo a S_r de 45,1%, é verificada a condição em que se tem maior valor de ângulo de atrito para interfaces de PEAD L, correspondente a 30° , representando 4° de acréscimo entre a condição inicial de saturação de 5% para solo sobrejacente. Para esse caso, cabe salientar que o grau de saturação final foi de 45,1%, considerável aumento com respeito ao grau de saturação anterior (26,3%), podendo-se traçar prováveis relações entre aumento do ângulo de atrito da interface e aumento no grau de saturação do solo da interface.

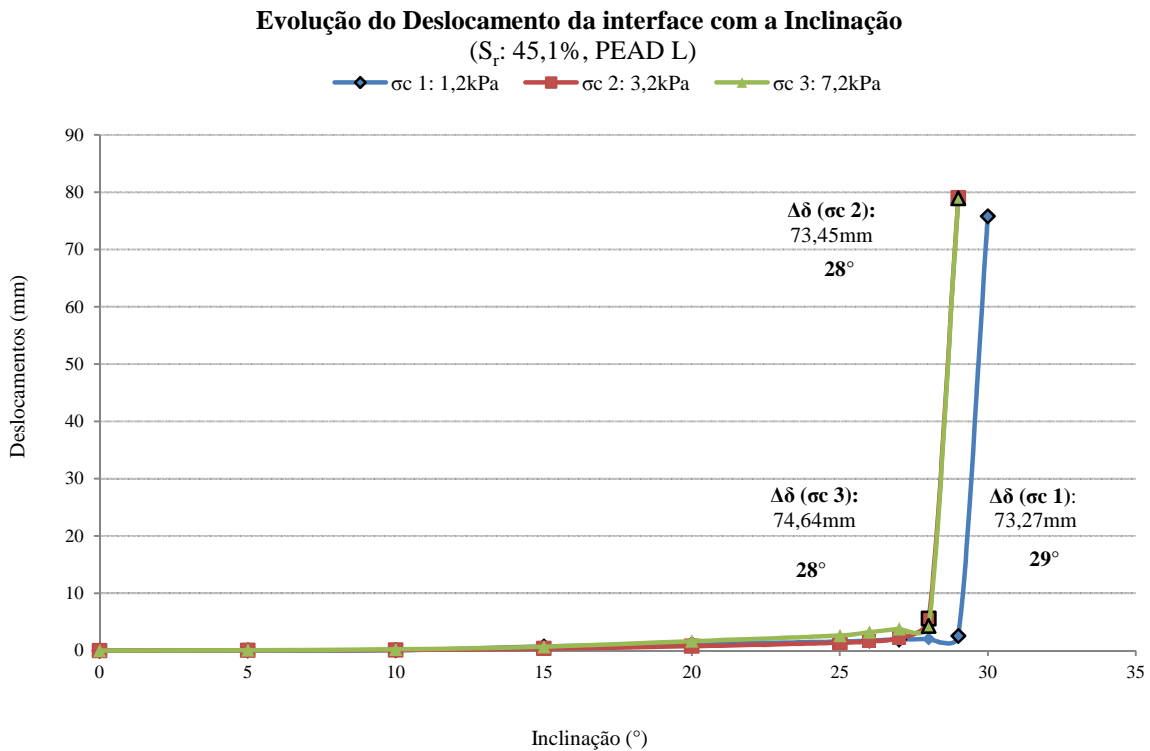


Figura 4.42 - Evolução dos deslocamentos da interface (PEAD L/Solo S_r de 45,1%).

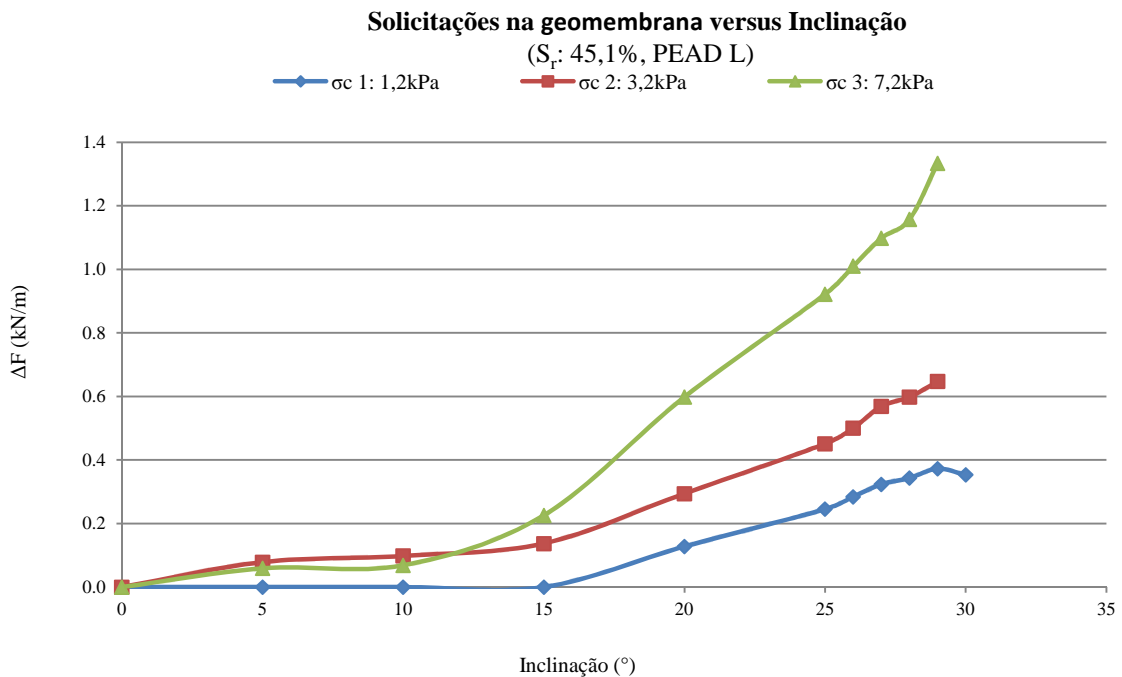


Figura 4.43 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (PEAD L/Solo S_r de 45,1%).

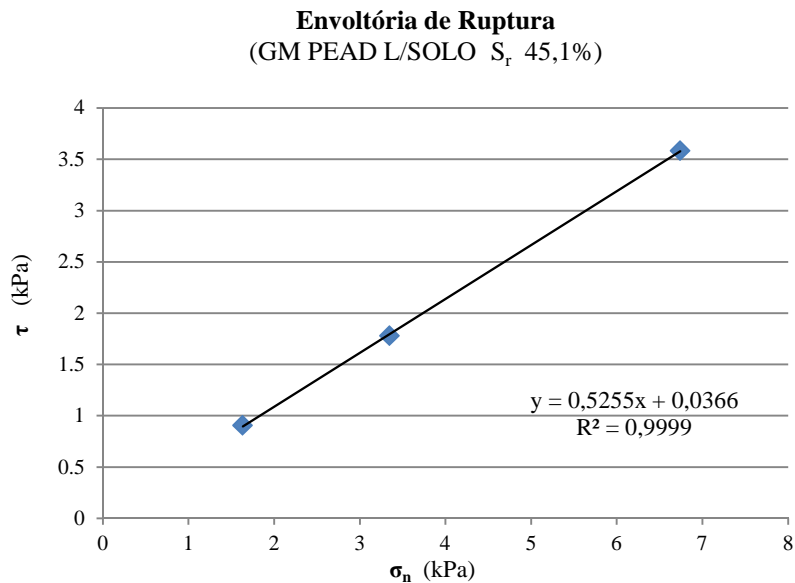


Figura 4.44 - Envoltória de ruptura da interface (PEAD L/Solo S_r de 45,1%). $\phi_{sg} = 30^\circ$, $\alpha = 0$.

Nas interfaces com solos subjacentes com grau de saturação de 58,4%, os valores de deslocamentos preliminares à ruptura (Figura 4.45) e solicitações transferidas à geomembrana (Figura 4.46) apresentaram considerável do valor de inclinação da rampa para o qual se identificam aumentos progressivos das taxas de deslocamentos e absorção de carga registrada. Observando o valor de ângulo de atrito da interface (Figura 4.47) verificou-se uma tendência diferenciada do obtido entre os demais ensaios realizados. Com o acréscimo considerável de saturação do solo subjacente foi verificada redução brusca do ângulo de atrito da interface (em 3°), condição de saturação do solo que, nas configurações com os demais polímeros, apresentou acréscimos de valores de ângulos de atrito consideráveis até o maior grau de saturação ensaiado (90% inicialmente, e 66% em fase posterior ao adensamento).

As magnitudes dos valores de taxas de deslocamentos preliminares à ruptura e transferências de solicitações à geomembrana para interfaces com solo subjacente com S_r de 66% foram similares ao verificado nos arranjos com solo em S_r de 58,4%, assim como o valor de ângulo de atrito da interface. As maiores variações nos ângulos de atrito das interfaces obtidas nos arranjos com PEAD L foram verificadas entre progressões de graus de saturação dos solos subjacentes de 26,3% a 45,1%.

Avaliando as condições finais de graus de saturação de solo de interfaces, as entre 26,3% e 45,1% representam os incrementos progressivos de valores de ângulo de atrito que mais se destacaram dentre as condições de interfaces avaliadas para arranjos com PEAD L.

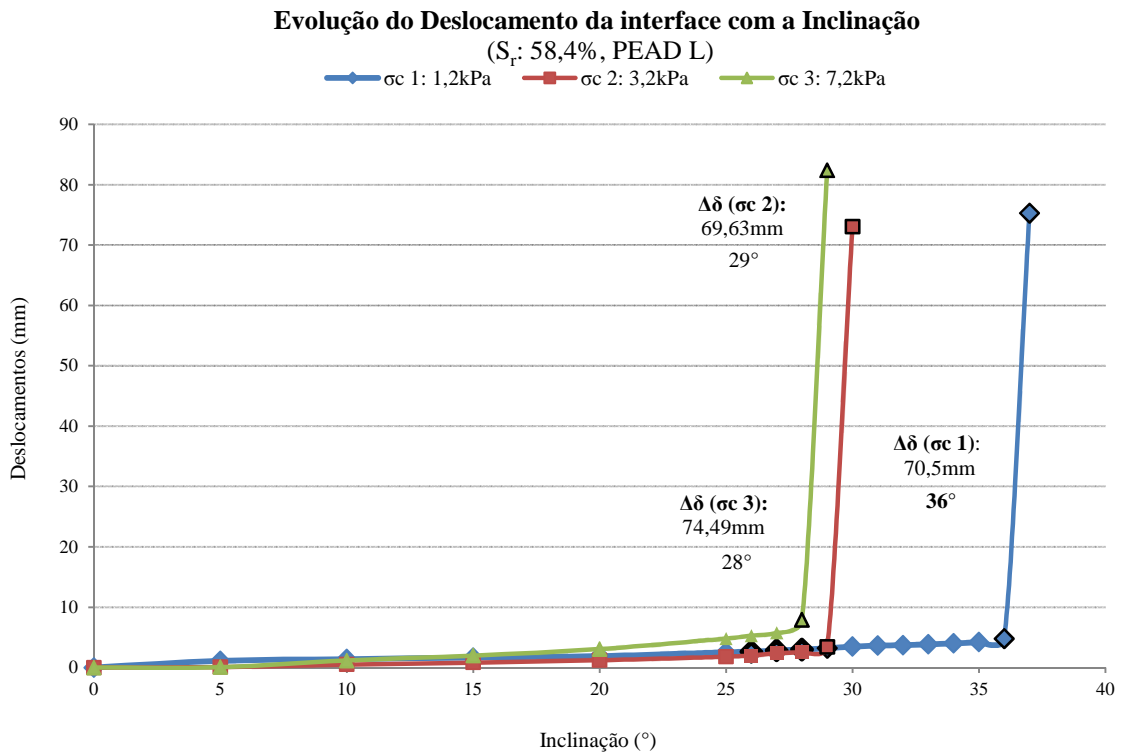


Figura 4.45 - Evolução dos deslocamentos da interface (PEAD L/Solo S_r de 58,4%).

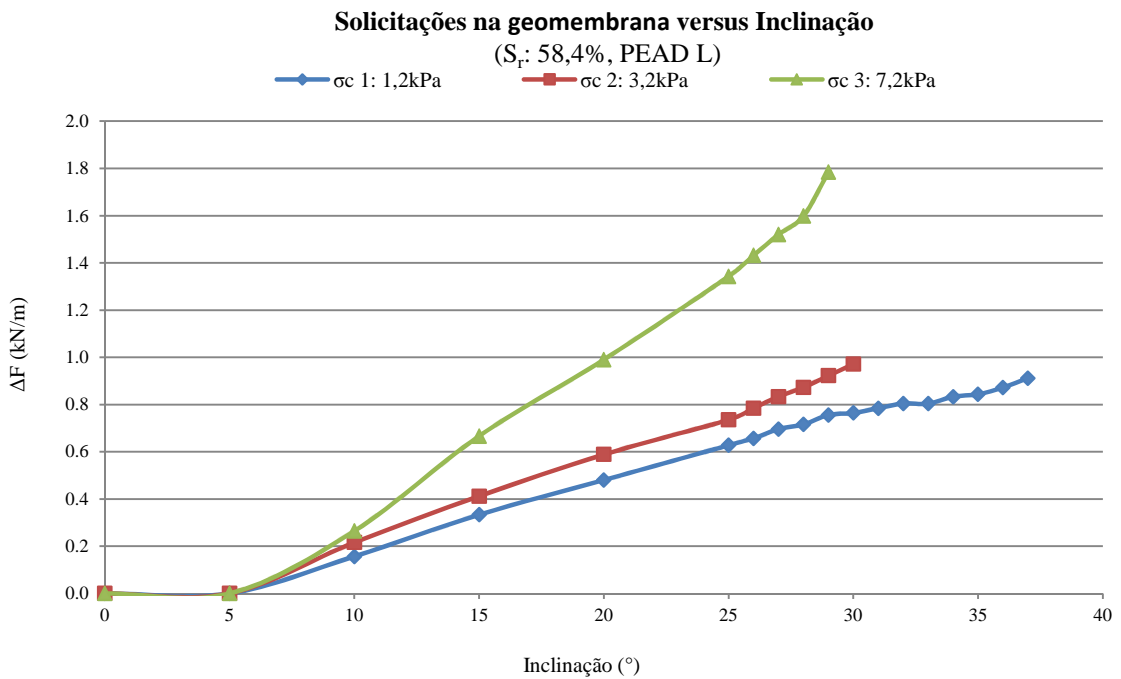


Figura 4.46 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (PEAD L/Solo S_r de 58,4%).

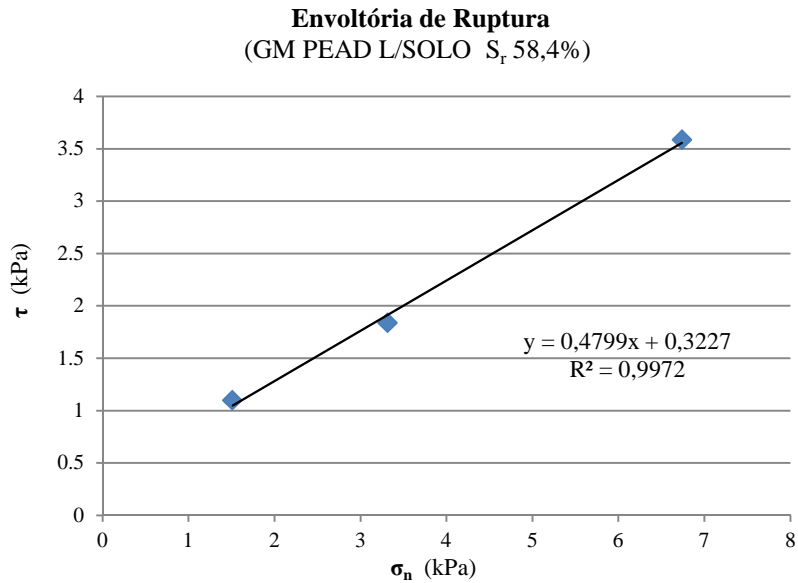


Figura 4.47 - Envoltória de ruptura da interface (PEAD L/Solo S_r de 58,4%). $\phi_{sg} = 27^\circ$, $\alpha = 0,3$.

No arranjo de interface com geomembrana de PEAD lisa e solo com S_r pós adensamento de 66% é apresentada na Figura 4.48 a evolução dos deslocamentos preliminares à ruptura. A absorção de solicitações pela geomembrana é ilustrada na Figura 4.49 e na (Figura 4.50) apresenta-se a envoltória de resistência.

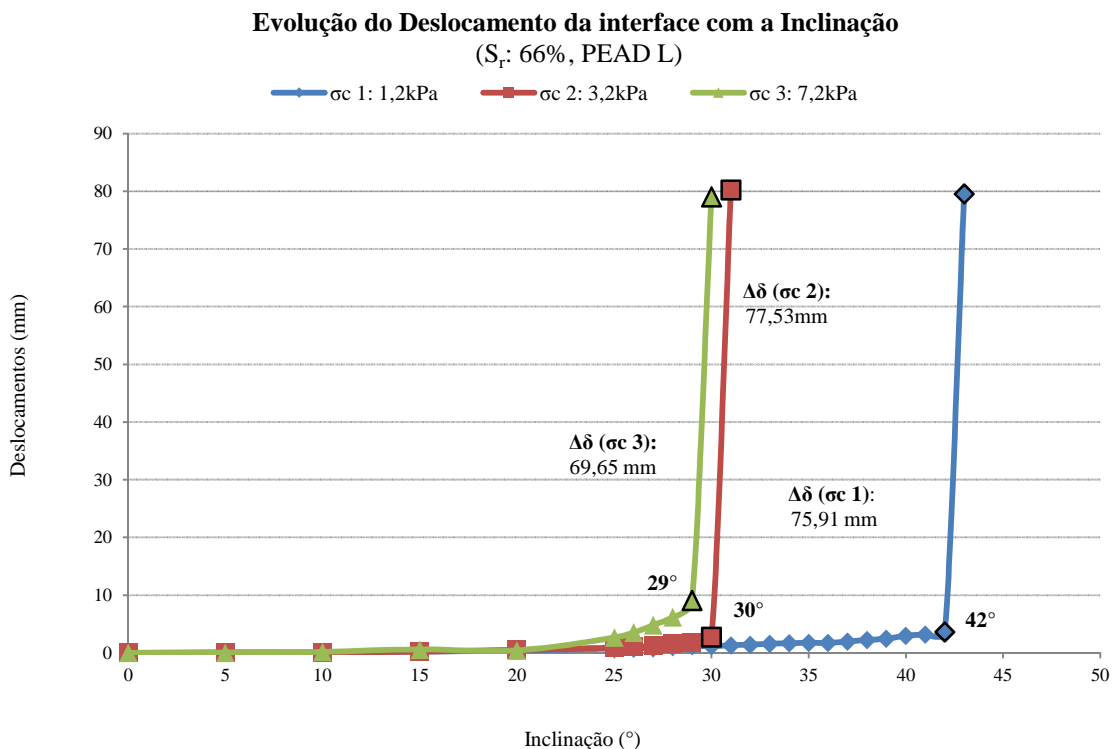


Figura 4.48 - Evolução dos deslocamentos da interface (PEAD L/Solo S_r de 66%).

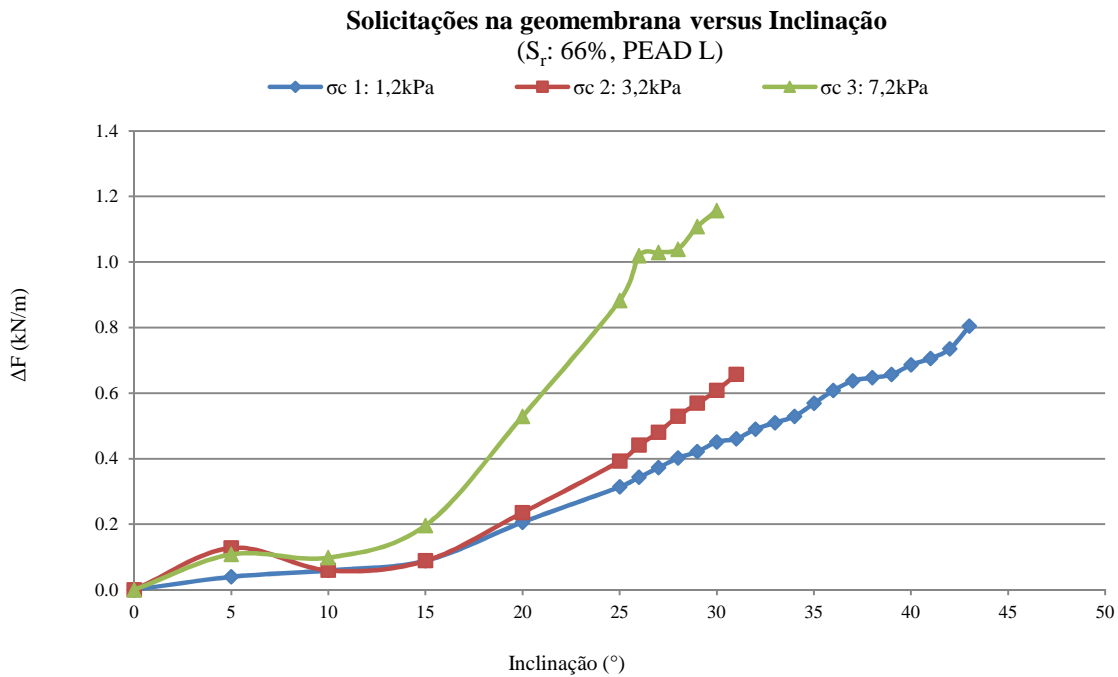


Figura 4.49 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (PEAD L/Solo S_r de 66%).

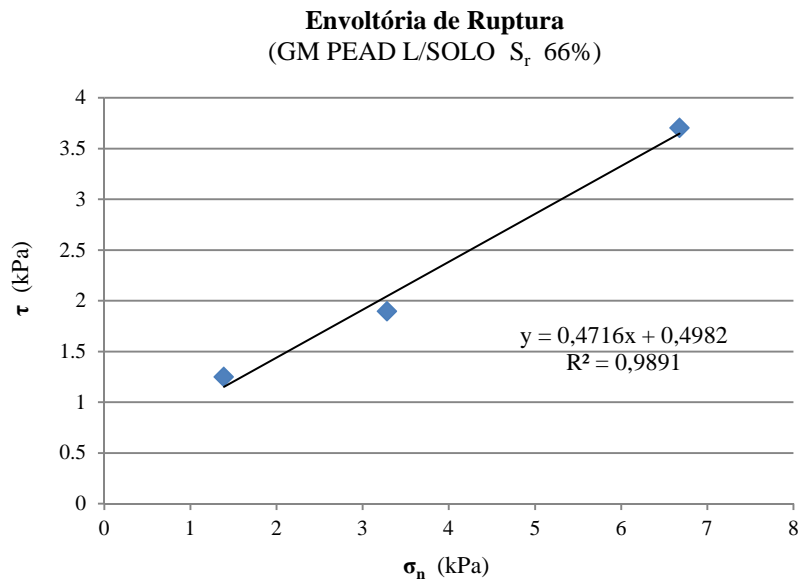


Figura 4.50 - Envoltória de ruptura da interface (PEAD L/Solo S_r de 66%). $\phi_{sg} = 27^\circ$, $\alpha = 0$.

No referente à coincidência entre valores de inclinação de rampa para os quais iniciam aumentos progressivos de taxas deslocamentos preliminares à ruptura e carga de solicitação à interface apresentados pelos ensaios, as interfaces com geomembranas de PEAD lisa exibiram a mesma tendência dos ensaios com PVC lisa. Dessa forma verificou-se que, juntamente com o registro de maiores taxas de deslocamentos, foram registradas maiores solicitações sendo

transferidas à geomembrana, sendo o aumento progressivo dessa tendência verificado até a ruptura da interface.

Em termos de resistência de interface, relações entre parâmetros de resistência ao cisalhamento e evolução progressiva de saturação final desse ensaio comportaram-se de maneira diferente dos ensaios anteriormente realizados. Entre as condições inicial e final de saturação dos solos das interfaces, respectivamente 5% e 90% (5,5% a 66% em fase posterior ao adensamento, mais aproximadas às condições reais simuladas pelos ensaios) os valores de inclinação da rampa associados aos maiores valores de taxas de deslocamento preliminar a ruptura e carga transferida à interface variaram entre 5 a 10°. Sobretudo, não foi verificada tendência global de aumentos ou reduções de valores dos pontos de inclinação da rampa marcantes desses aumentos de taxas progressivas de forma relacionada aos aumentos de graus de saturação nos solos subjacentes.

Como prováveis explicações podem ser citadas baixas variações reais nos níveis de saturação do solo subjacente coincidentes incrementos de saturação no solo; e a margem de erros esperadas para os ensaios de rampa, de 2° para mais e 2° para menos.

Ainda entre as prováveis explicações aos aumentos de ângulo de atrito dados incrementos de graus de saturação de solos subjacentes, diferentemente do esperado, devido à redução das medidas de sucção, pode ser devido à formação parcelas de solo cimentado nas bordas da caixa de confinamento, para as condições de maiores graus de saturação do solo. A Figura 2.1 apresenta dois tipos de superfícies de rupturas típicos do ensaio de rampa, em que é possível diferenciar a parcela de solo agrupada em torno da caixa de confinamento para a menor (S_r de 5,5%) e maior (S_r de 66%) condição de saturação de solo subjacente.

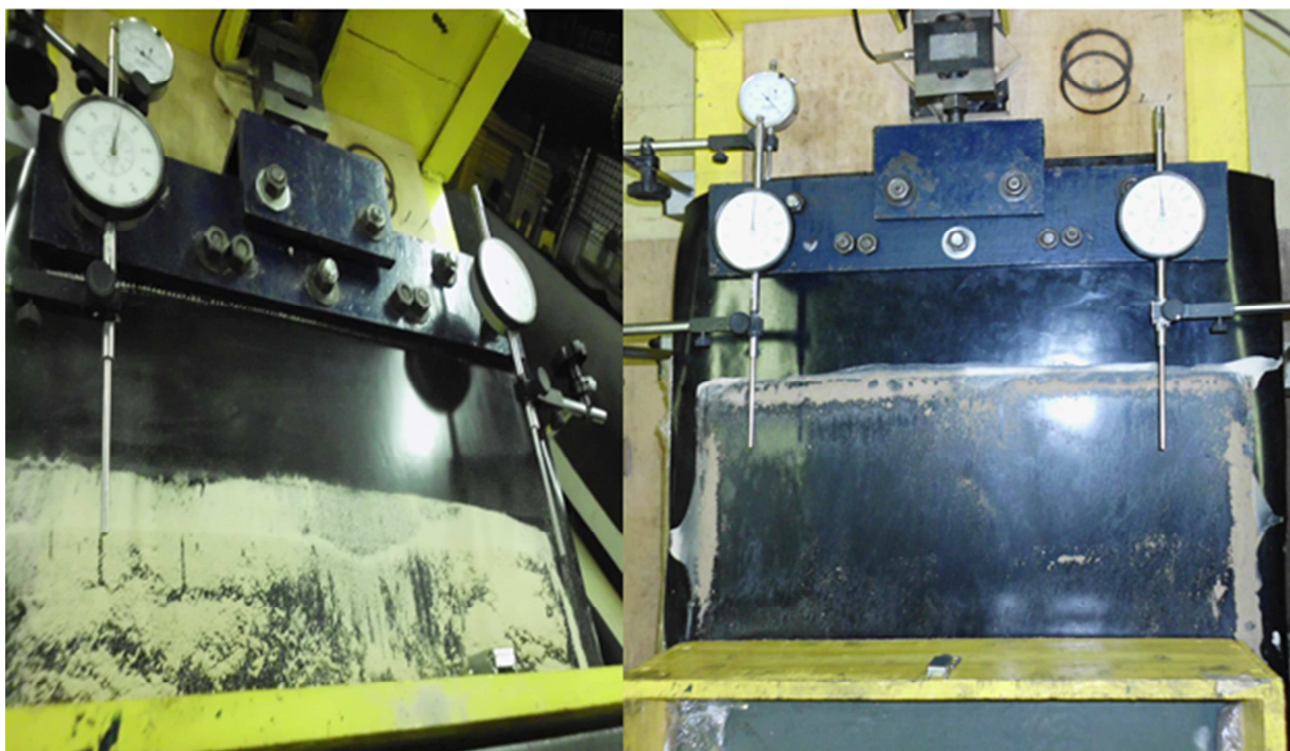


Figura 4.51 – Rupturas características das condições extremas de saturação de solo sobrejacente testadas, S_r de 5,5% (à esquerda) e S_r de 66% (à direita).

Nas simulações de interfaces com geomembranas de PEAD lisa, os incrementos nos valores de ângulos de atrito com evolução progressiva dos graus de saturação do solo sobrejacente nas interfaces ensaiadas foram os menores entre os geossintéticos testados.

Em geral, as alterações nos valores dos ângulos de atrito de interfaces com PEAD lisa concomitantemente aos incrementos na saturação dos solos sobrejacentes apresentaram variação de apenas 1° entre as condições de S_r menores e maiores testadas, respectivamente 5,5 e 66%.

A variação de valor de ângulo de atrito apresentada em interfaces de PEAD L apresentou comportamento atípico do verificado nas configurações com os outros polímeros testados. Foram verificados incrementos entre 1 e 3° nos valores de ângulos de atrito das interfaces em condições de saturação de solo sobrejacente muito baixas (entre 10,8 a 26,3%), enquanto para os demais materiais tais valores ocorreram entre variações de S_r iniciais de 26,3% a 45,1%, 58,4% e 66%, sucessivamente.

4.3.3 INTERFACES DE SOLO/GEOMEMBRANA DE PEAD TEXTURIZADA

Para configuração de interface com geomembrana de PEAD texturizada e solo com S_r de 5,5% são apresentadas a evolução dos deslocamentos (Figura 4.52), absorção de carga pela geomembrana (Figura 4.53) e envoltória de resistência (Figura 4.54).

O ângulo de atrito de interface foi maior do que os valores apresentados para as demais geomembranas estudadas admitindo-se o mesmo grau de saturação, como se pode observar.

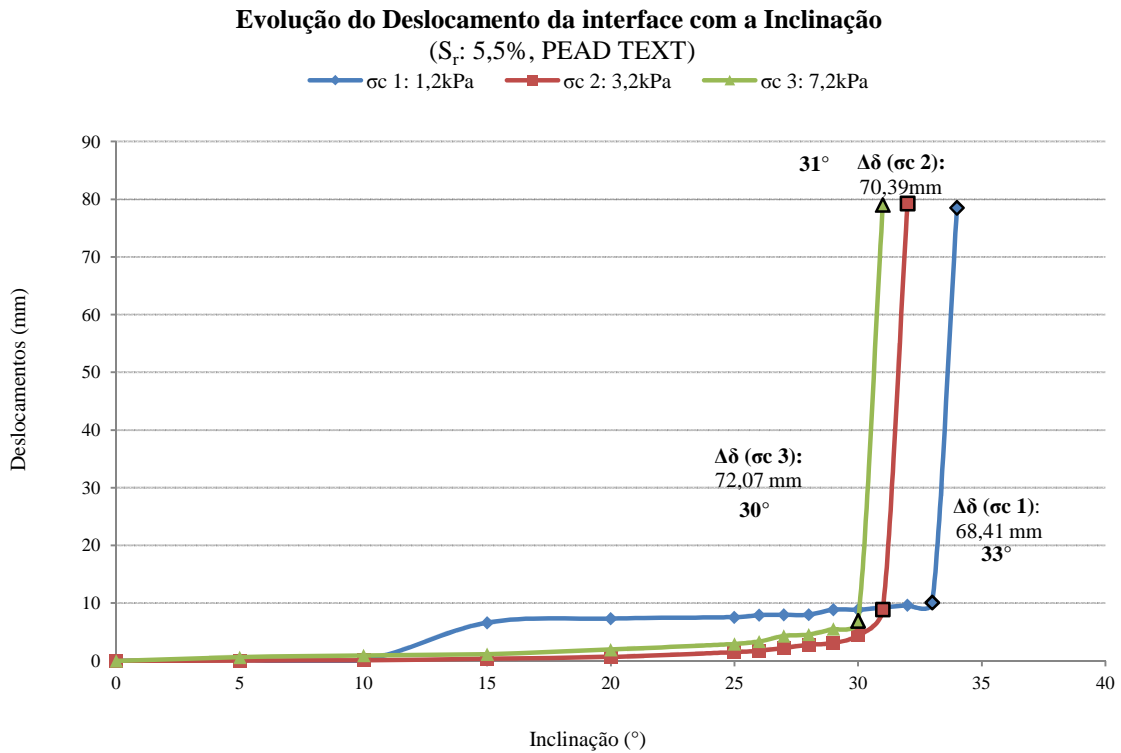


Figura 4.52 - Evolução dos deslocamentos da interface (PEAD TEXT/Solo S_r de 5,5%).

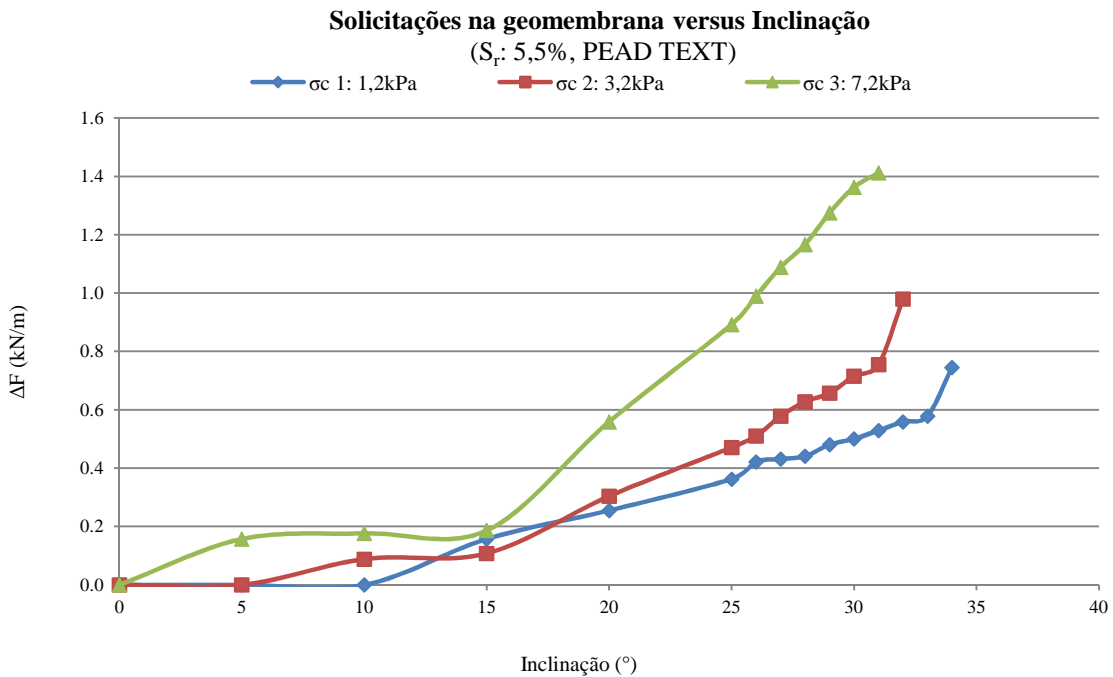


Figura 4.53 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (PEAD TEXT/Solo S_r de 5,5%).

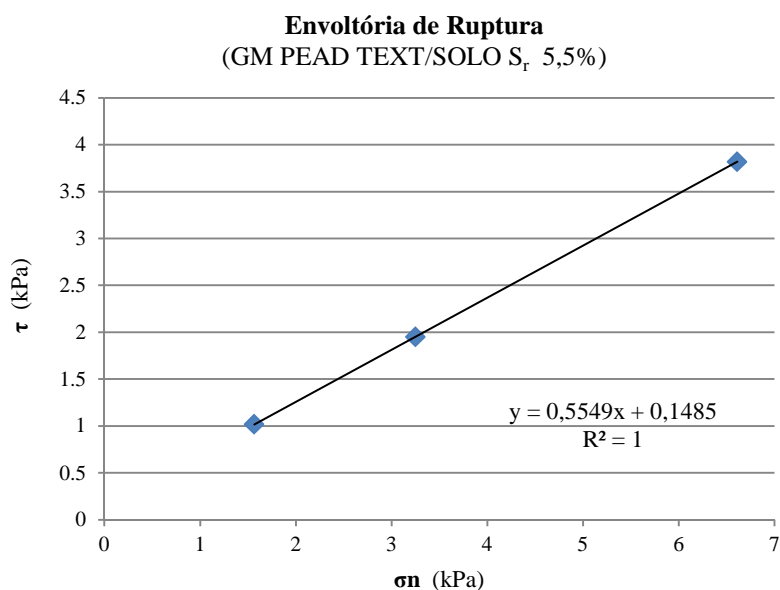


Figura 4.54 - Envoltória de ruptura da interface (PEAD TEXT/Solo S_r de 5,5%). $\phi_{sg} = 32^\circ$, $\alpha = 0,1$.

Para S_r de 10,8%, a Figura 4.55 ilustra a progressão dos deslocamentos. Os valores de cargas absorvidas pela geomembrana são apresentados na Figura 4.56.

A envoltória de resistência (Figura 4.57) aponta para um acréscimo de 1° no valor do ângulo de atrito da interface para solo sobrejacente saturado em 10,8%. Porém, como já comentado para outros casos, essa variação pode estar dentro da margem de erro do equipamento.

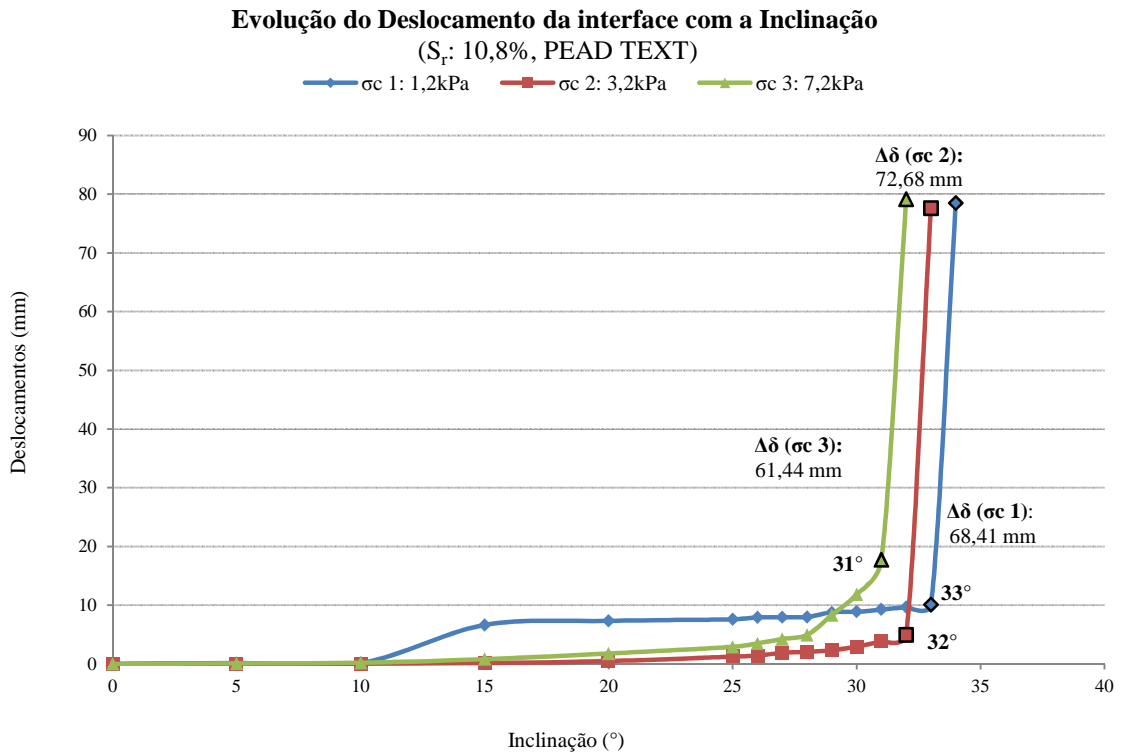


Figura 4.55 - Evolução dos deslocamentos da interface (PEAD TEXT/Solo S_r de 10,8%).

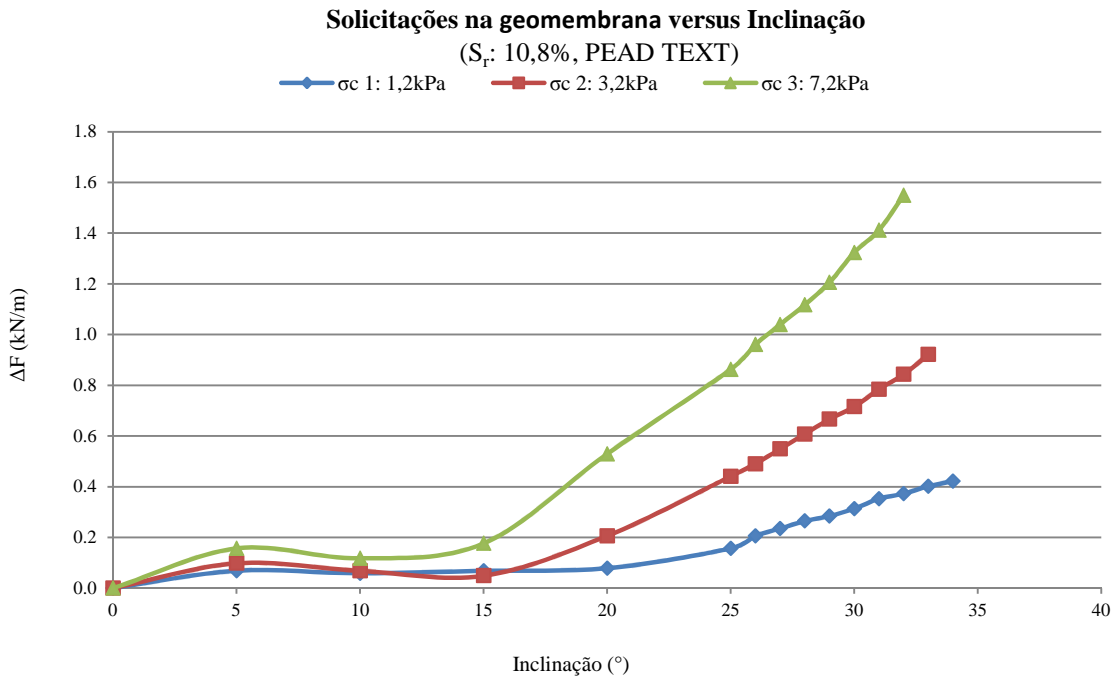


Figura 4.56 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (PEAD TEXT/Solo S_r de 10,8%).

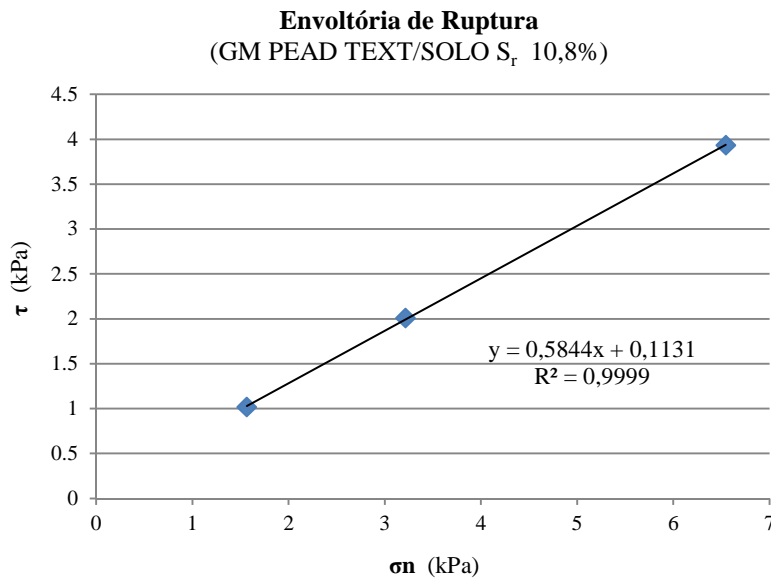


Figura 4.57 - Envoltória de ruptura da interface (PEAD TEXT/Solo S_r de 10,8%). $\phi_{sg} = 33^\circ$, $\alpha = 0,1$.

A Figura 4.58 ilustra o comportamento dos valores de variações de deslocamentos preliminares à ruptura para cada acréscimo de inclinação da rampa do arranjo com solo em S_r de 15,7%. A transferência de carga à geomembrana e a envoltória de resistência, são apresentadas, respectivamente nas Figura 4.59 e Figura 4.60.

O valor de ângulo de atrito da interface apresentou acréscimo de 1° que, como citado anteriormente, pode possuir pouca significância tendo em vista a margem de erro do equipamento; os valores finais de graus de saturação de solo das interfaces serem inferiores aos estabelecidos no início dos ensaios devidos à dissipação de poropressão pelas aberturas da base da caixa de confinamento, ou até mesmo devido fatores como formação de parcelas de solo agrupados às bordas das caixas de confinamento nos arranjos com graus de saturação superiores a 45,1%, estando tais parcelas suficientemente úmidas para propiciar a formação de concreções e cimentações de solo nessas áreas, as quais poderiam atribuir uma parcela de resistência adicional à interface.

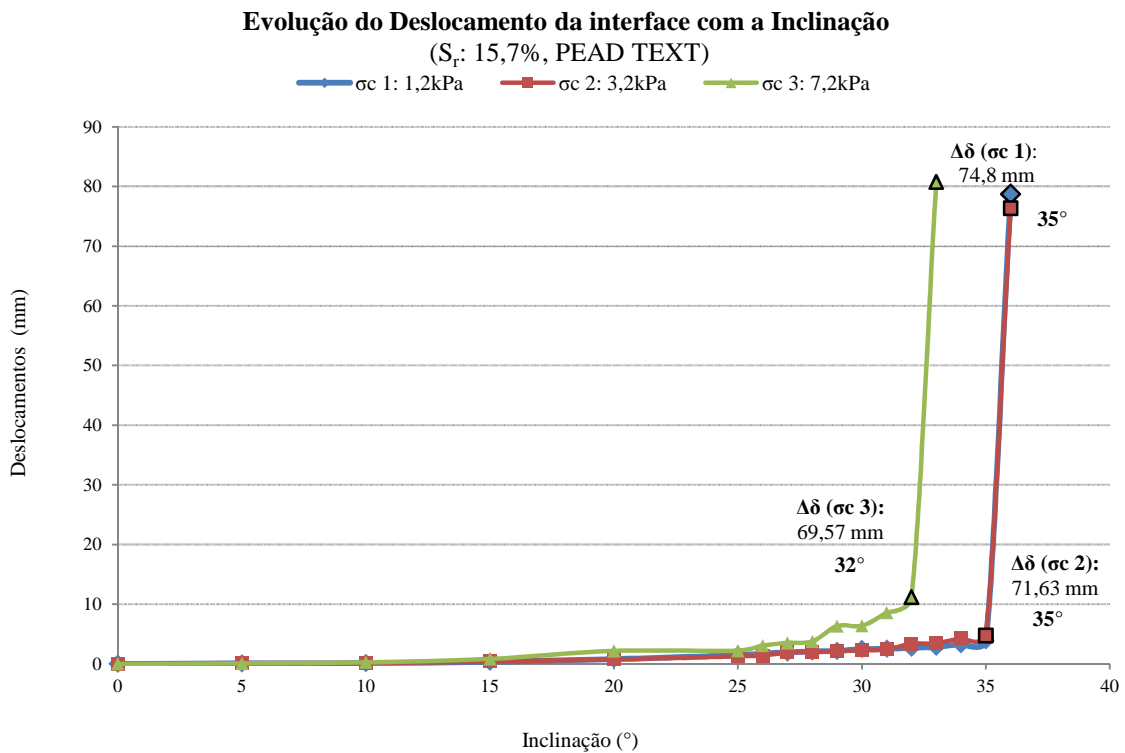


Figura 4.58 - Evolução dos deslocamentos da interface (PEAD TEXT/Solo S_r de 15,7%).

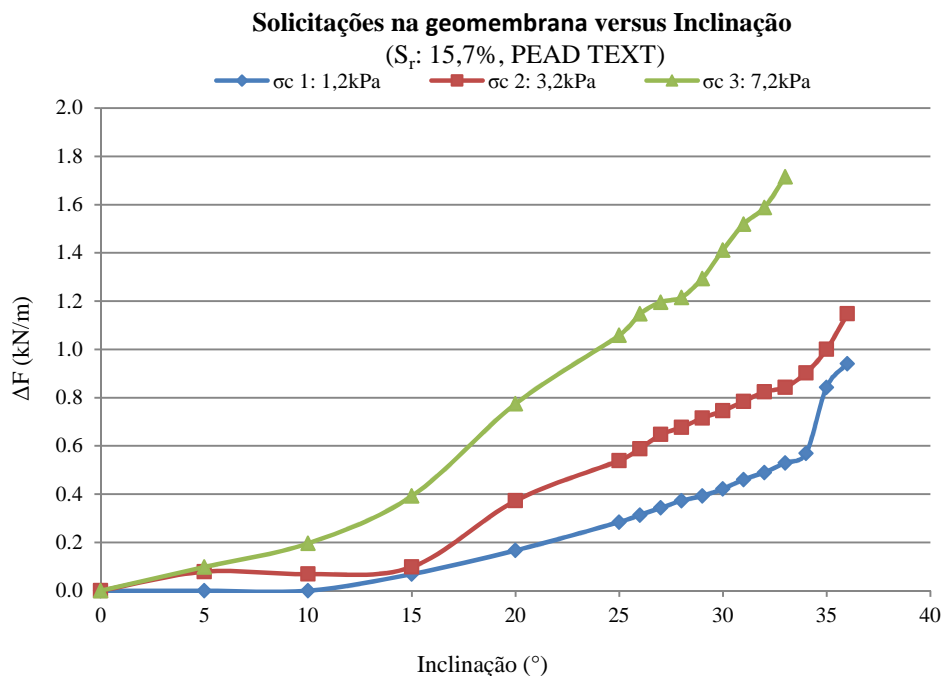


Figura 4.59 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (PEADTEXT/Solo S_r de 15,7%).

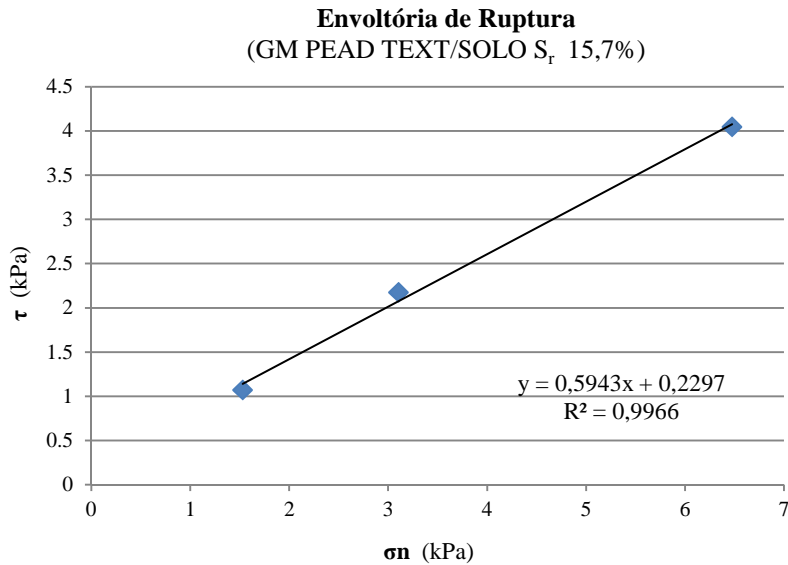


Figura 4.60 - Envoltória de ruptura da interface (PEAD TEXT/Solo S_r de 15,7%). $\phi_{sg} = 34^\circ$, $\alpha = 0,1$.

Com solo subjacente com grau de saturação de 20,3%, foram registrados maiores valores de taxas de deslocamentos antecedentes à ruptura (Figura 4.61), e absorção de cargas pela geomembrana (Figura 4.62) que para a condição com S_r de 15,7%, verificada anteriormente.

Apesar disso, a envoltória de resistência obtida para arranjos com solo de S_r a 20,3% exibiu redução do valor de ângulo de atrito da interface, em 4° (Figura 4.63). Esse resultado foi diferente do esperado baseando-se nos resultados anteriormente encontrados.

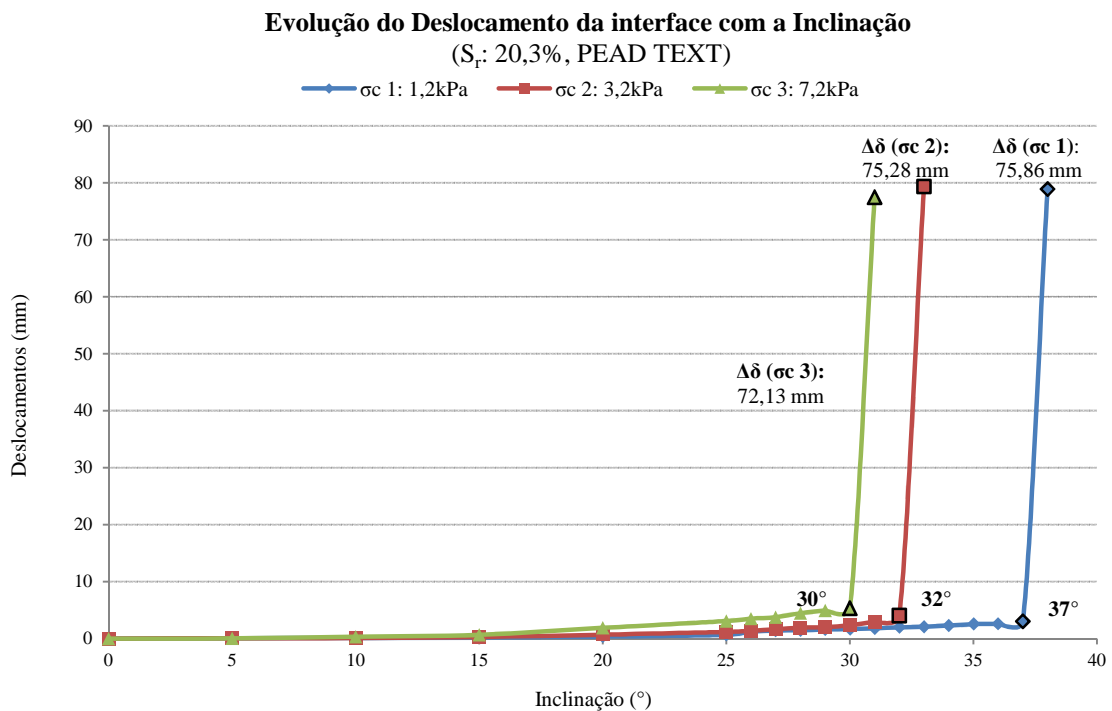


Figura 4.61 - Evolução dos deslocamentos da interface (PEAD TEXT/Solo S_r de 20,3%).

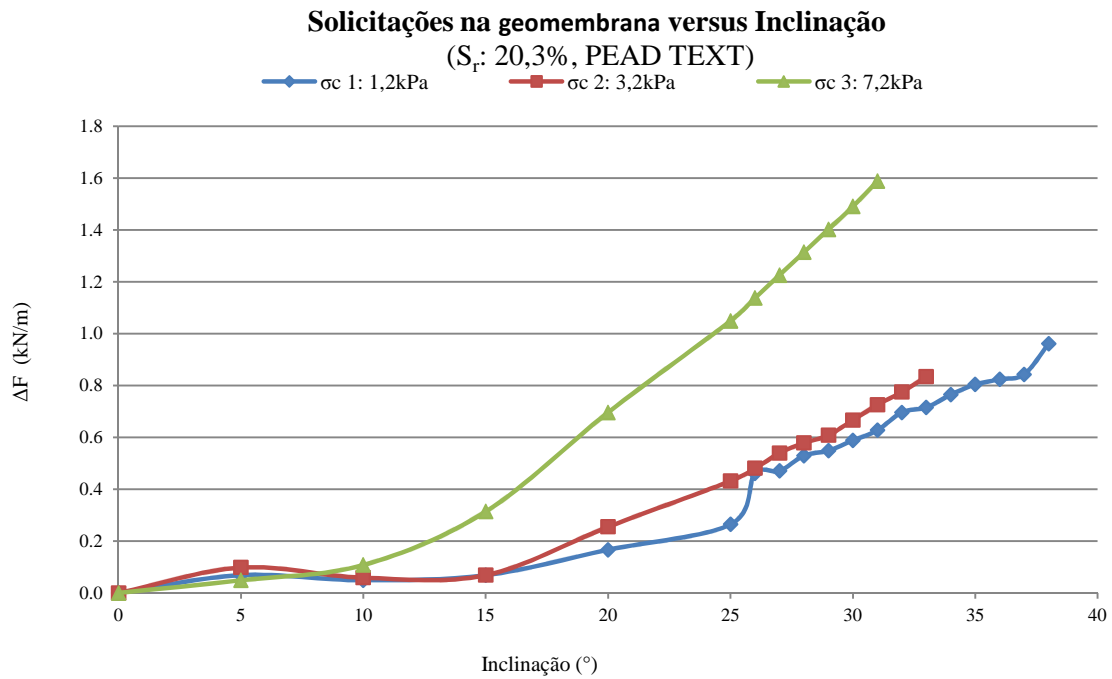


Figura 4.62 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (PEADTEXT/Solo S_r de 20,3%).

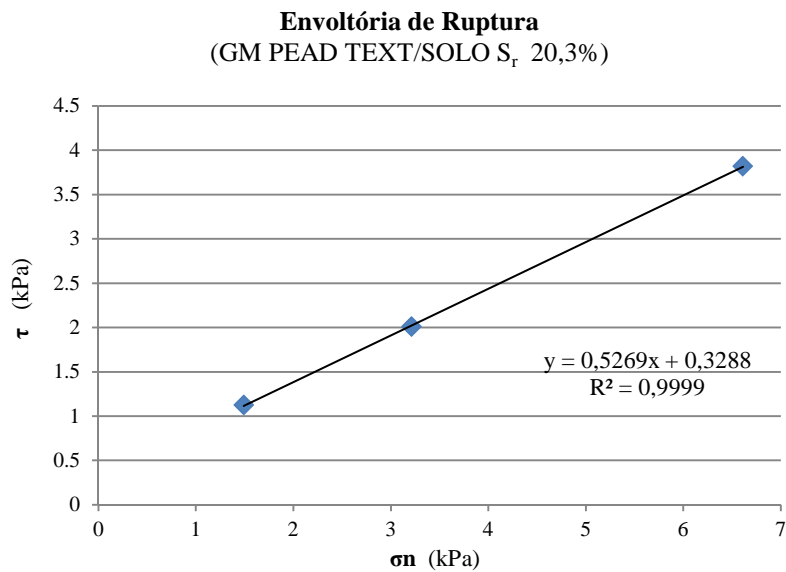


Figura 4.63 - Envoltória de ruptura da interface (PEAD TEXT/Solo S_r de 20,3%). $\phi_{sg} = 30^\circ$, $\alpha = 0.3$.

Composições de interface com solo a 26,3% de saturação resultaram em redução nos valores de evolução dos deslocamentos (Figura 4.64) e absorção de cargas pela geomembrana (Figura 4.65), em comparação a condição de S_r do solo para configuração de anterior. Entretanto, observando-se a envoltória de resistência (Figura 4.66), foi registrado incremento de ângulo de atrito da interface correspondente a 6° , a maior variação verificada entre alterações de graus de saturação do solo.

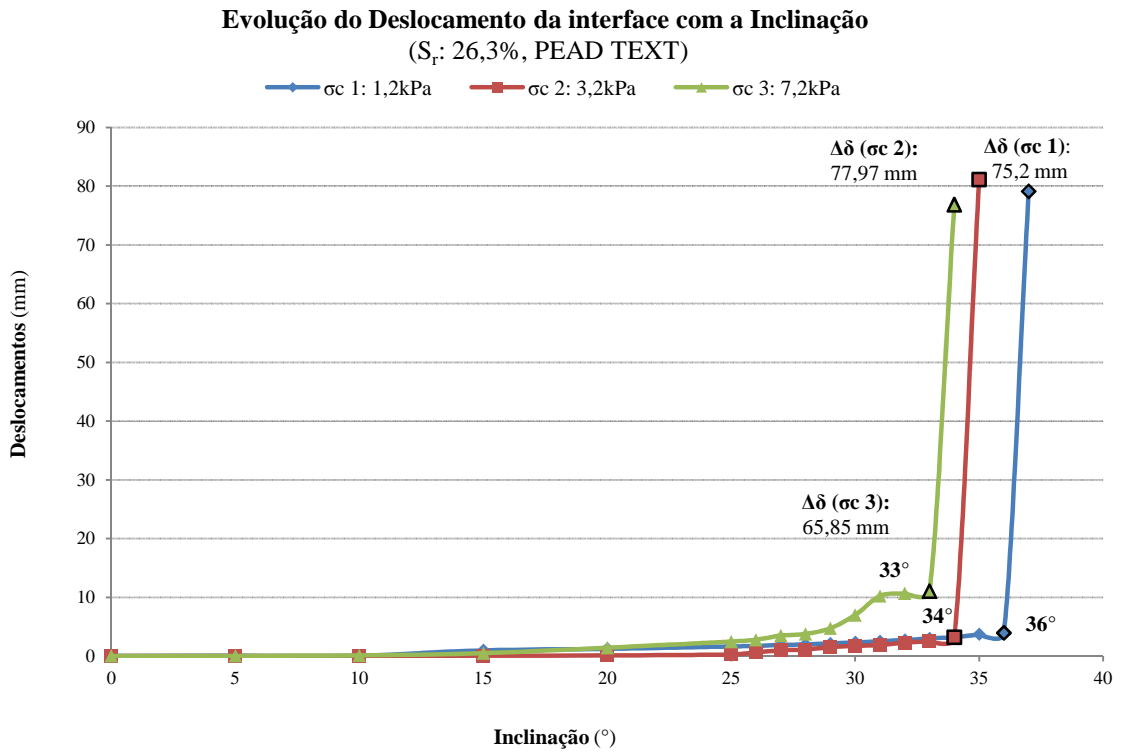


Figura 4.64 - Evolução dos deslocamentos da interface (PEAD TEXT/Solo S_r de 26,3%).

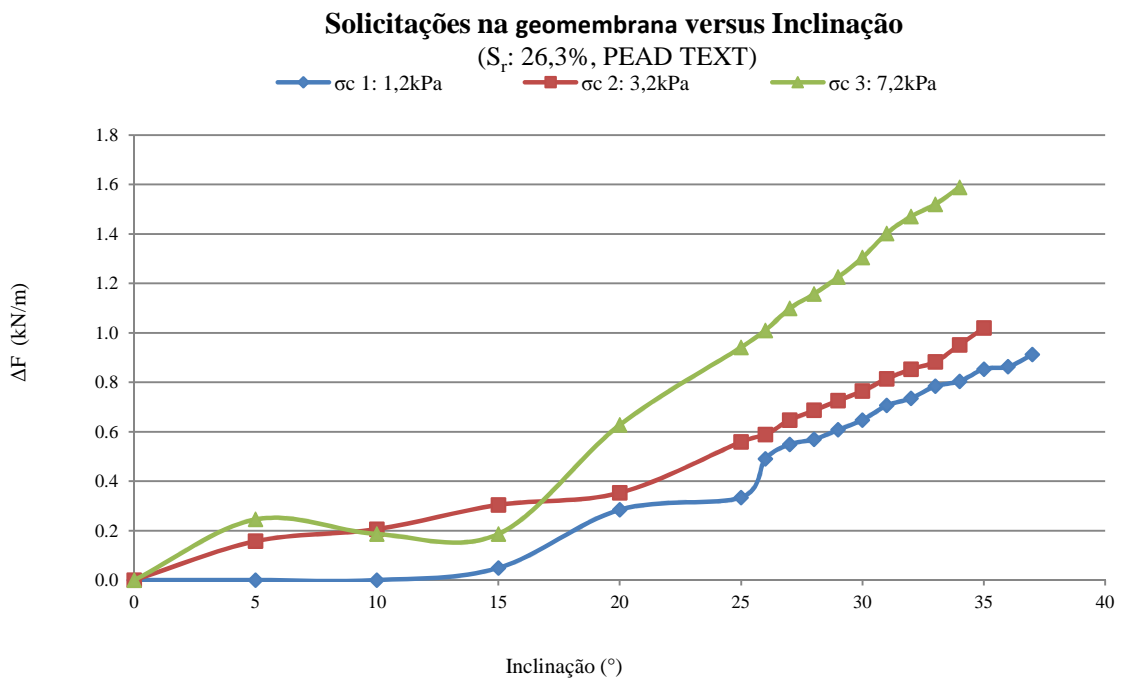


Figura 4.65 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (PEAD TEXT/Solo S_r de 26,3%).

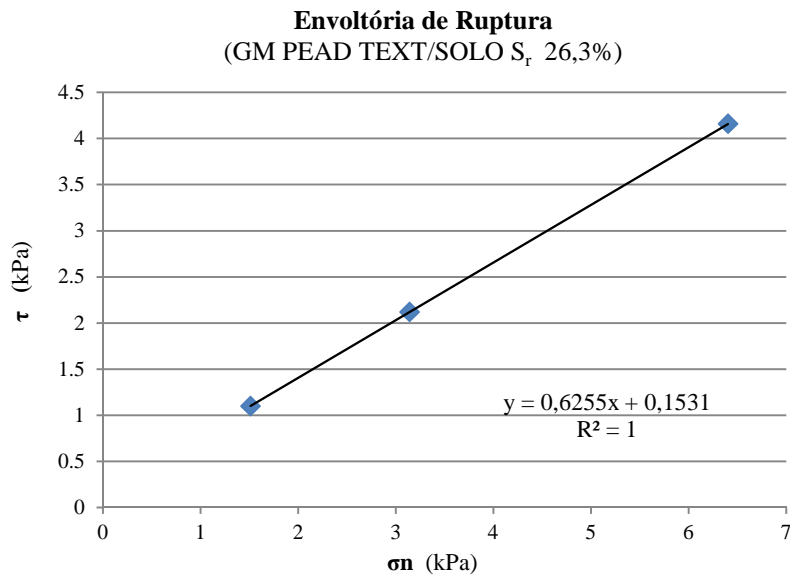


Figura 4.66 - Envoltória de ruptura da interface (PEAD TEXT/Solo S_r de 26,3%). $\phi_{sg} = 36^\circ$, $\alpha = 0,2$.

No arranjo de geomembrana de PEAD texturizada e solo de S_r de 45,1%, a evolução dos deslocamentos é apresentada na Figura 4.67; a absorção de cargas pela geomembrana na Figura 4.68 e a envoltória de resistência (Figura 4.69) indicou que valor de ângulo de atrito da interface foi acrescido em 1° , comparando-se ao caso anterior.

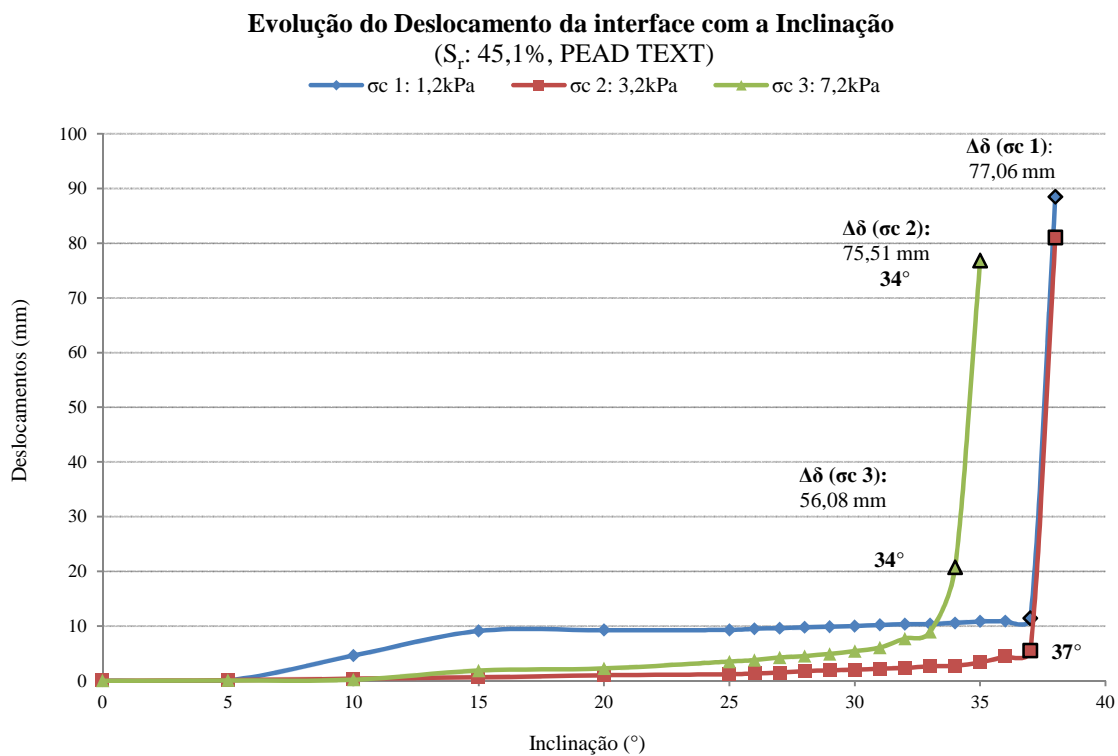


Figura 4.67 - Evolução dos deslocamentos da interface (PEAD TEXT/Solo S_r de 45,1%).

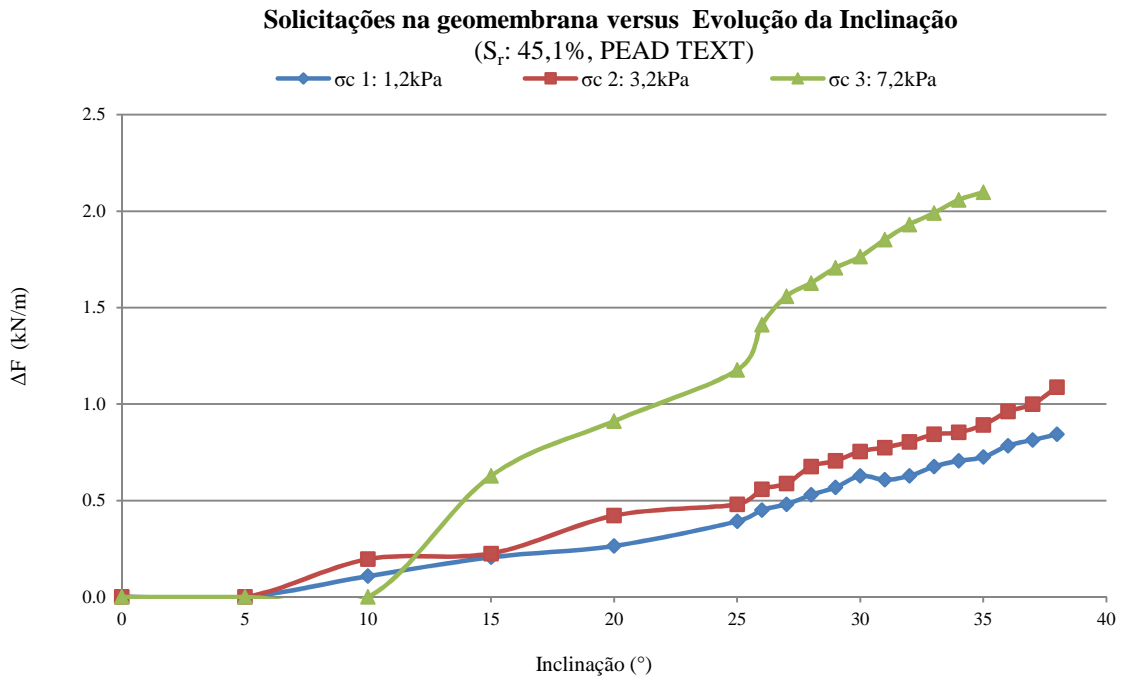


Figura 4.68 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (PEAD TEXT/Solo S_r de 45,1%).

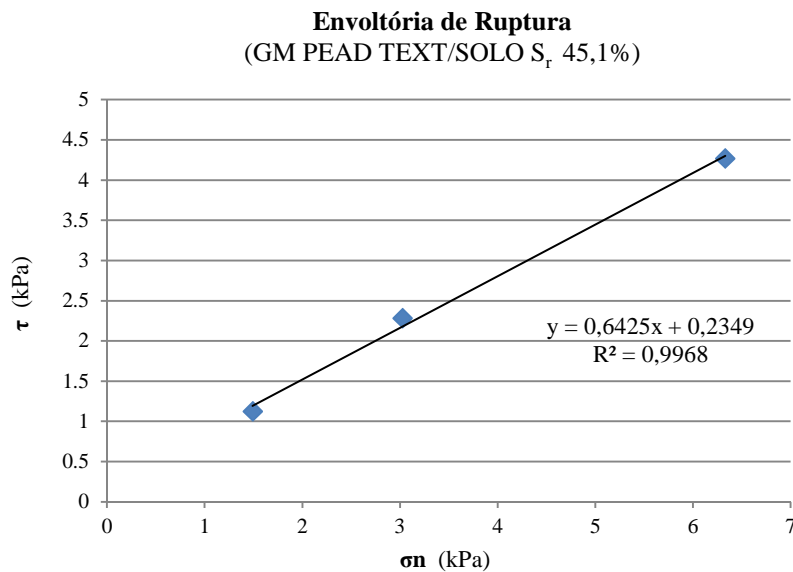


Figura 4.69 - Envoltória de ruptura da interface (PEAD TEXT/Solo S_r de 45,1%). $\phi_{sg} = 37^\circ$, $\alpha = 0,2$.

No tipo de interface com solo saturado em 58,4% de saturação, os deslocamentos prévios a rupturas tornaram-se os mais sutis dentre as taxas verificadas para PEAD TEXT (Figura 4.70). Os valores de solicitações na geomembrana e envoltória de resistência são apresentados, respectivamente, nas Figura 4.71 e Figura 4.72.

É provável que tal retardamento da intensidade e velocidade de ocorrência dos deslocamentos seja justificado pelo acréscimo no grau de saturação do solo da interface, para as quais os valores de absorção de carga foram incrementados, demonstrando aproximação cada vez menos abrupta da superfície a uma condição de ruptura. Entretanto, em comparação a envoltória de resistência anterior, constatou-se redução de 1° no valor de ângulo de atrito da interface. Como justificativa para tal comportamento, pode-se admitir que tal redução enquadra-se na margem de erros aceitáveis para ensaios de rampa.

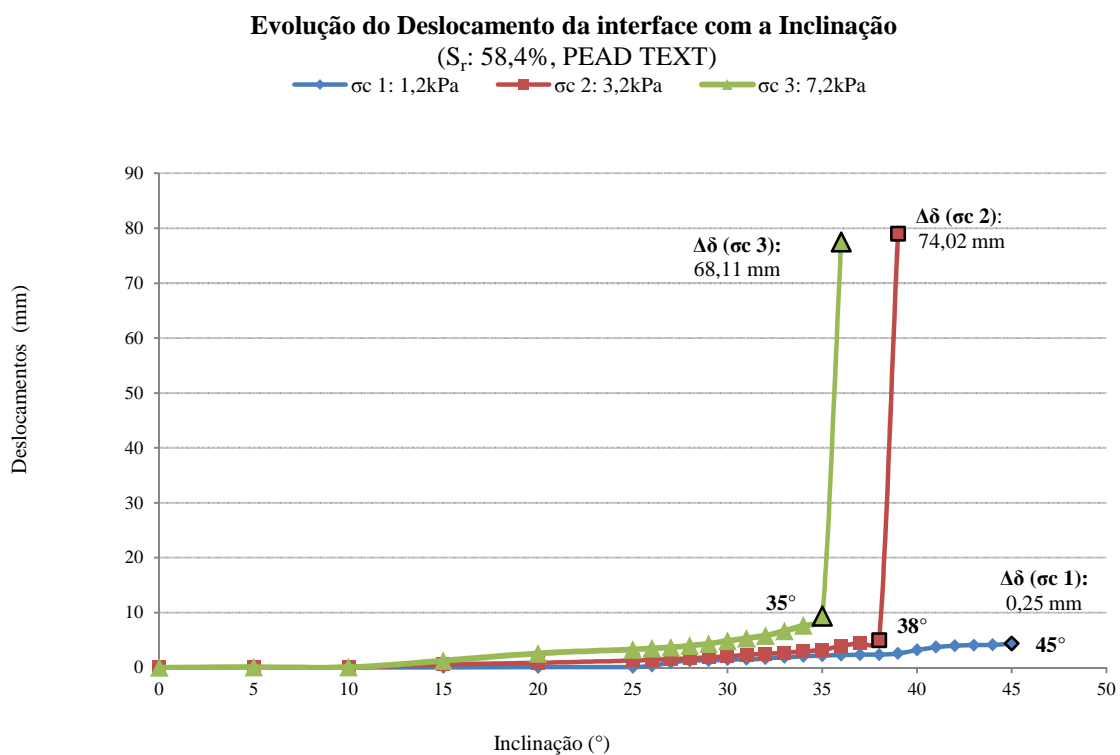


Figura 4.70 - Evolução dos deslocamentos da interface (PEAD TEXT/Solo S_r de 58,4%).

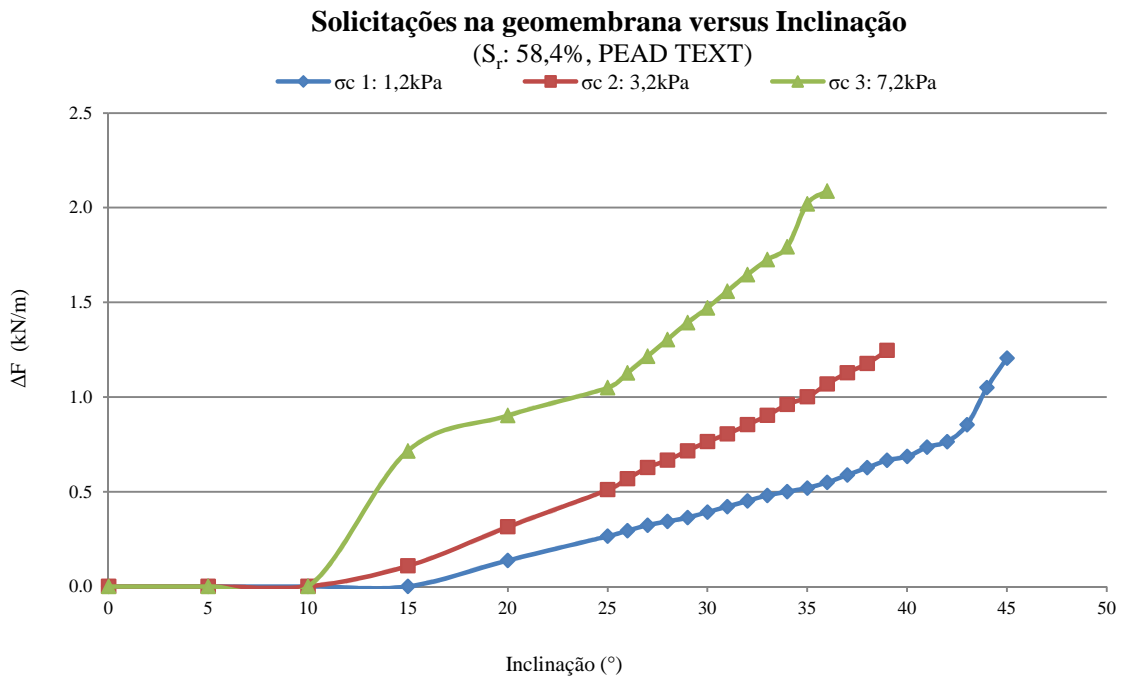


Figura 4.71 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (PEADTEXT/Solo S_r de 58,4%).

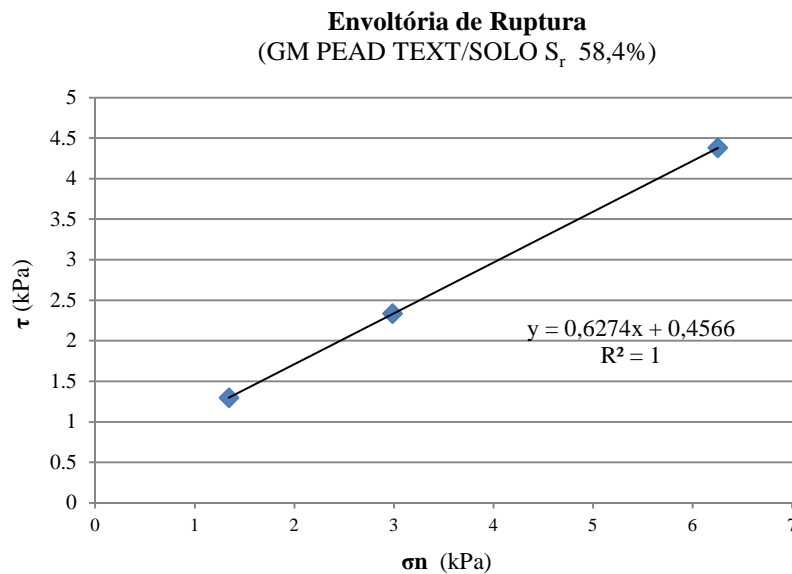


Figura 4.72 - Envoltória de ruptura da interface (PEAD TEXT/Solo S_r de 58,4%). $\phi_{sg} = 36^\circ$, $\alpha = 0,5$.

As progressões de deslocamentos, as solicitações absorvidas pela geomembrana e a envoltória de resistência, para interface de PEAD texturizada e solo subjacente com saturação de 66%, são apresentadas, respectivamente, nas Figura 4.73, Figura 4.74 e Figura 4.75.

O valor obtido para ângulo de atrito dessa interface foi o maior dentre as configurações de interfaces avaliadas (39°), o que representa um acréscimo total de 7° no

ângulo de interface, entre a condição de grau de saturação do solo sobrejacente inicial (5,5%) e final (66%). O incremento no ângulo de atrito pode ser observado pelo maior nível de deslocamentos medidos (Figura 4.73) antes do completo deslizamento da caixa.

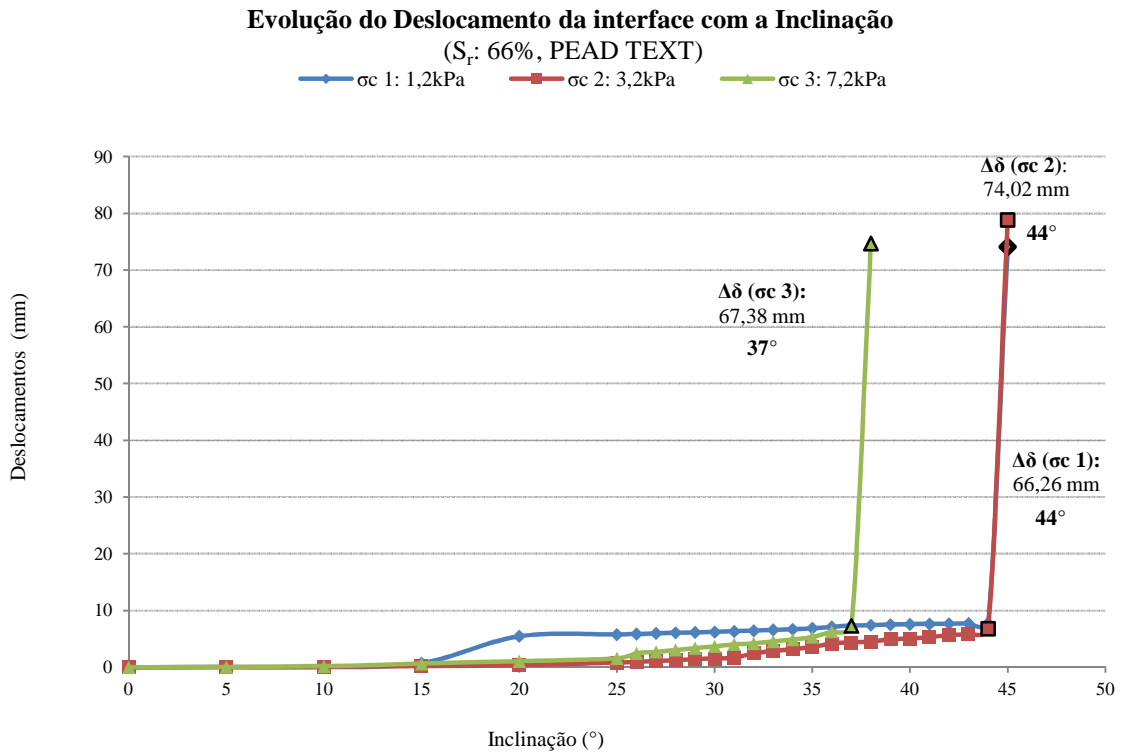


Figura 4.73 - Evolução dos deslocamentos da interface (PEAD TEXT/Solo S_r de 66%).

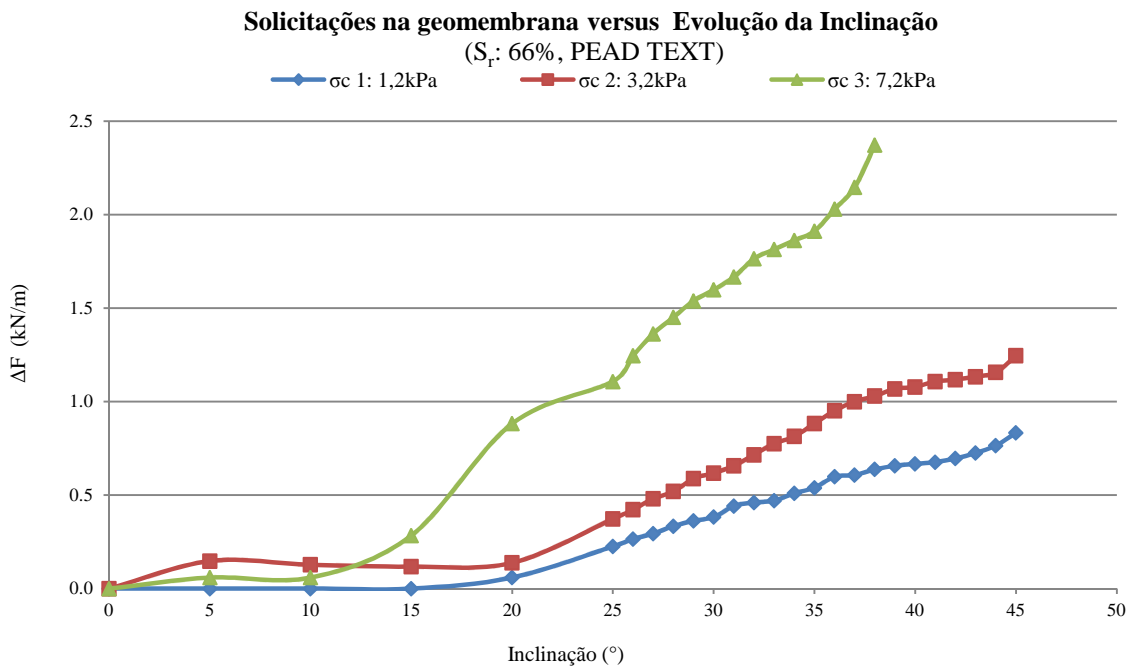


Figura 4.74 - Carga transmitida à geomembrana por unidade de largura (ΔF) versus inclinação da rampa (PEADTEXT/Solo S_r de 66%).

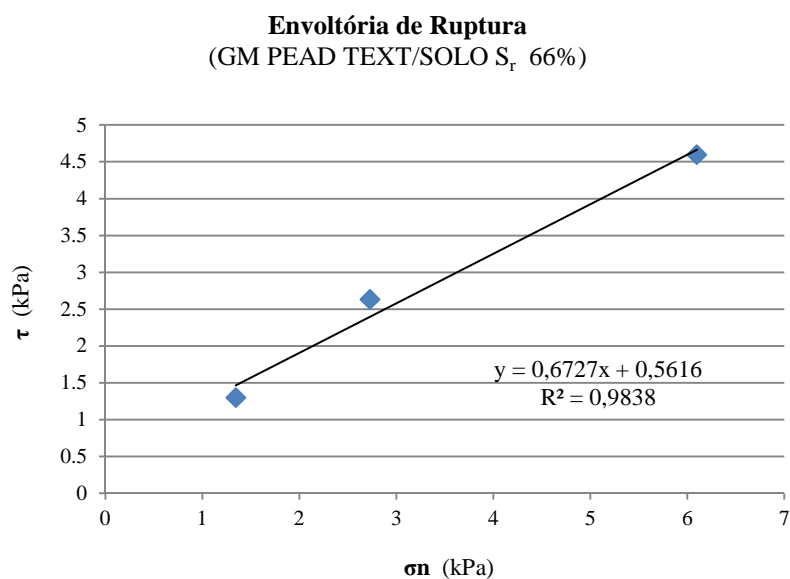


Figura 4.75 - Envoltória de ruptura da interface (PEAD TEXT/Solo S_r de 66%). $\phi_{sg} = 39^\circ$, $\alpha = 0,6$.

Assim como verificado nos demais arranjos da campanha de experimental de plano inclinado, para as interfaces com PEAD TEXT, verificou-se localização coincidente dos pontos de valores de inclinação da rampa a apresentarem valores crescentes das taxas de deslocamento de interface e solicitações transferidas à geomembrana. Para as configurações com solos em S_r de 58,4% e 66%, os pontos de inclinação da rampa para evolução crescente das taxas relacionadas à mobilização da resistência quantificadas apresentaram o maior retardamento dentre aos arranjos todos os ensaiados. Tal retardamento de inclinação da ruptura para PEAD TEXT variou em cerca de 15° , entre a menor e a maior condição de grau de saturação de solo subjacente avaliada.

Numa perspectiva global, dados incrementos nos graus de saturação das interfaces foram constatados aumentos progressivos nos valores de ângulos de atrito das mesmas. Pode ser admitida a hipótese de que os referidos aumentos nos valores de ângulos de atrito estejam enquadrados na margem de erro esperada para o ensaio.

Correlações entre os sutis aumentos verificados nos valores de ângulos de atrito, dados incrementos nos graus de saturação dos solos nas interfaces, também foram embasadas nas variações de níveis de saturação estabelecidos entre as condições iniciais e finais dos ensaios, devidas dissipações de poropressão pela base da caixa de confinamento e até mesmo pela formação de parcelas de solo cimentado acumulado nas bordas da caixa de confinamento, segundo mencionado anteriormente.

Em geral, os valores finais de S_r foram menores que os iniciais dada à dissipação de poropressões na fase de carregamento dos ensaios. É provável que para as configurações com

S_r finais maiores, os valores de ângulos de atrito obtidos sejam diferentes. As prováveis relações existentes entre parâmetros de resistência ao cisalhamento e incrementos de sucção seriam abordadas de forma mais completa com a obtenção de parâmetros que contemplem as exigências da teoria de solos não saturados durante a realização dos ensaios de rampa, com instrumentação adequada para esse tipo de ensaio.

A tendência de coincidência entre os níveis de inclinação da rampa para início dos incrementos progressivos das taxas deslocamento preliminar a ruptura e solicitações na geomembrana, verificadas para geomembranas de PVC e PEAD lisas, foi repetida para as interfaces com PEAD texturizadas.

Como verificado nas interfaces com geomembranas de PVC lisa, o retardo nos valores de localização dos pontos de valores de inclinação da rampa para os comportamentos avaliados são coincidentes com as condições de interface que apresentaram os maiores valores de ângulos de atrito.

Os deslocamentos preliminares a ruptura em tais interfaces foram inferiores aos de geomembranas de PEAD, mas não suficientemente menores que os registrados nas interfaces com PVC. Tal tendência provavelmente justifica o tipo de ruptura brusca verificado nas geomembranas de PEAD, com rigidez à tração superior as de PVC.

O acréscimo de atrito dado à presença de elementos texturais das geomembranas de PEAD possivelmente corroborou com a ocorrência de deslocamentos anteriores a ruptura mais lentos que o característico para polímeros de PEAD, em comparações com os resultados apresentados em configurações de interface com PEAD lisa. Essa afirmativa também pode ser reforçada observando os maiores valores de ângulo de atrito obtidos em interfaces com PEAD TEXT, dentre os demais polímeros testados.

Entre condições inicial e final de graus de saturação (5,5 e 66%) dos solos das interfaces verificou-se variação de ângulo de atrito de interface, até 7° para configurações com maiores graus de saturação dos solos.

Em alguns ensaios de rampa, para situações de graus de saturação mais elevados de solo sobrejacente, entre 58,4 a 66% (para PVL lisa e PEAD texturizada) a capacidade de inclinação da rampa foi atingida sem verificação da ruptura ou grandes deslocamentos. Nessas situações, melhor avaliação da mobilização da resistência na interface pode ser alcançada avaliando-se taxas de deslocamentos máximos anteriores a ruptura e transferência de solicitações aos geossintéticos.

4.4 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Como produtos da campanha de ensaios de cisalhamento direto são apresentadas as envoltórias de ruptura para interfaces de geomembranas lisas de PEAD e de PVC, e curvas tensão - deslocamento do solo. A evolução dos deslocamentos horizontais da amostra foi plotada no eixo das abscissas versus incrementos de tensão cisalhante no eixo das ordenadas.

4.4.1 INTERFACES SOLO/GEOMEMBRANAS DE PVC LISA

É apresentada envoltória de ruptura (Figura 4.76) e curva tensão - deslocamento (Figura 4.77) para interfaces de tipo geomembranas de PVC LISA e solo com S_r de 5,5%.

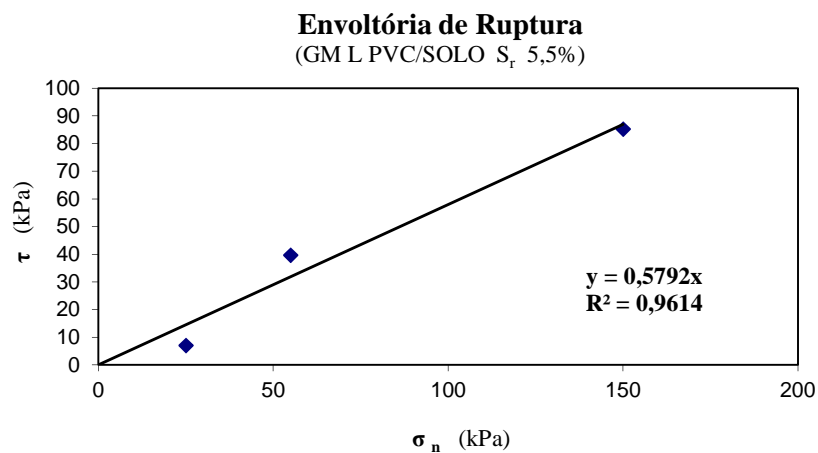


Figura 4.76 - Envoltória de ruptura para interfaces de tipo solo (S_r 5,5%)/ PVC L. $\phi_{sg} = 30^\circ$, $\alpha = 0$.

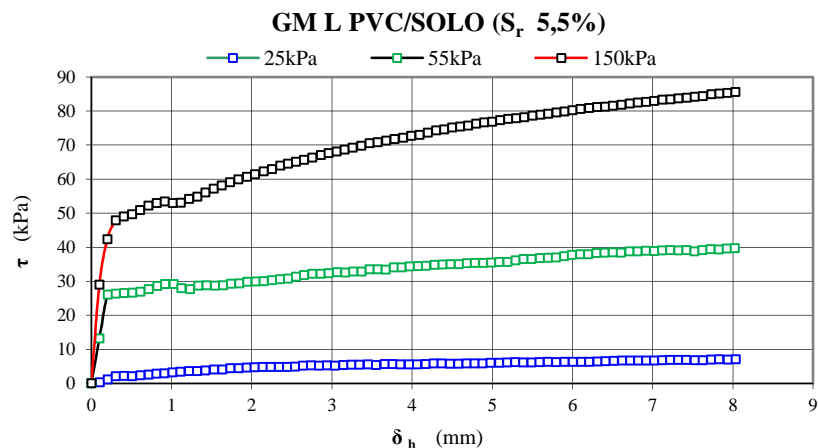


Figura 4.77 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento em interfaces de tipo solo (S_r 5,5%)/ PVC L).

A Figura 4.78 e Figura 4.79 apresentam respectivamente, envoltórias de ruptura e a curva tensão - deslocamento para interfaces com PVC LISA e solo saturado em 10,8%. O

acréscimo de grau de saturação do solo sobrejacente não foi acompanhado por incrementos no valor do ângulo de atrito da interface.

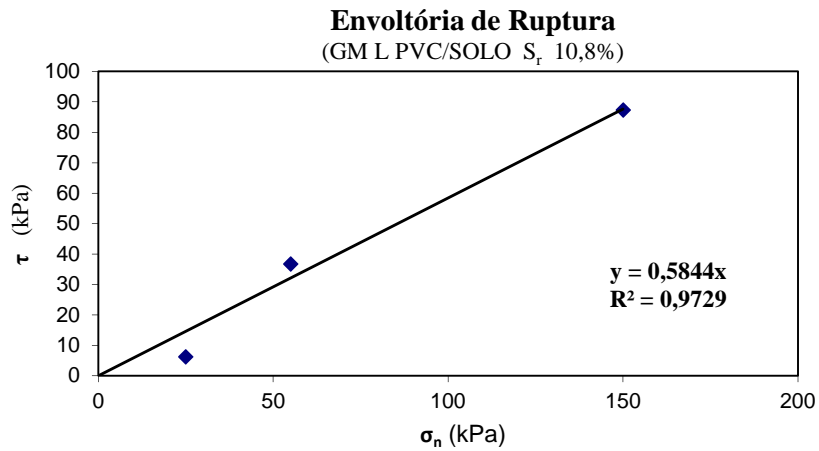


Figura 4.78 - Envoltória de ruptura para interfaces de tipo solo (S_r 10,8%)/PVC L. $\phi_{sg} = 30^\circ$, $\alpha = 0$.

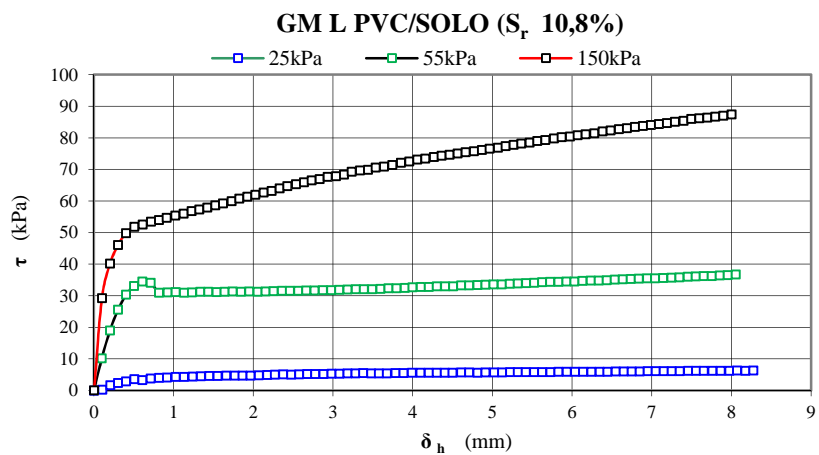


Figura 4.79 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento em interfaces de tipo solo (S_r 10,8%)/PVC L).

Para interface com PVC L e solo em S_r de 15,7%, são apresentadas: envoltória de ruptura (Figura 4.80) e curva tensão - deslocamento (Figura 4.81). Constatou-se incremento de ângulo de atrito de 1° , em comparações com o estágio de saturação do solo anterior (10,8%).

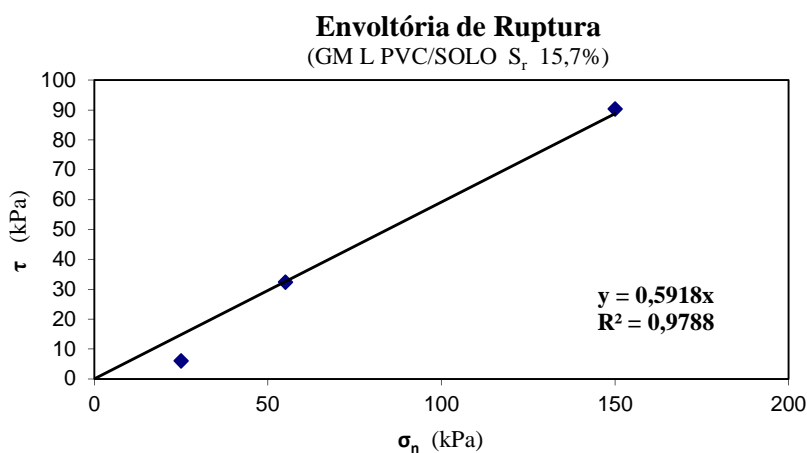


Figura 4.80 - Envoltória de ruptura para interfaces de tipo solo (S_r 15,7%)/ PVC L. $\phi_{sg} = 31^\circ$, $\alpha = 0$.

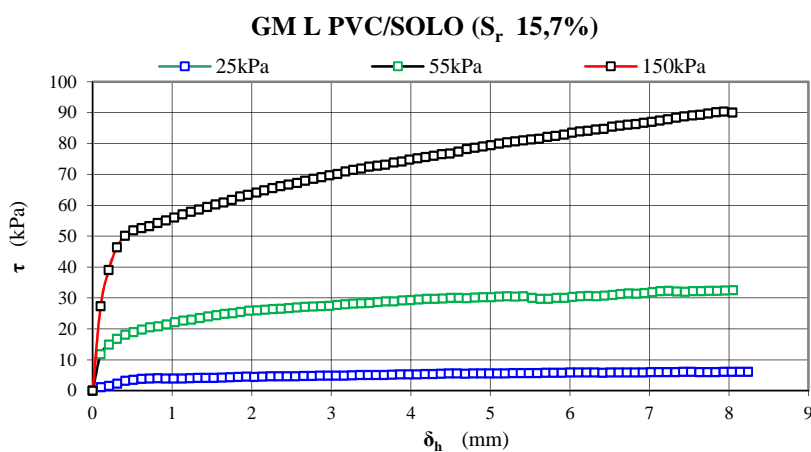


Figura 4.81 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento em interfaces de tipo solo (S_r 15,7%)/ GM PVC L).

Para arranjos com solo em S_r de 20,3%, foram os principais resultados obtidos para avaliação da mobilização da resistência a envoltória de ruptura (Figura 4.82) e a curva tensão-deslocamento (Figura 4.83). Em comparação ao estágio de saturação do solo anterior (15,7%) o valor de ângulo de atrito da interface foi acrescido em 1° .

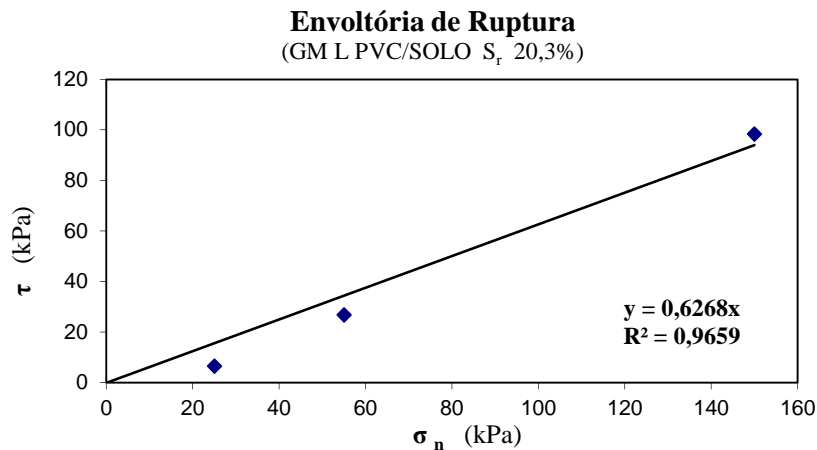


Figura 4.82 - Envoltória de ruptura para interfaces de tipo solo (S_r 20,3%)/ PVC L. $\phi_{sg} = 32^\circ$, $\alpha = 0$.

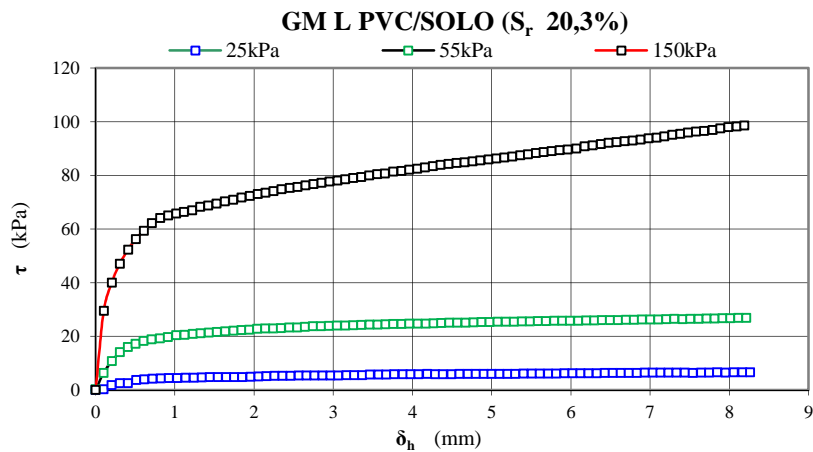


Figura 4.83 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento em interfaces de tipo solo (S_r 20,3%)/ PVC L).

A envoltória de ruptura (

Figura 4.84) e curva tensão-deslocamento (Figura 4.85) para arranjos com geomembranas de PVC L e solo com grau de saturação de 26,3%, são apresentadas. Foi verificado incremento de valor de ângulo de atrito de interface equivalente a 1° , valor que pode estar dentro da margem de erro do equipamento.

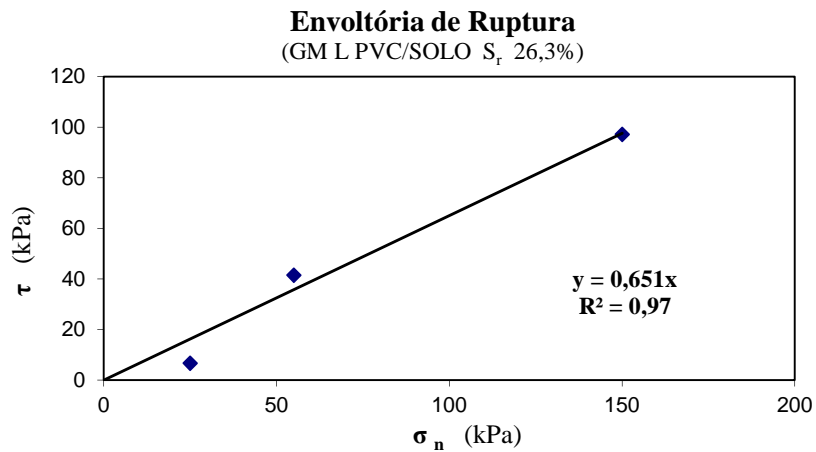


Figura 4.84 - Envoltória de ruptura para interfaces de tipo solo (S_r 26,3%)/PVC L. $\phi_{sg} = 33^\circ$, $\alpha = 0$.

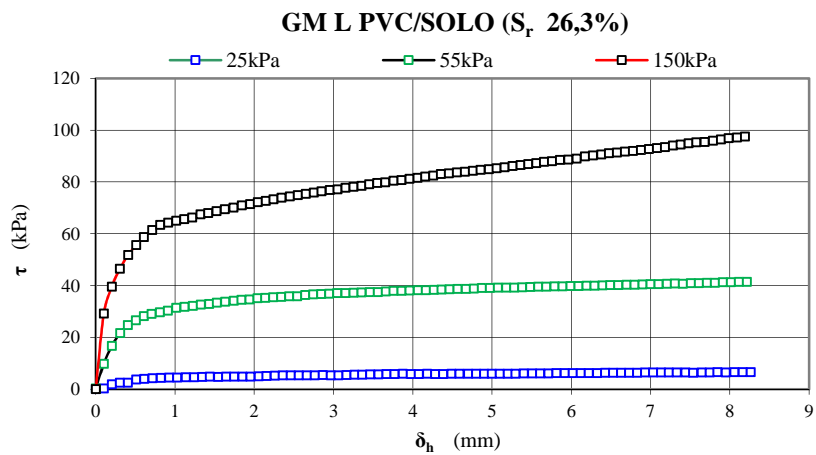


Figura 4.85 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento em interfaces de tipo solo (S_r 26,3%)/PVC L).

Nas interfaces com geomembranas de PVC L e solo sobrejacente com S_r de 45,1%, a Figura 4.86 apresenta envoltória de ruptura, ilustrando a manutenção do mesmo valor de ângulo de atrito da condição anterior. A curva tensão - deslocamento é ilustrada na Figura 4.87.

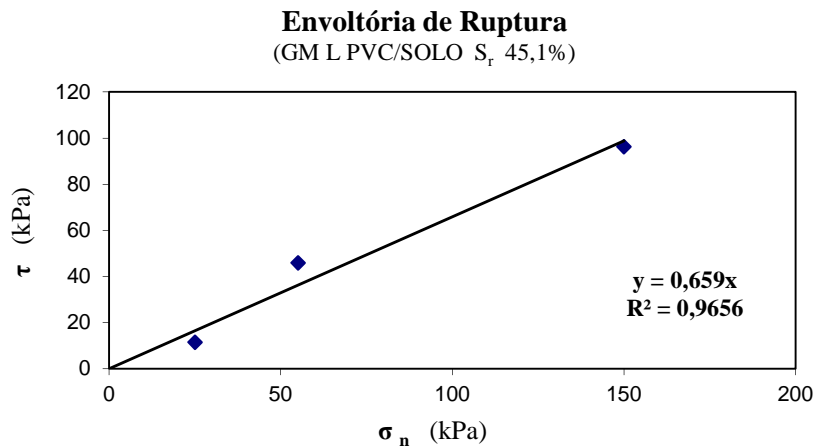


Figura 4.86 - Envoltória de ruptura para interfaces de tipo solo (S_r 45,1%)/ PVC L. $\phi_{sg} = 33^\circ$, $\alpha = 0$.

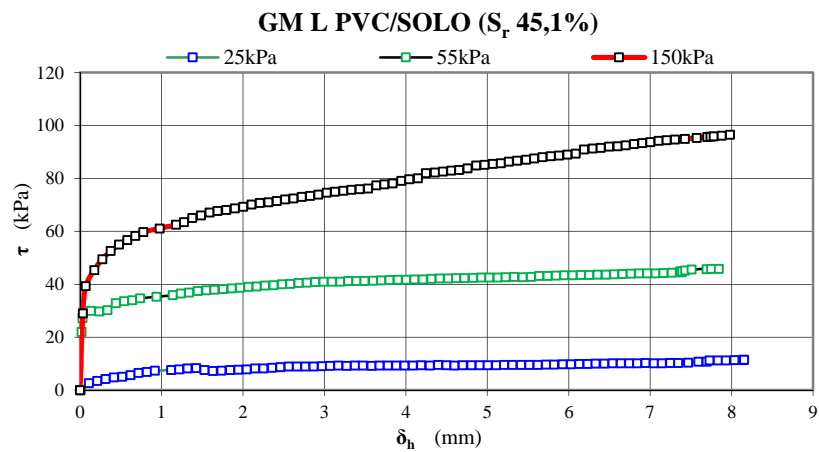


Figura 4.87 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento em interfaces de tipo solo (S_r 45,1%)/ PVC L).

Para solo com S_r de 58,4% são apresentadas: envoltória de ruptura (Figura 4.88) e curva tensão - deslocamento (Figura 4.89). O valor de ângulo de atrito da interface permaneceu o mesmo que para o arranjo anterior.

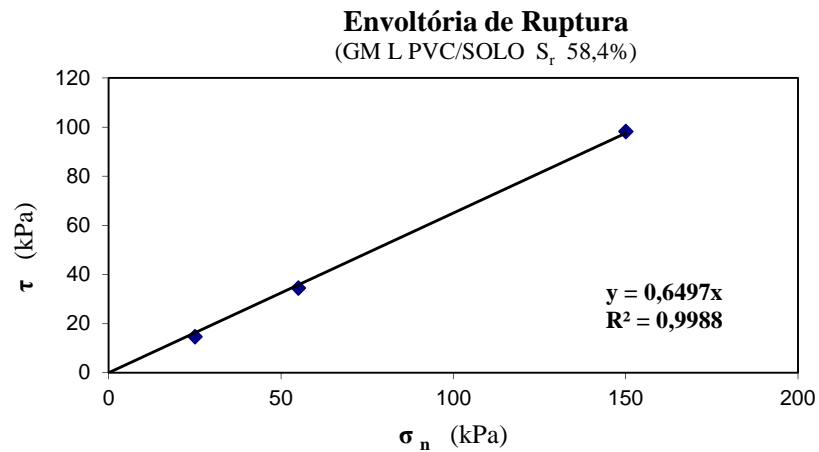


Figura 4.88 - Envoltória de ruptura para interfaces de tipo solo (S_r 58,4%)/PVC L. $\phi_{sg} = 33^\circ$, $\alpha = 0$.

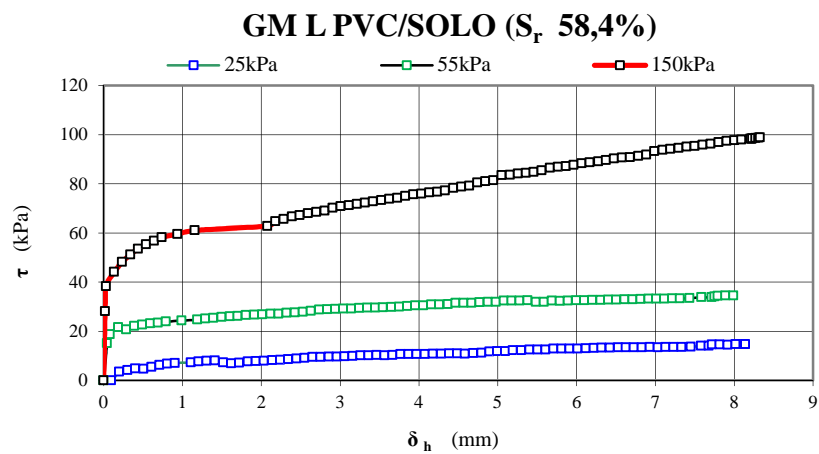


Figura 4.89 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento em interfaces de tipo solo (S_r 58,4%)/PVC L).

Para a condição de saturação do solo sobrejacente equivalente a 66% foi constatado o maior acréscimo do valor de ângulo de atrito da interface, correspondente a 5° (Figura 4.90). A curva tensão - deslocamento para interfaces de tipo geomembrana de PVC L e solo com S_r 66% é apresentada na Figura 4.91.

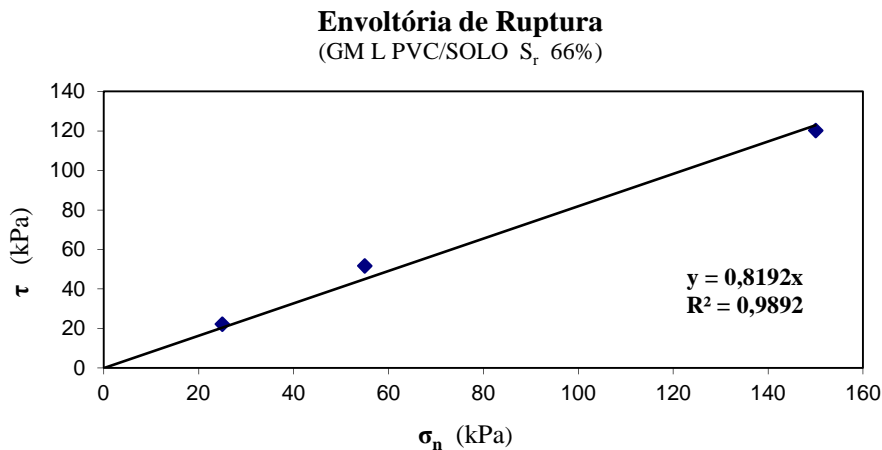


Figura 4.90 - Envoltória de ruptura para interfaces de tipo solo (S_r 66%)/PVC L. $\phi_{sg} = 39^\circ$, $\alpha = 0$.

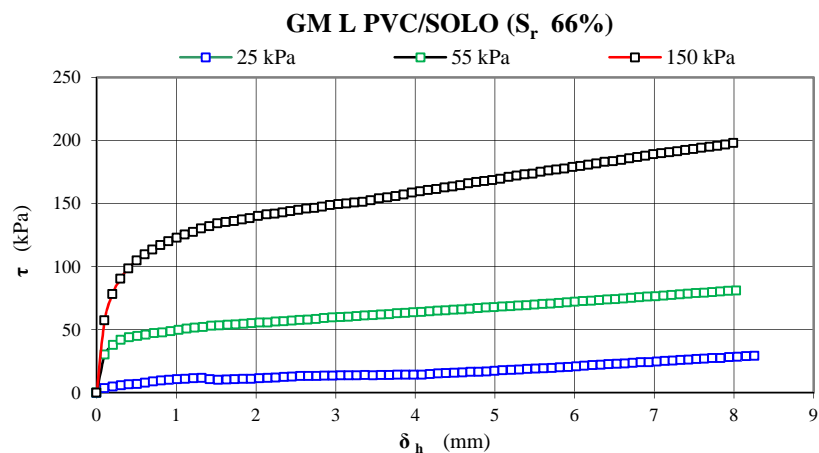


Figura 4.91 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento cisalhante em interfaces de tipo solo (S_r 66%)/PVC L).

Observando as envoltórias de resistência das interfaces com PVC lisa, em estágios de graus de saturação de solo superiores a 20% constataram-se incrementos de nos valores de resistência ao cisalhamento, sendo o maior incremento verificado para S_r de 66%.

Para estágios de saturação dos solos de interfaces com PVC L superiores a 20% foram constados as maiores variações entre os valores de ângulo de atrito de interface obtidos para os diferentes ensaios ($\Delta\phi_{sg}$), sendo os valores advindos do cisalhamento direto predominantemente superiores. Para arranjos de interfaces com solos com S_r variando de 20 a 50%, os valores de $\Delta\phi_{sg}$ ficaram em 3° , e para S_r oscilando entre 58,4 a 66% os valores de $\Delta\phi_{sg}$ permaneceram entre 5° .

Após os incrementos de resistência de interfaces de arranjos sob 48,4% (S_6) de S_r valores de ângulo de atrito mantiveram-se praticamente constantes.

Entre condições de saturação mais baixas (S_r de 5,5%) e as mais elevadas (S_r de 66%) foi observado incremento de 9° no valor de ângulo de atrito de interface, montante de incremento superior ao verificado nas mesmas condições em ensaios de plano inclinado (5°).

Para as mesmas configurações de interfaces os valores de ângulo de atrito apresentados foram maiores que os obtidos para os ensaios de plano inclinado, mostrando que a tendência de superestimação dos parâmetros de resistência do solo geralmente verificado em estudos de resistência ao cisalhamento de interfaces com a realização e comparação de parâmetros de resistência obtidos por ensaios de rampa e de cisalhamento direto.

4.4.2 INTERFACES SOLO/GEOMEMBRANAS DE PEAD LISA

São apresentados, para interfaces com PEAD lisa e solo sobrejacente com S_r de 5,5%, envoltória de ruptura (Figura 4.92) e curva tensão - deslocamento (Figura 4.93).

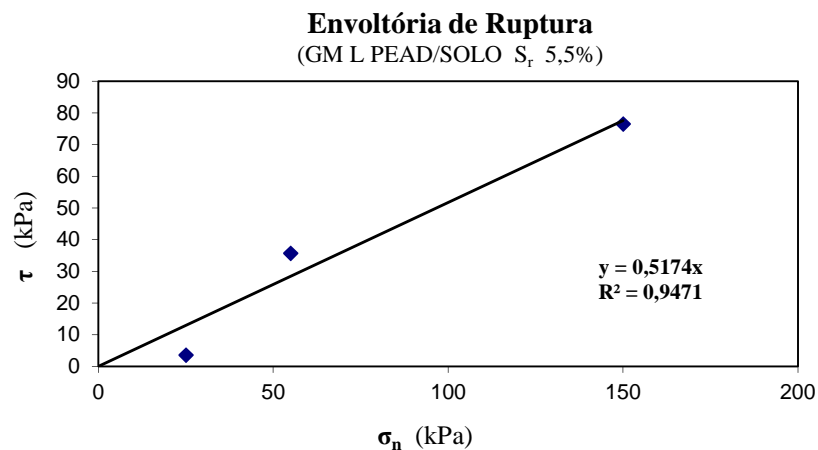


Figura 4.92 - Envoltória de ruptura para interfaces de tipo solo (S_r 5,5%)/PEAD L. $\phi_{sg} = 27^\circ$, $\alpha = 0$.

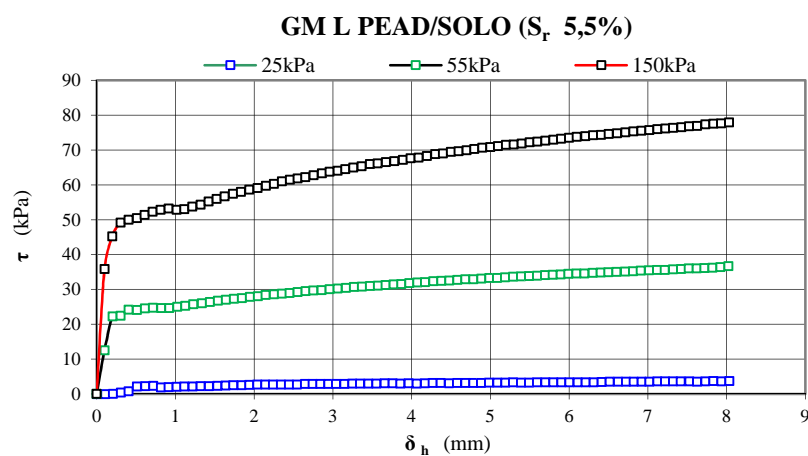


Figura 4.93 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento em interfaces de tipo solo (S_r 5,5%)/PEAD L).

A envoltória de ruptura (Figura 4.94) para interface com PEAD lisa e solo em S_r de 10,8% apresenta incremento de 2° no valor de ângulo de atrito. A curva tensão - deslocamento é apresentada na Figura 4.95. Houve variação pouco significativa do ângulo de atrito de interface com relação ao caso anterior.

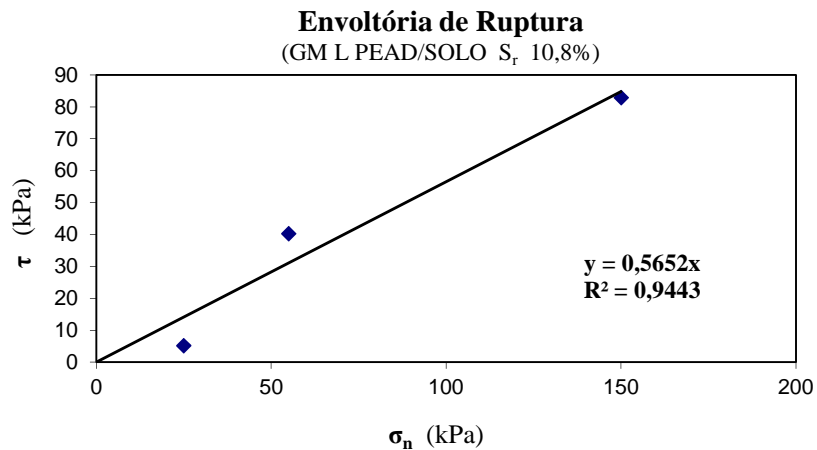


Figura 4.94 - Envoltória de ruptura para interfaces de tipo solo (S_r 10,8%)/PEAD L. $\phi_{sg} = 29^\circ$, $\alpha = 0$.

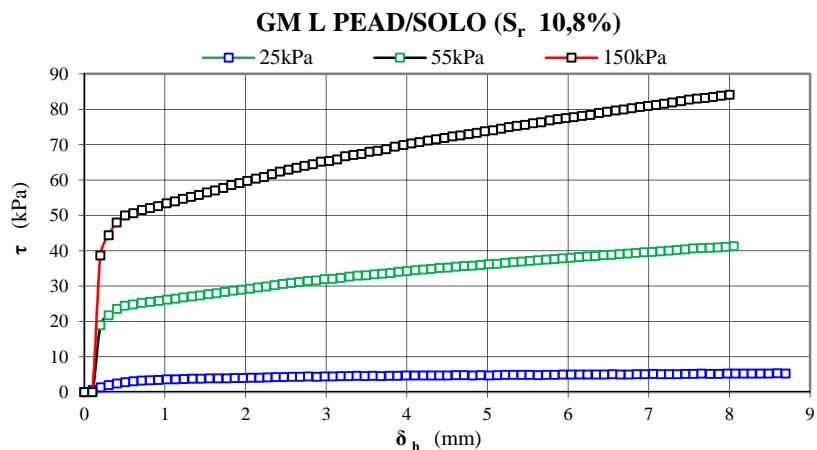


Figura 4.95 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento em interfaces de tipo solo (S_r 10,8%)/PEAD L).

Segundo envoltória de ruptura (Figura 4.96), para interface com PEAD lisa e S_r de 15,7% foi verificada redução do valor de ângulo de atrito em 2° . A curva tensão - deslocamento é mostrada na Figura 4.97.

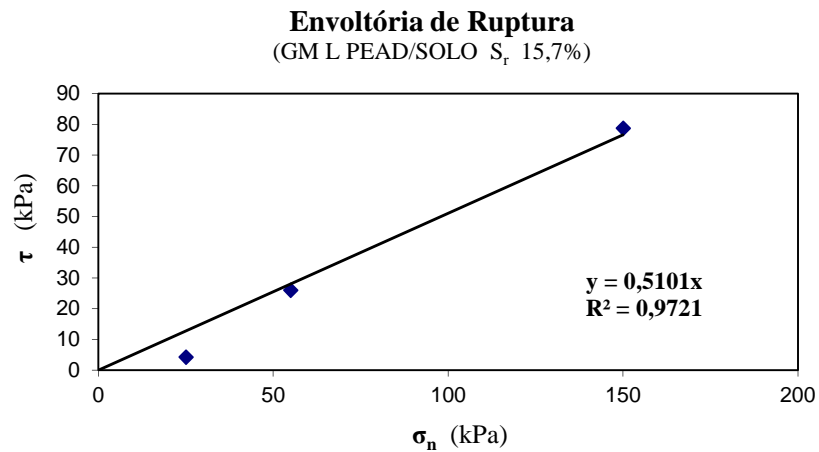


Figura 4.96 - Envoltória de ruptura para interfaces de tipo solo (S_r 15,7%)/PEAD L. $\phi_{sg} = 27^\circ$, $\alpha = 0$.

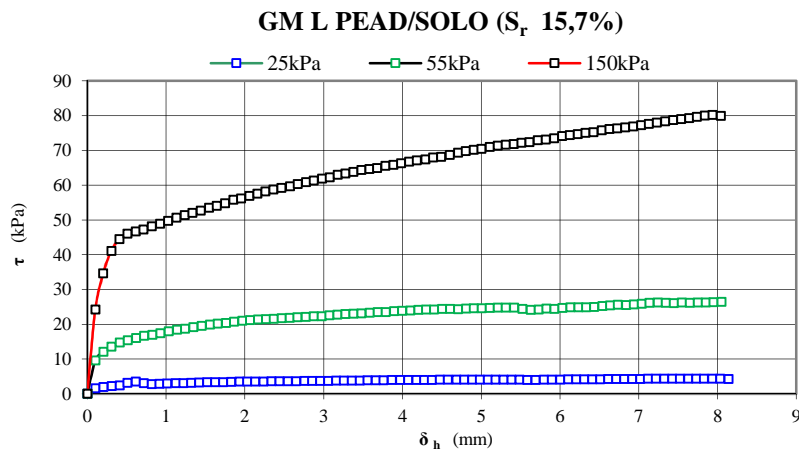


Figura 4.97 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento em interfaces de tipo solo (S_r 15,7%)/PEAD L).

A envoltória de ruptura (Figura 4.98) e curva tensão – deslocamento (Figura 4.99) para interfaces com solo a S_r de 20,3% são apresentadas. Verificou-se acréscimo de 5° no ângulo de atrito de interface. Assim, na faixa de grau de saturação estudada até o mencionado nível saturação para PEAD L, foi registrada a maior variação de valor de ângulo de atrito por incremento de S_r entre as condições de variação de graus de saturação sucessivas testadas por cisalhamento direto.

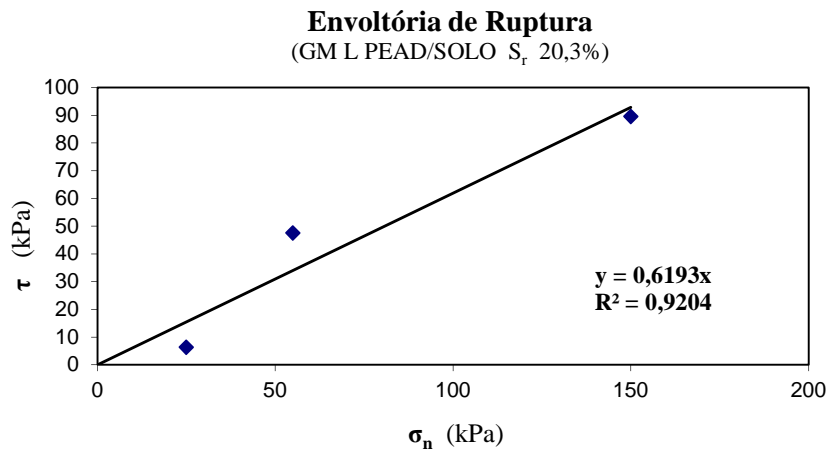


Figura 4.98 - Envoltória de ruptura para interfaces de tipo solo (S_r 20,3%)/PEAD L. $\phi_{sg} = 32^\circ$, $\alpha = 0$.

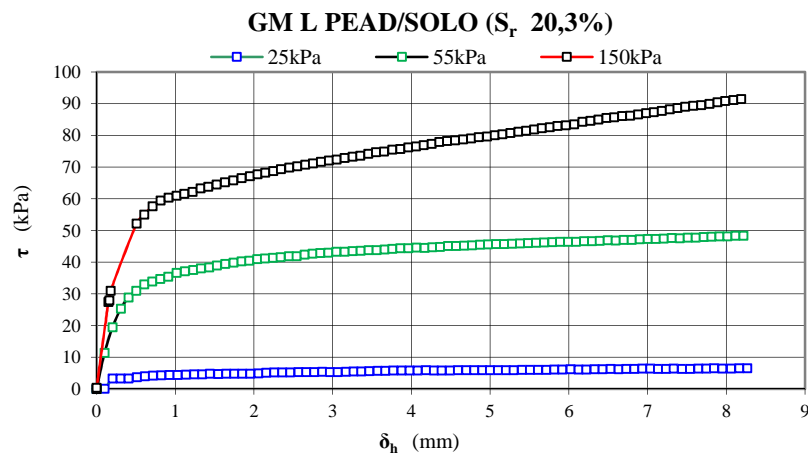


Figura 4.99 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento em interfaces de tipo solo (S_r 20,3%)/PEAD L).

A envoltória de ruptura e curvas tensão-deslocamento são apresentadas, respectivamente, na Figura 4.100 e na Figura 4.101, para interfaces de tipo geomembranas de PEAD LISA e solo com S_r de 26,3%. O valor de ângulo de atrito foi reduzido em 1° .

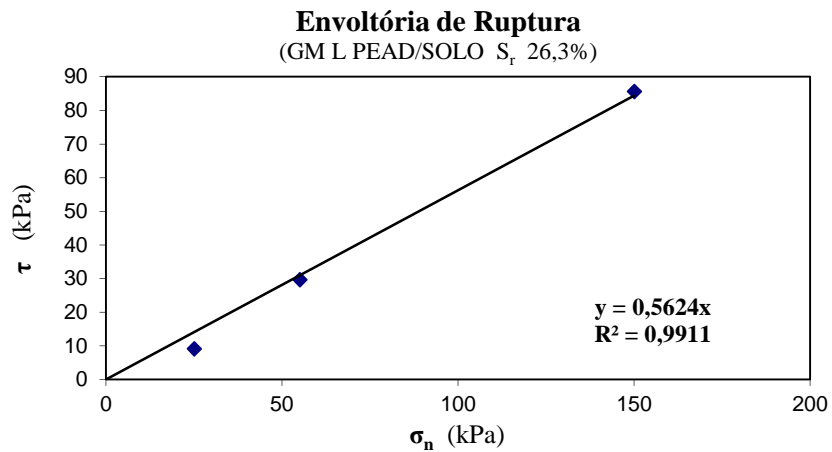


Figura 4.100 - Envoltória de ruptura para interfaces de tipo solo (S_r 26,3%)/PEAD L. $\phi_{sg} = 31^\circ$, $\alpha = 0$.

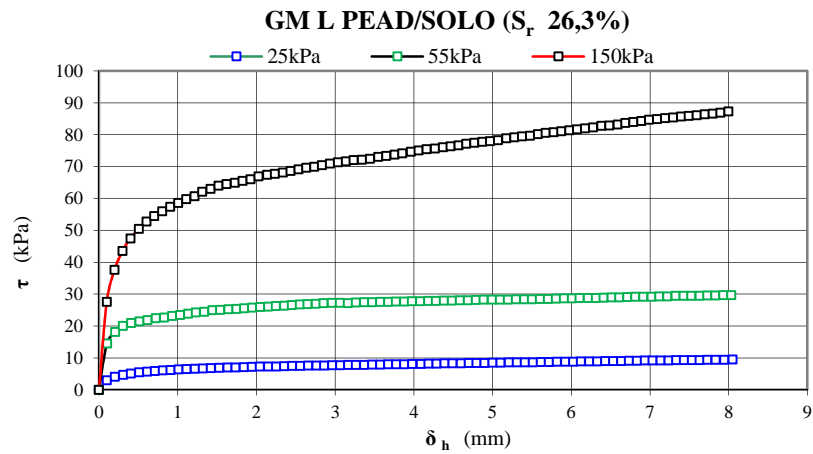


Figura 4.101 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento em interfaces de tipo solo (S_r 26,3%)/PEAD L).

É apresentada envoltória de ruptura (Figura 4.102) curva tensão – deslocamento (Figura 4.103) para interfaces de tipo geomembrana de PEAD lisa e solo (S_r 45,1%). Novamente, não contatou-se variação no ângulo de atrito da interface. Apesar das variações nos valores de sucção estimados (Figura 4.2) a resistência de interface não variou para esse tipo de ensaio utilizando tal geomembrana.

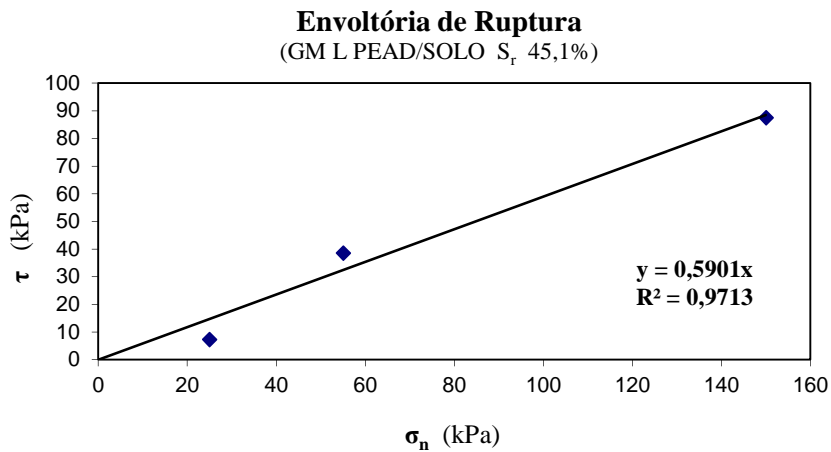


Figura 4.102 - Envoltória de ruptura para interfaces de tipo solo (S_r 45,1%)/PEAD L. $\phi_{sg} = 31^\circ$, $\alpha = 0$.

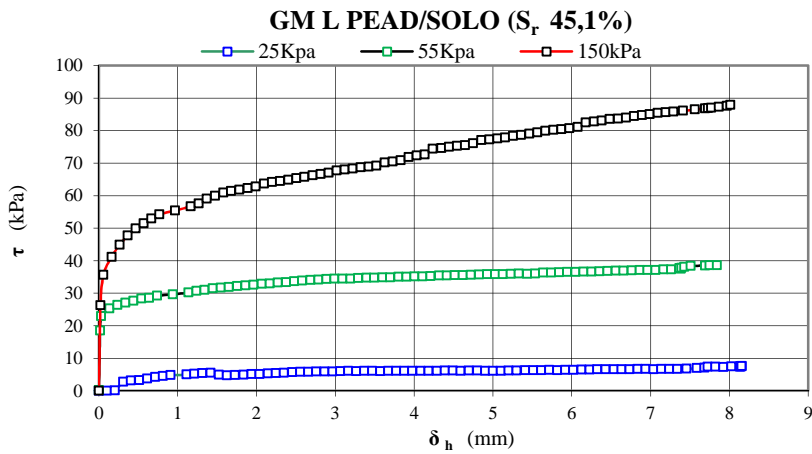


Figura 4.103 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento em interfaces de tipo solo (S_r 45,1%)/PEAD L).

É apresentada envoltória de ruptura (Figura 4.104) e curva tensão – deslocamento (Figura 4.105) para PEAD LISA e solo sobrejacente com S_r de 58,4%. Constatou-se decréscimo de 2° no valor de ângulo de atrito da interface, variação considerada pequena, dentro da margem de erro do equipamento.

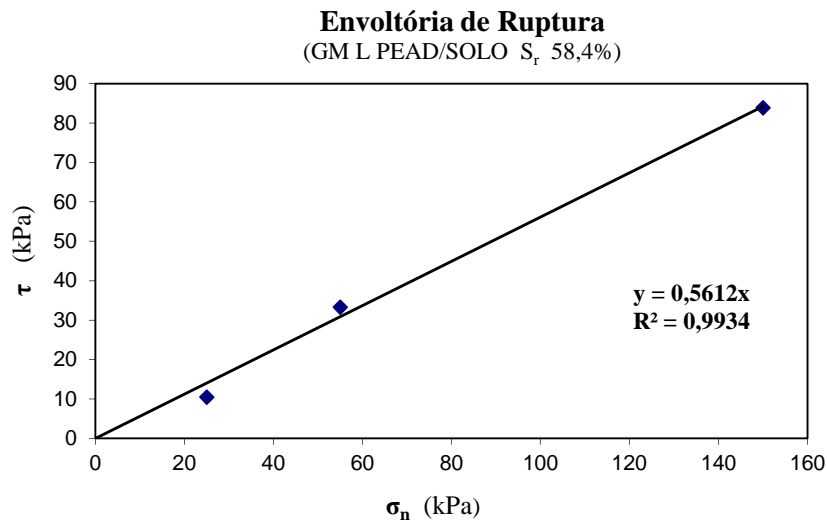


Figura 4.104 - Envoltória de ruptura para interfaces de tipo solo (S_r 58,4%)/PEAD L. $\phi_{sg} = 29^\circ$, $\alpha = 0$.

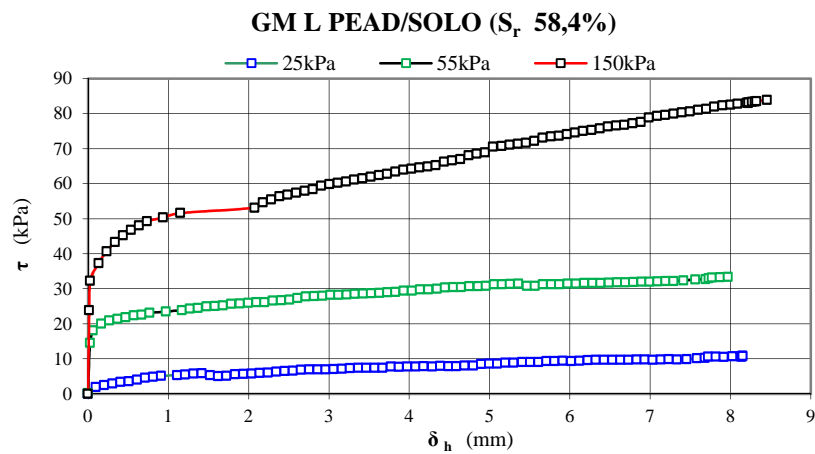


Figura 4.105 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento em interfaces de tipo solo (S_r 58,4%)/PEAD L).

Para interfaces de PEAD lisa, o estágio de saturação do solo subjacente de 66% manteve-se praticamente o mesmo valor de ângulo de atrito da interface que o verificado na configuração anterior de ângulo de atrito da interface que o verificado na configuração anterior (acréscimo de apenas 2°). A envoltória de ruptura está ilustrada na Figura 4.106 e curva tensão – deslocamento pela Figura 4.107.

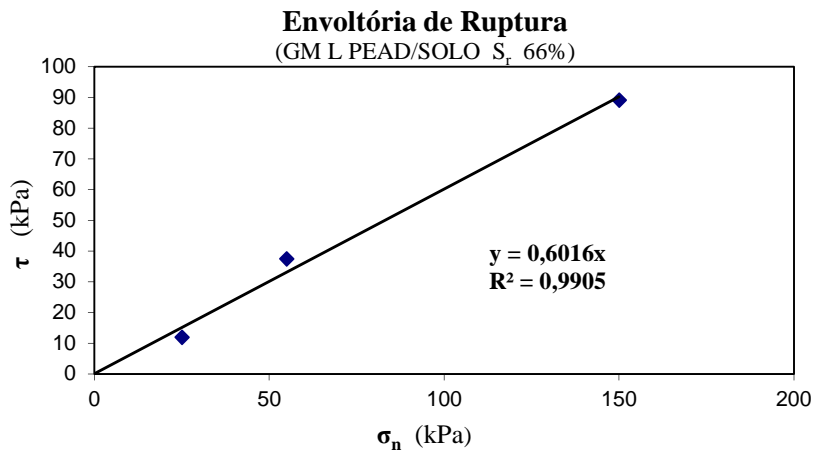


Figura 4.106 - Envoltória de ruptura para interfaces de tipo solo (S_r 66%)/PEAD L. $\phi_{sg} = 31^\circ$, $\alpha = 0$.

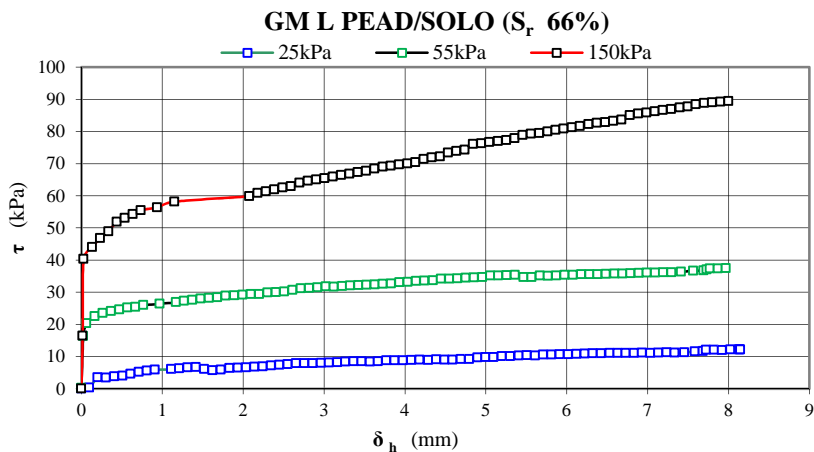


Figura 4.107 - Curvas de tensão cisalhante versus deslocamento em interfaces de tipo solo (S_r 66%)/PEAD L).

Nos estágios de saturação de solo sobrejacente avaliados, semelhantemente ao verificado para arranjos com PVC L, os incrementos de resistência verificados foram pequenos, ocorrendo especialmente para condições de grau de saturação do solo sobrejacente maiores que 25%. Para os valores de resistência correspondentes as condições de saturação entre 58,4 e 66% os valores de resistência mantiveram-se praticamente no mesmo patamar.

Entre condições de saturação iniciais (S_r de 5,5%) e finais (S_r de 66%) verificaram-se incrementos de 4° para o valor de ângulo de atrito de interface, acréscimo superior em 3° aos obtidos em ensaios de plano inclinado para as mesmas configurações de interface. O acréscimo nos valores de ângulo de atrito com aumento de grau de saturação do solo na interface não foi tão grande como obtido em interfaces de PVC lisa, segundo obtidos na campanha experimental de cisalhamento direto.

A tendência de variações pequenas dos valores de ângulo de atrito de interface, com aumentos de graus de saturação dos solos, foi verificada para interfaces com PEAD lisa, ensaiada

tanto por ensaios de cisalhamento direto, quanto por ensaios de ensaios de plano inclinado, com o referido polímero.

Avaliando as variações entre os valores de ângulo de atrito de interface ($\Delta\phi_{sg}$) obtidos para os diferentes ensaios realizados tanto com PEAD como com PVC lisa, em arranjos de interfaces com solos com maiores valores S_r (58,4 e 66%) foram verificados os maiores valores de $\Delta\phi_{sg}$, variando de 2 a 4°.

Alguns resultados de cisalhamento direto, tanto de geomembranas de PVC L quanto de PEAD L, uma parte das curvas de tensão – deslocamento apresentaram pico de tensão cisalhante não definido, e ausência de um ponto de ruptura. Tal problema foi mais ocorrente nos ensaios de cisalhamento direto para os maiores níveis de tensão confinante (150kPa). Nesses casos, aproximações sobre mobilização da resistência podem ser realizadas com base nos valores de deslocamento da interface, avaliando o comportamento das taxas de deslocamentos máximos preliminares à ruptura.

4.5 CORRELAÇÕES ENTRE OS RESULTADOS DA MOBILIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA EM FUNÇÃO DO TIPO DE GEOMEMBRANA

A Figura 4.108 apresenta informações sobre evoluções de solicitações absorvidas pelas geomembranas para as diferentes interfaces estudadas na campanha de ensaios de rampa. Foram plotadas variações das absorções de cargas para os diferentes geomembranas no intuito de identificar relações entre variação de condições de saturação dos solos de interface e tipo de polímero ensaiado. Foram testados três tipos de geomembranas, em composições de 24 tipos de interfaces, com variações de oito graus de saturação inicial dos solos entre 5 e 90%, resultando em condições finais de graus de saturação, posterior a fase de adensamento que variaram entre 5,5% e 66%.

Com a variação da saturação das parcelas de solo componentes das interfaces avaliadas, verificou-se tendência de redução das taxas de solicitação nas interfaces com a progressão dos acréscimos nos graus de saturação avaliados.

Para configurações com geomembranas de PEAD texturizada as solicitações registradas foram as maiores entre os polímeros testados, o que pode ser justificável pela maior rigidez e presença de elementos texturais. Geomembranas de PVC lisa apresentaram as segundas maiores taxas de absorção de carga, dentre prováveis justificativas pode ser mencionada a capacidade de extensibilidade desse material, deformando-se em taxas superiores aos polímeros de PEAD, que apresentam maiores valores de rigidez.

Dentre as geomembranas lisas, comparando-se os valores de solicitações em geomembranas de PEAD com de PVC, observa-se que para PEAD o ângulo de atrito da interface tende a ser menor que nas geomembranas PVC. Tal tendência é concorrente com os verificados em estudos similares a presente pesquisa (Lima Júnior, 2000; Mello, 2001).

Como justificativa a tal tendência pode ser mencionado o comportamento dos mecanismos de deslocamentos dos grãos pelos diferentes geossintéticos avaliados. Nas superfícies mais rígidas como as geomembranas de PEAD os grãos tendem a deslizar, enquanto que nas superfícies mais extensíveis, como geomembranas de PVC há tendência de rolamento dos grãos sobre a superfície, provocando um acréscimo da resistência cisalhante da interface, pelos afundamentos e deslocamentos gerados no material nos pontos de contato com as partículas de solo durante o rolamento.

Além da rigidez do polímero, a mobilização da resistência nas geomembranas é diretamente correlacionada à rugosidade do material. Segundo verificado na Figura 4.108 os menores valores de mobilização das solicitações nas geomembranas ocorreram para configurações com PEAD texturizada, assim como o melhor desempenho de interfaces, tendo em vista os valores de ângulo de atrito de interfaces, os maiores dentre as condições de interfaces simuladas. Exemplos de baixas solicitações em interfaces com PEAD texturizadas, como o demonstrado no ensaio com tensão confinante de 3,2kPa (S_r de 75%). Baixos valores de solicitações podem ser justificados pela capacidade dos elementos texturais das geomembranas fornecerem condições de rugosidade promotoras de melhor nível de adesão de interface, repercutindo em comportamentos mais favoráveis quanto à mobilização da resistência ao cisalhamento.

Avaliando as tendências de transferência de cargas aos geossintéticos, as interfaces com PEAD texturizadas absorveram maiores cargas que as interfaces com PVC lisa em aproximadamente até três vezes mais. Comparando tais resultados aos obtidos para interfaces com PEAD lisa, observou-se que os valores de absorção de carga para PEAD texturizada excederam aos das interfaces com PEAD lisa em até 50%.

Além da tendência de que geomembranas com maiores valores de rigidez absorvam maiores cargas, segundo observado em pesquisas similares como as de Lima Júnior (2000), Mello (2001) e Viana (2007), é notável que a presença de elementos texturais, responsáveis por aumento dos valores de atrito das interfaces, também atue consideravelmente nos incrementos dos valores de carga absorvida pelas geomembranas.

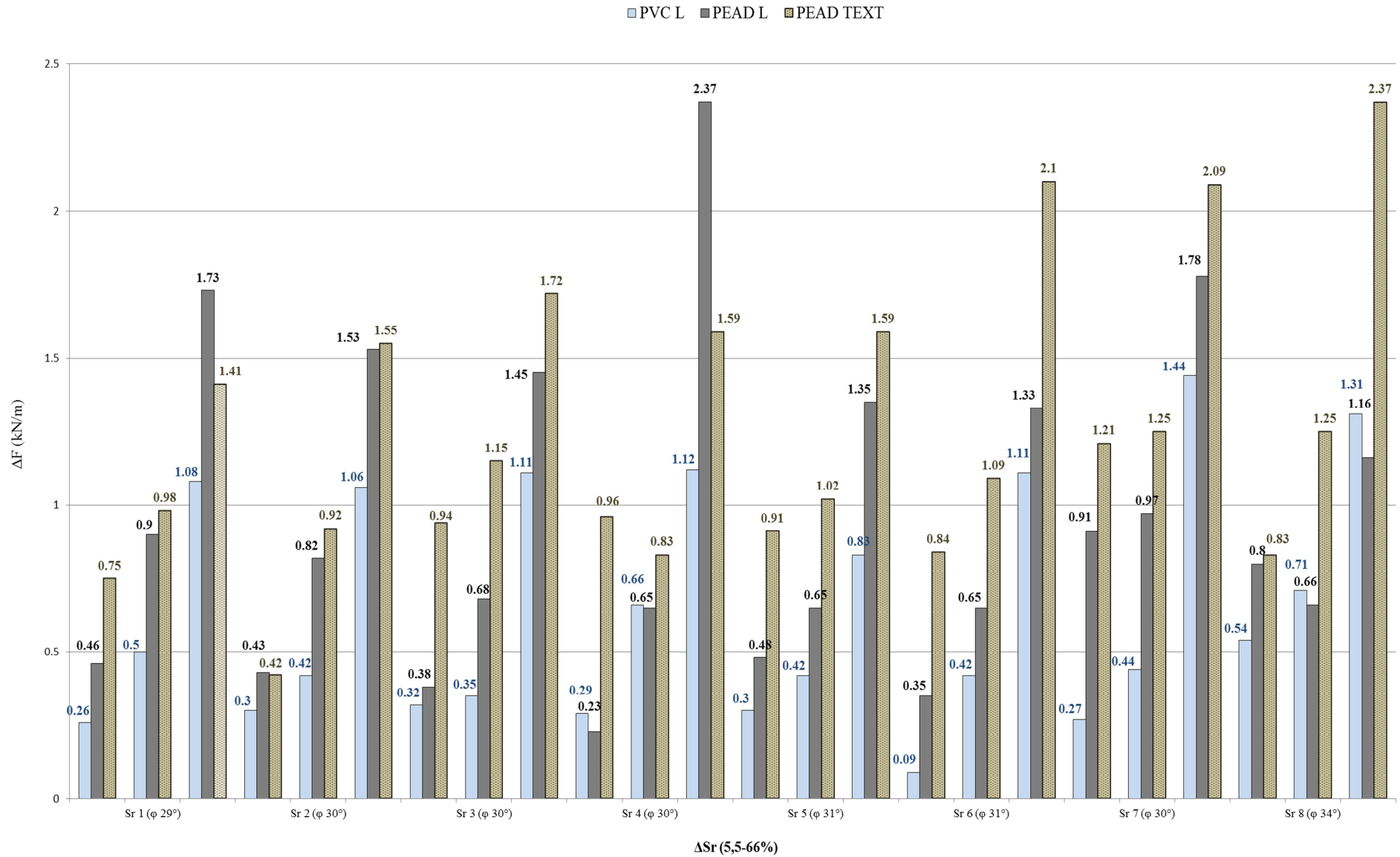


Figura 4.108 – Variação de valores de solicitações transferida à geomembrana, comparações entre diferentes polímeros e condições de saturação do solo.

4.6 CORRELAÇÕES ENTRE OS RESULTADOS DA MOBILIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA E VARIAÇÃO DOS GRAUS DE SATURAÇÃO

Considerando que os níveis de saturação em camadas de solos constituintes de subsistemas de aterros sanitários como camadas de drenagem, de impermeabilização, de cobertura, entre outros fins, tendam a aumentar com o curso da vida útil de um aterro sanitário, devido a causas como, por exemplo, acúmulo de lixiviado não capturado em totalidade pelos sistemas de drenagem, é possível que a esses acréscimos de níveis de saturação dos solos estejam relacionados a alterações na mobilização da resistência das interfaces formadas entre aplicações desses diferentes materiais.

Sendo a saturação desses solos de cobertura inferior a 100%, acréscimos nesses níveis podem alterar os comportamentos das interfaces quanto à mobilização da resistência. Fatores como características geotécnicas dos solos de cobertura (por exemplo, estruturais e mineralógicas) e diferentes geossintéticos (polímeros, presença de elementos para acréscimos de atrito como rugas, texturas, ranhuras, elevações etc.) também atuam na alteração da forma em que a resistência é mobilizada.

As figuras Figura 4.111, Figura 4.112 e Figura 4.113 apresentam diferentes formas de mobilização da resistência para os oito graus de saturação avaliados na pesquisa. Informações sobre o comportamento dos parâmetros de resistência com variações da inclinação da rampa também são apresentadas para os diferentes graus de saturação.

Analisando informações obtidas nos ensaios de cisalhamento direto e de plano inclinado, observou-se que os aumentos nos valores de adesão das interfaces, dados avanços dos níveis de saturação simulados, foram praticamente desprezíveis, podendo ser considerados constantes e nulos os valores de adesão verificados nos arranjos ensaiados.

Na análise de oscilações nos valores de parâmetros de resistência obtidos em ensaios de plano inclinado, os baixos valores de adesão constatados, geralmente alternaram de 0kPa, para condição inicial de saturação do solo sobrejacente, a 0,6kPa, nos estágios superiores de saturação de graus de saturação (entre 45,1 e 66%).

A mobilização dos valores de ângulo de atrito da interface apresentou maior sensibilidade às alterações advindas de acréscimos dos graus de saturação das interfaces ensaiadas, resultando de forma generalizada, em maiores valores de ângulo de atrito de interface (ϕ_{sg}) com os acréscimos nos graus de saturação dos solos sobrejacentes. Porém, em vários casos, a variação foi pequena, dentro da margem de erro de medição do equipamento.

Quanto aos valores obtidos nas variações máximas de deslocamentos horizontais antecedentes à ruptura ($\Delta\delta h_{m\acute{a}x}$) verificou-se tendência de que os valores apresentados pelas geomembranas de PEAD superassem os valores obtidos em interfaces com geomembranas de PVC.

Tal tendência permite discriminar os diferentes tipos de ruptura característicos dos polímeros ensaiados. Nos arranjos de interfaces com PVC, geossintético de menor rigidez que as geomembranas de PEAD, verificaram-se mecanismos de rupturas mais lentos que os característicos de interfaces com PEAD; em alguns casos, rupturas aproximadamente duas a três vezes menos bruscas.

A tendência verificada visualmente para os grãos de solo em contato com geomembranas de PEAD é de deslizamento desses sobre a geomembrana, com o aumento do valor da inclinação máxima sem ruptura de interface, posto que o nível de rigidez apresentada pelo geossintético não permita que os grãos de solo, quando submetidos a tensões confinantes, promovam deformações na amostra de geossintético suficientemente capazes de dificultar o rolamento dos grãos, resultando em taxas deslocamentos maiores e rupturas mais bruscas.

Para arranjos de interface com geomembranas de PVC, por serem menos rígidas, há tendência de que o atrito dos grãos de solo confinados provoque pequenas deformações nos geossintéticos, prevalecendo tendência de afundamento desses grãos na geomembrana. A tendência de rolamentos e deslizamentos característica de arranjos com PVC torna os deslocamentos mais lentos horizontais da interface menos abruptos.

Com a evolução progressiva dos níveis de saturação dos solos sobrejacentes às interfaces, verificaram-se aumentos consideráveis nos valores de inclinação da rampa para os quais foi verificada ocorrência de ruptura das interfaces (β_{sg}), cujos valores de $\Delta\delta h_{m\acute{a}x}$ foram superiores a 50mm.

Em interfaces com geomembrana de PVC lisa, os valores de ângulos de inclinação na ruptura (β_{sg}) variaram de uma condição inicial (5,5%) a uma final de grau de saturação (66%) em até 4° de acréscimo.

Nos arranjos com geomembranas de PEAD lisa, os valores de ângulos de atrito apresentaram pouca variação, com acréscimo de 1° no valor final de ângulo β_{sg} , entre uma condição inicial de grau de saturação de 5,5% a um estágio final de 66% (Figura 4.109).

A variação de ângulos de ruptura obtidos nos ensaios de plano inclinado das interfaces com PEAD texturizada foi a maior dentre os polímeros testados, partindo do primeiro grau de saturação do solo testado (5,5%) a condição final com S_r de 66%, totalizando em acréscimo de 7° ao valor ângulo de atrito para a condição com maior grau de saturação.

A evolução dos ângulos de atrito obtidos via envoltórias de resistência para as interfaces ensaiadas é ilustrada na Figura 4.110.

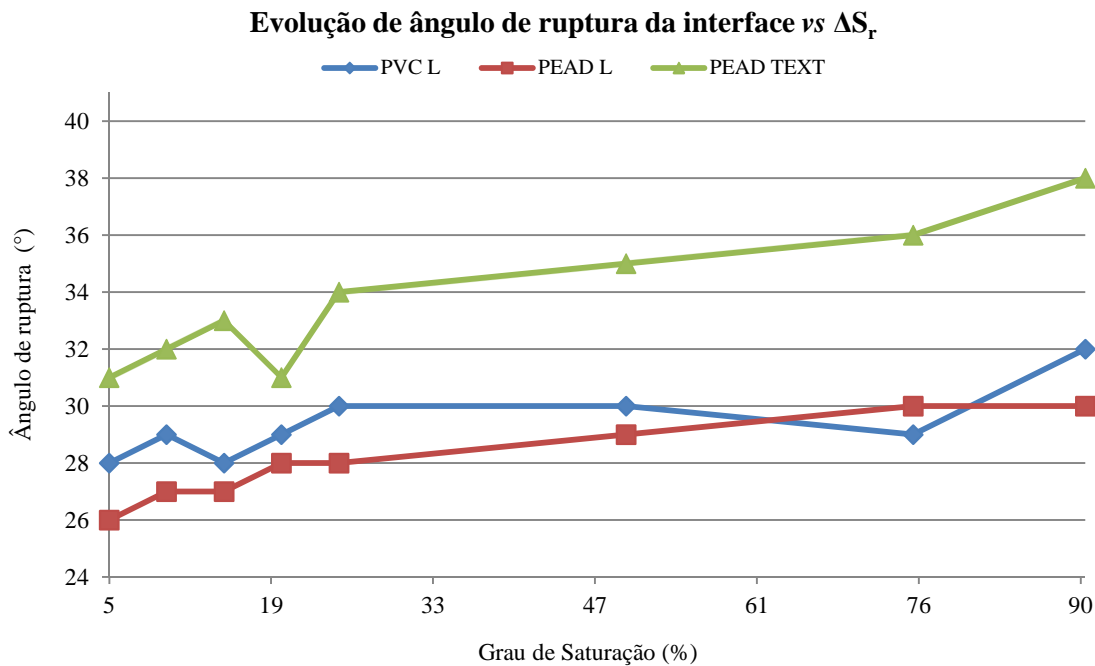


Figura 4.109 - Evoluções progressivas de ângulo de ruptura (β_{sg}) de interface versus grau de saturação.

Para geomembrana de PVC, após S_r de 26,3% observa-se acréscimo nos valores de ângulo de atrito, seguido por patamar de redução nesses valores na marca de S_r de 58,4%, atingindo ao S_r final de 66% um valor de ângulo de atrito de 34°, superior em 5° ao valor obtido para S_r inicial de 5,5%.

As interfaces com PEAD texturizada foram as que apresentaram os maiores valores de variações de ângulo de atrito com evolução progressiva nos graus de saturação dos solos. Após um ponto de redução nos valores de ϕ_{sg} (em S_r de 20,3%) apresenta evolução crescente dos valores de ângulo de atrito, com pequena redução desse parâmetro para S_r de 45,1%, seguida de maiores incrementos após S_r de 58,4%, atingindo valores de ϕ_{sg} de 39° em uma condição final de S_r (66%). O acréscimo total nos valores de ϕ_{sg} , entre condições inicial de S_r (5,5%) e final (66%) foi de 7°.

Geomembranas lisas de PEAD apresentaram evolução dos valores de ângulos de atrito com acréscimos em valores de S_r distantes dos apresentados nas demais configurações. Além de apresentar acréscimo de apenas 1° nos valores de ϕ_{sg} (com S_r variando de 5,5 a 66%), exibiram um patamar de acréscimos nos valores de ϕ_{sg} entre os graus de saturação de 25 a 50%, seguidos de reduções.

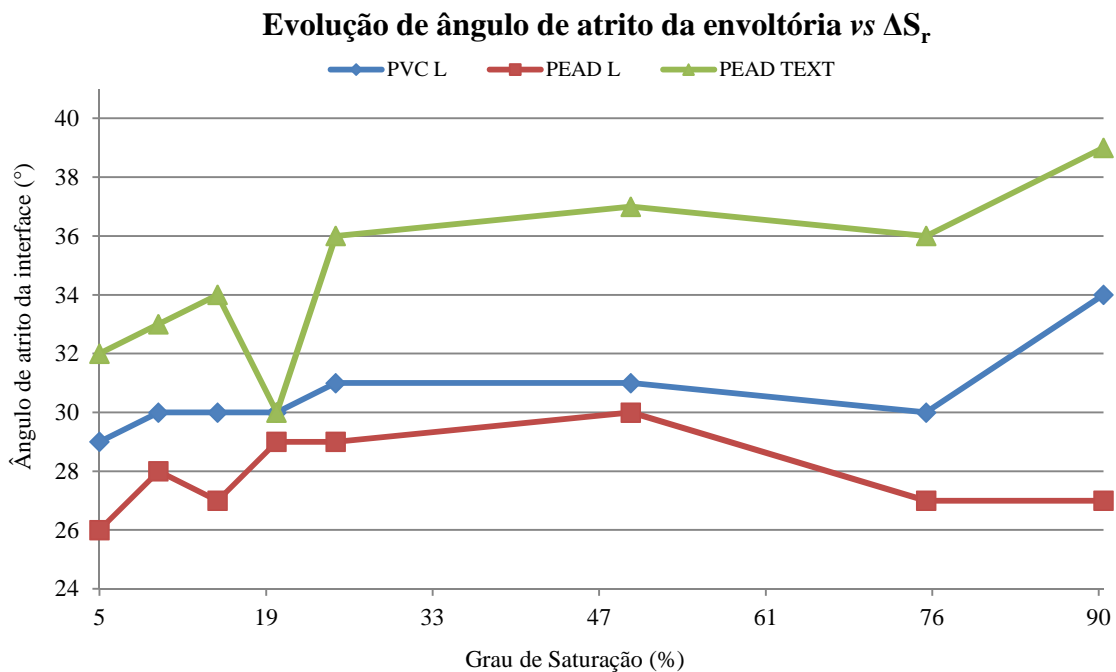


Figura 4.110 - Evoluções progressivas de ângulo de atrito de interface (ϕ_{sg}) versus grau de saturação.

Observando os valores de carga absorvida pelas geomembranas de PVC e PEAD lisas, foram registrados aumentos progressivos nos valores de carga absorvida por unidade de largura nas interfaces concomitantemente com aumentos dos graus de saturação dos solos e aumento do nível de carregamento da tensão confinante.

Os valores de ΔF para interfaces com PEAD texturizada foram superiores aos apresentados para demais polímeros. Além dos acréscimos de ΔF devido aos aumentos de graus de saturação, constatou-se a influência dos elementos texturais dessas geomembranas no aumento da capacidade de absorção carga, e dos melhores desempenhos dos parâmetros de resistência de interfaces para tais materiais.

Comparando valores de absorção de carga para graus de saturação de 5,5; 20,3; 58,4 e 66% verificados para os três polímeros ensaiados, as maiores variações de ΔF foram obtidas para as interfaces de PEAD texturizadas (ΔF (kN/m) $S_r_{5,5 - 20,3\%} = +0,14$; ΔF (kN/m) $S_r_{20,3 - 58,4\%} = +0,68$ e ΔF (kN/m) $S_r_{58,4 - 66\%} = +0,96$). Variações de ΔF em interfaces de PEAD lisa (ΔF (kN/m) $S_r_{5,5 - 20,3\%} = +0,64$; ΔF (kN/m) $S_r_{20,3 - 58,4\%} = +0,05$ e ΔF (kN/m) $S_r_{58,4 - 66\%} = -0,57$) foram inferiores aos obtidos para as de PVC (ΔF (kN/m) $S_r_{5,5 - 20,3\%} = +0,04$; ΔF (kN/m) $S_r_{20,3 - 58,4\%} = +0,36$ e ΔF (kN/m) $S_r_{58,4 - 66\%} = +0,23$).

Quanto aos picos de absorção de carga, para amostras com PVC lisa ocorreu a S_r de 58,4% ($\Delta F = 1,44$ kN/m), para PEAD lisa em S_r de 20,3% ($\Delta F = 2,37$ kN/m) e PEAD texturizada a S_r de 66% ($\Delta F = 2,37$ kN/m). Os maiores valores de absorção de carga pelo geossintético da interface foram verificados em condição de saturação do solo subjacente correspondente a 58,4%, sendo

maior absorção de carga em condição de saturação do solo sobrejacente equivalente a 58,4% e carregamento de 7,2kPa (1,44kN/m).

As configurações de realização de ensaio de plano inclinado que apresentaram menores valores de carga absorvida pelos geossintéticos foram com S_r de 45,1% para PVC lisa ($\sigma_c = 1,2$ kPa; 0,09 kN/m), S_r de 20,3% para PEAD lisa ($\sigma_c = 1,2$ kPa; 0,23kN/m), e S_r de 10,8% para interfaces com PEAD texturizada ($\sigma_c = 1,2$ kPa; 0,42kN/m).

Dada evolução progressiva dos valores de carga absorvidos pelo geossintético em função de aumentos nos graus de saturação dos solos sobrejacentes, há possibilidade que as interfaces com solos com maiores graus de saturação apresentem configuração de maior resistência entre as interfaces ensaiadas, comportamento não esperado devido à redução da sucção do solo. Para as mesmas condições de tensão confinante, o aumento da saturação do solo resultou em aumentos do ângulo de ruptura da interface (β_{sg}) para os três tipos de polímeros ensaiados, em ordem decrescente de capacidade de absorção, verificou-se melhores absorções para PEAD texturizada, PVC e PEAD lisas.

Avaliando a quantificação dos deslocamentos horizontais máximos ($\delta h_{m\acute{a}x}$) da caixa de confinamento, antecedentes à ruptura da interface, verificou-se redução dos valores de deslocamento prévios à ruptura com o aumento progressivo dos graus de saturação dos solo aos quais foram submetidas os tipos de interfaces ensaiadas.

Segundo visualizado na Figura 4.111 **Figura 4.111** os deslocamentos horizontais das interfaces com PVC L tornaram-se significativamente menores nas condições de solo em graus de saturação iguais e superiores a 50%, tornando-se gradativamente menores com o aumento dos graus de saturação do solo componente da interface.

Para interfaces de PEAD lisa (Figura 4.112) dados aumentos de graus de saturação dos solos das interfaces, as taxas de $\delta h_{m\acute{a}x}$ mantiveram-se praticamente constantes e maiores que os valores de $\delta h_{m\acute{a}x}$ obtidos em configurações com PVC lisa, o que caracteriza tipos de rupturas mais abruptas verificados laboratorialmente para interfaces com PEAD com relação às rupturas mais lentas verificadas nas configurações com PVC.

Interfaces com PEAD texturizada (Figura 4.113), mesmo apresentado valores de $\delta h_{m\acute{a}x}$ superiores as configurações com PEAD lisa, provavelmente por incrementos de atrito advindos de elementos texturais, ainda apresentaram valores de $\delta h_{m\acute{a}x}$ superiores aos verificados para PVC lisa. O referido comportamento pode ser evidência à reafirmação da ocorrência de tipos de ruptura mais abrupta em interfaces com geomembranas de PEAD.

A tendência de redução dos valores de $\delta h_{m\acute{a}x}$ devido evolução progressiva dos graus de saturação de interfaces ensaiadas provavelmente explica as reduções das velocidades dos

mecanismos de ruptura explícitos na realização dos ensaios laboratoriais, tornando-se menos abruptos a cada aumento de grau de saturação dos solos das interfaces, aumento também o tempo necessário para realização dos ensaios.

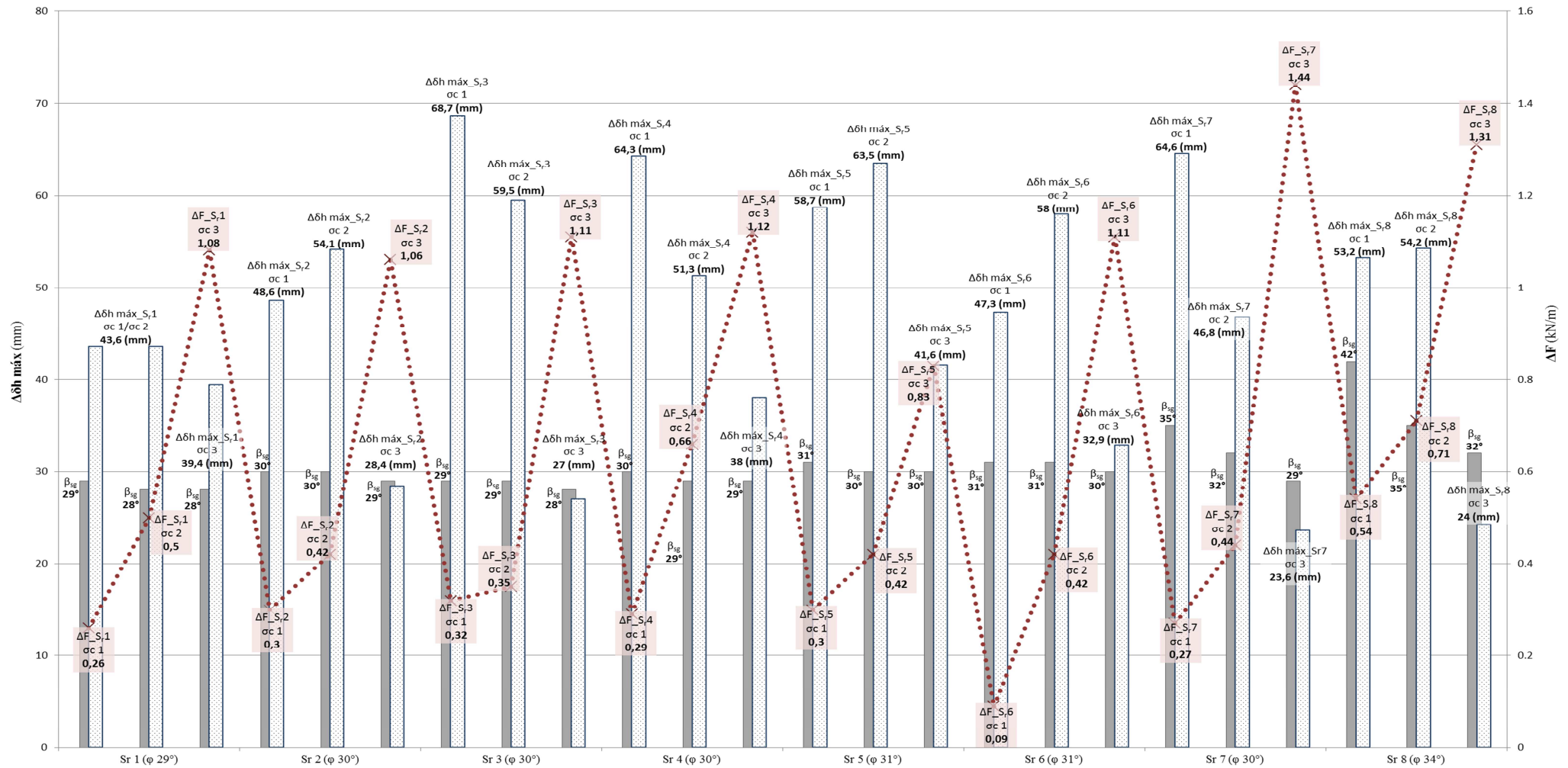
Confrontando valores de $\delta h_{\text{máx}}$ dos três polímeros ensaiados verificaram-se evoluções desses valores de forma similar para graus de saturação de 5,5; 20,3; 58,4 e 66%. Interfaces de PVC lisa apresentaram as maiores variações das taxas de $\delta h_{\text{máx}}$ dado acréscimos nos graus de saturação ($\delta h_{\text{máx}} S_r_{5,5 - 20,3\%} = -5,6$; $\delta h_{\text{máx}} S_r_{20,3 - 58,4\%} = -20$ e $\delta h_{\text{máx}} S_r_{58,4 - 66\%} = -19,6$), resultando em deslocamentos anteriores à ruptura progressivamente menores com aumentos dos valores de S_r . Os valores das variações de $\delta h_{\text{máx}}$ obtidos para interfaces com PVC lisa foram inferiores aos obtidos em interfaces de PEAD texturizadas ($\delta h_{\text{máx}} S_r_{5,5 - 20,3\%} = +0,1$; $\delta h_{\text{máx}} S_r_{20,3 - 58,4\%} = -4$ e $\delta h_{\text{máx}} S_r_{58,4 - 66\%} = -4,7$), e foram superiores aos apresentados para configurações com PEAD lisa ($\delta h_{\text{máx}} S_r_{5,5 - 20,3\%} = -5,8$; $\delta h_{\text{máx}} S_r_{20,3 - 58,4\%} = +2,6$ e $\delta h_{\text{máx}} S_r_{58,4 - 66\%} = +1,9$). A tendente constatação de rupturas mais lentas para PEAD com texturas, provavelmente justifica os melhores valores dos parâmetros de resistência obtidos para esse polímero.

Configurações com PEAD lisa praticamente mantiveram a tendência de rupturas abruptas, segundo constatações de pequenos aumentos nos valores de $\delta h_{\text{máx}}$ conjuntamente com incrementos nas condições de saturação dos solos subjacentes.

Ainda com respeito aos valores de deslocamento prévio à ruptura das interfaces estudadas ($\delta h_{\text{máx}}$) há possibilidade de melhores respostas quanto à resistência ao cisalhamento para interfaces cujos solos são submetidos a maiores graus de saturação, ao contrário do esperado. Outra evidência para melhores condições de resistência com aumentos de S_r trata-se da convergência de incremento nos valores de ângulos de ruptura de cada interface ensaiada (β_{sg}) e dos ângulos de atrito por envoltória de ruptura (ϕ_{sg}), e constatação de deslocamentos horizontais da caixa de confinamento de solo mais brandos.

**Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento
GM PVC L (S_r : 5,5-66%)**

■ β_{sg} (°) ▨ $\Delta\delta h$ máx (mm) ● ΔF (kN/m)



Variações nos graus de saturação dos solos sobrejacentes (%)

Figura 4.111 - Variações nos parâmetros de resistência para ensaios em interfaces (GM PVC L) com evolução progressiva dos valores de saturação dos solos sobrejacentes.

**Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento
GM PEAD L (S_r : 5,5 - 66%)**

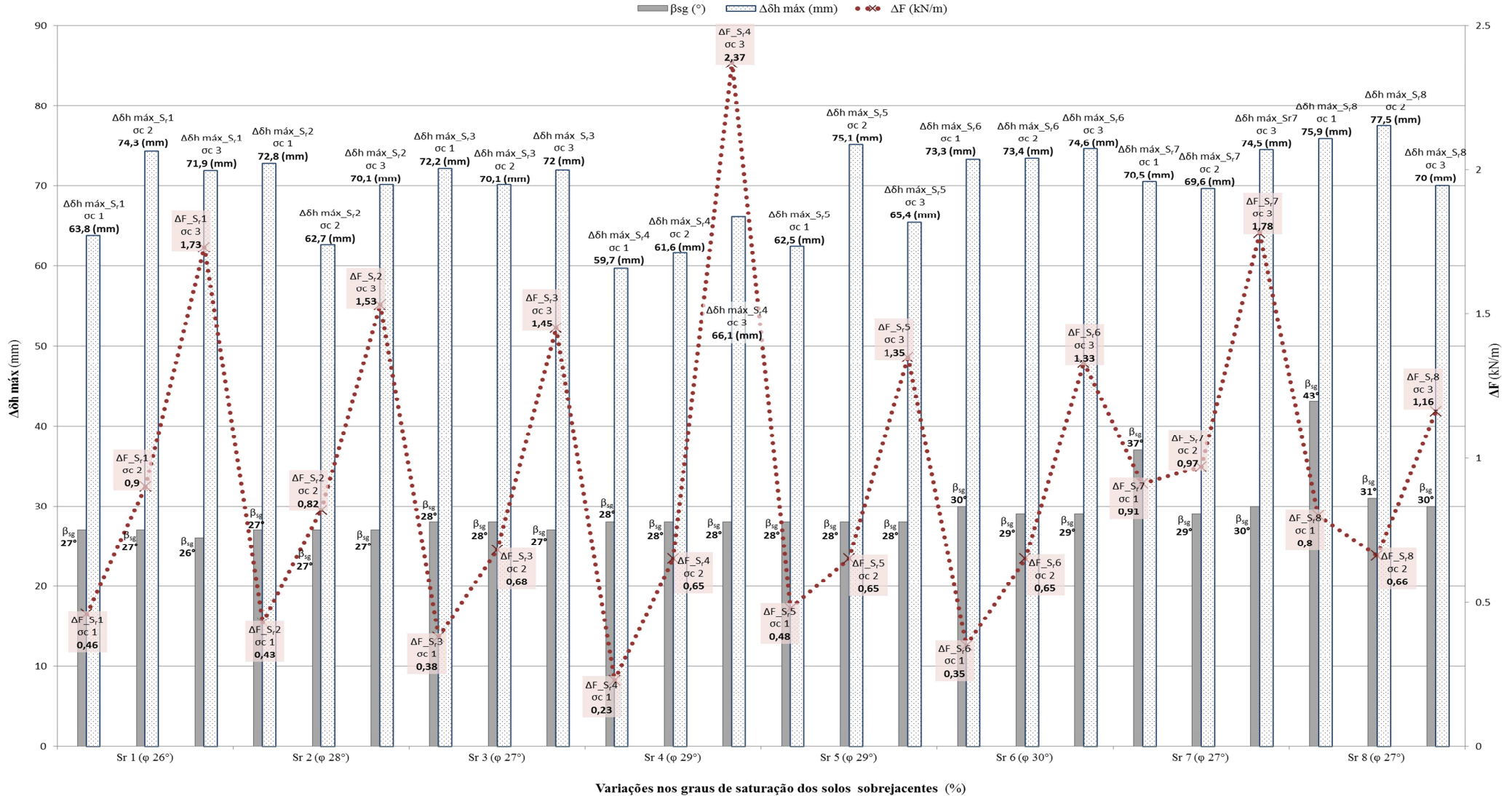


Figura 4.112 - Variações nos parâmetros de resistência para ensaios em interfaces (GM PEAD L) com evolução progressiva dos valores de saturação dos solos sobrejacentes.

Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento
GM PEAD TEXT (S_r : 5,5 - 66%)

■ β_{sg} (°) ▨ $\Delta\delta h$ máx (mm) ● ΔF (kN/m)

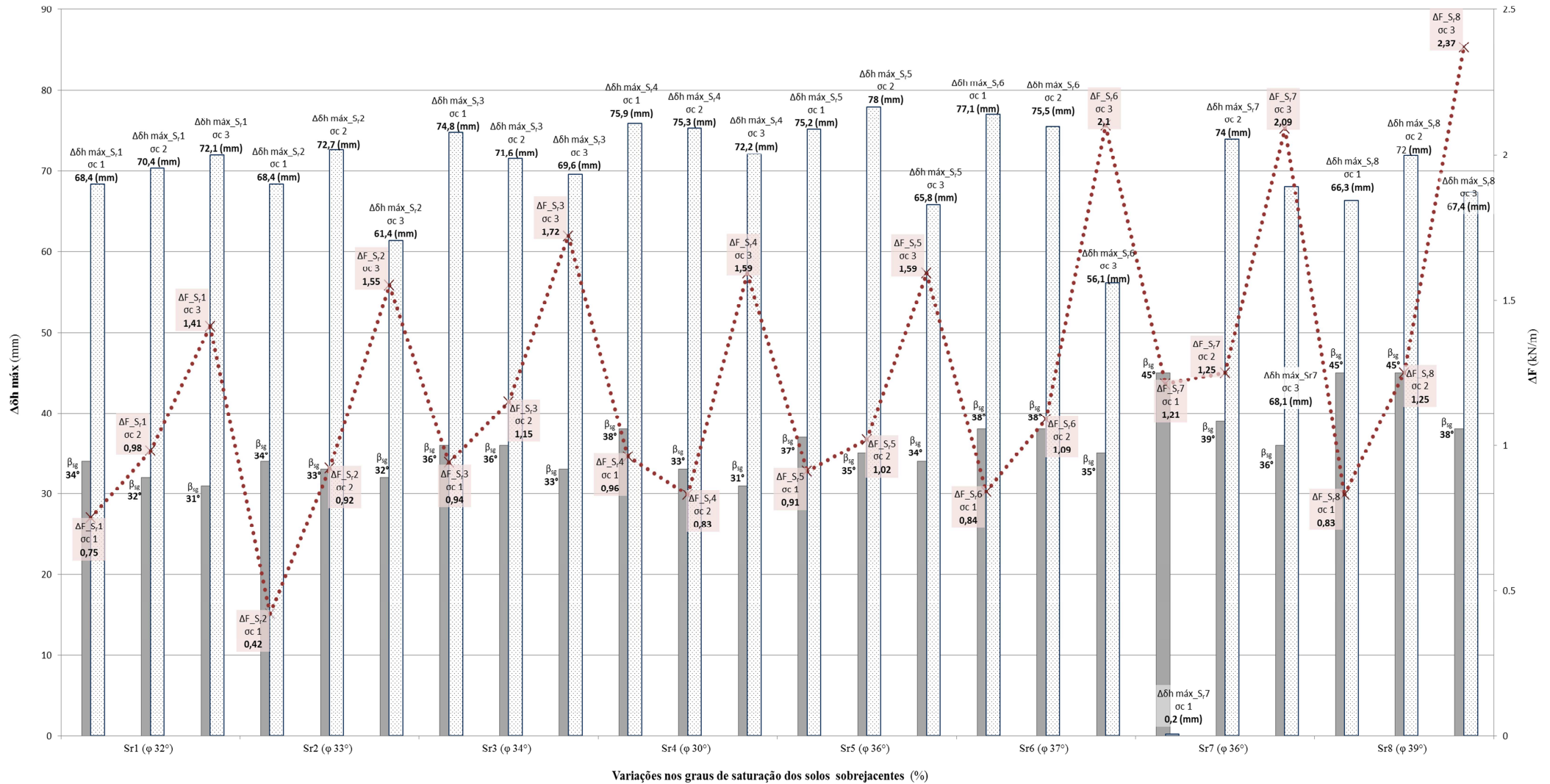


Figura 4.113 - Variações nos parâmetros de resistência para ensaios em interfaces (GM PEAD TEXT) com evolução progressiva dos valores de saturação dos solos sobrejacentes.

4.7 COMPARAÇÕES ENTRE OS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA OBTIDOS POR ENSAIOS CONVENCIONAIS E OS OBTIDOS VIA ENSAIOS DE RAMPA

Comparando os valores de resistências obtidos por ensaios de cisalhamento direto com os resultados de ensaios de rampa, observou-se repetição de tendência que tem sido verificada em trabalhos similares, como os de Giroud *et al.* (1990), Girard *et al.* (1990), Koutsourais *et al.* (1998), confirmando-se que os valores de ângulo de atrito obtidos de ensaios de rampa, sob baixas tensões normais, são inferiores aos obtidos pelos ensaios de cisalhamento direto.

Apesar de tal observação, conforme alerta Lopes (2001), os resultados sobre tais comparações ainda não fornecem um comportamento geral necessário para comparações confiáveis entre a obtenção de parâmetros de resistência para esses diferentes tipos de ensaios, sendo necessária a realização de um número maior de pesquisas sobre tal temática, testando um número maior variedades de interface.

Tem sido observado na literatura que ensaios de cisalhamento direto convencional para avaliação de resistência de interfaces submetidas às baixas tensões normais superestimam valores de ângulos de atrito, podendo colocar em risco obras a serem executadas a partir desse tipo de informação.

Os resultados dos valores de parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos na pesquisa correspondem ao verificado em trabalhos posteriores similares. Segundo observado na Tabela 4.3, os valores de adesão permanecem próximos ao zero para os dois tipos de ensaios, enquanto os valores dos ângulos de atrito para as diferentes interfaces avaliadas por ensaios de cisalhamento direto obtidos dados incrementos nos graus de saturação, apresentaram variações entre 2 a 5° com relação aos valores de ângulo de atrito de interface obtidos nos ensaios de plano inclinado.

Tabela 4.3 – Comparativo entre parâmetros de resistência obtidos via ensaios de plano inclinado e ensaios de cisalhamento direto.

Interface	S _r (%)	Parâmetros de resistência				
		Plano inclinado		Cisalhamento direto		Δφ _{sg}
		φ _{sg}	a	φ _{sg}	a	
GM PVC L/Solo	S1 (5,5)	29	0	30	0	1
	S2 (10,8)	30	0	30	0	0
	S3 (15,7)	30	0	31	0	1
	S4 (20,3)	30	0	32	0	2
	S5 (26,3)	31	0	33	0	2
	S6 (45,1)	31	0	33	0	2
	S7 (58,4)	30	0	33	0	3
	S8 (66)	34	0	39	0	5
GM PEAD L/Solo	S1 (5,5)	26	0	27	0	1
	S2 (10,8)	28	0	29	0	1
	S3 (15,7)	27	0	27	0	0
	S4 (20,3)	29	0	32	0	3
	S5 (26,3)	29	0	31	0	2
	S6 (45,1)	30	0	31	0	1
	S7 (58,4)	27	0	29	0	2
	S8 (66)	27	0	31	0	4

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Nesse capítulo são enunciadas as conclusões relevantes da pesquisa, sendo apresentadas para os tipos de ensaios empregados à avaliação da resistência e tópicos gerais. Também são apresentadas sugestões a serem contempladas em pesquisas posteriores relacionadas à temática abordada no presente trabalho.

5.1 DOS ENSAIOS

5.1.1 ENSAIOS DE PLANO INCLINADO

A campanha de ensaios de plano inclinado possibilitou à determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento (adesão e ângulo atrito da interface) para as configurações de interface testadas na pesquisa, corroborando com o verificado em pesquisas similares.

Os menores valores de ângulo de atrito observados foram para interfaces entre geomembranas lisas (principalmente de PEAD, e PVC) e areia com menores graus de saturação. Interfaces com geomembrana PEAD texturizadas apresentaram os maiores valores de ângulos de atrito, como esperado.

Interfaces com geomembranas de PEAD, geossintéticos com maiores valores de rigidez a tração, absorveram maiores valores de carga e minimizaram os deslocamentos das interfaces, quando comparados aos resultados obtidos para geomembranas de PVC, materiais mais extensíveis.

Como tendência geral, nas curvas de resistência, para os níveis mais altos de carregamento normal (3,2 e 7,2kPa), os deslocamentos horizontais maiores e os valores de resistência ao cisalhamento inferiores ao do carregamento mais baixo.

5.1.2 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Com a realização da campanha de ensaios de cisalhamento direto pode-se conhecer os parâmetros de resistência ao cisalhamento (adesão e ângulo atrito da interface) para as diversas configurações de interface simuladas na pesquisa numa escala menor.

Observaram-se, nas simulações realizadas, que as curvas de resistência tendem a crescimentos além do limite de deslocamento horizontal do equipamento utilizado (80mm).

É provável que os incrementos dos níveis de resistência ao cisalhamento estejam relacionados aos aumentos dos graus de saturação dos solos componentes das interfaces avaliadas, proporcionando aumentos das parcelas de resistência aparente com aumento da

sucção. Observou-se ainda com os resultados que o parâmetro adesão foi pouco influenciado pela variação das configurações das interfaces.

Também foi verificado um comportamento de variação nos valores de ângulos de atrito no sentido de apresentarem maiores valores para interfaces de geomembranas com elementos texturais, atingindo tal variação a ordem de 7°, do primeiro (5,5%) ao maior grau de saturação adotado (66%).

Baseando-se no tipo de polímero, comparando-se com as interfaces com geomembranas lisas, as de PVC foram as que apresentaram os maiores incrementos nos ângulos de atrito, sendo também mais sensíveis as mobilizações concomitantes às evoluções dos graus de saturação da parcela de solo sobrejacente das amostras.

Com respeito aos valores de parâmetros de resistência obtidos nos diferentes tipos de ensaios, os resultados de ângulo de atrito obtidos em ensaios de cisalhamento direto foram superiores ao alcançados nos ensaios de plano inclinado. Tais observações aproximam-se da tendência apresentada em trabalhos relacionados com a temática dessa pesquisa, de que os convencionais ensaios de cisalhamento direto, apesar de procedimentos de execução simplificados, podem não ser os mais adequados à determinação dos parâmetros de resistência de interface para casos típicos de planos inclinados, como o verificado em situação típica de constituição de sistemas de impermeabilização em células de disposição de resíduos, entre outros.

5.2 CONCLUSÕES GERAIS

As curvas de tensão cisalhante versus deslocamentos horizontais das amostras de interfaces para as simulações realizadas, seja por cisalhamento direto ou plano inclinado, demonstram uma tendência geral de aumento da resistência ao cisalhamento com incrementos de saturação de solos nas interfaces, para os maiores graus de saturação estudados, apresentando pontos de ruptura bem definido para maior parte dos casos. Para um mesmo tipo de geomembrana, a variação de ângulo de atrito de interface com o grau de saturação foi pequena.

Por ser material planar contínuo, fatores relativos às características da superfície das geomembranas devem ser cuidadosamente avaliados e, segundo constatações da pesquisa, são condicionantes da mobilização da resistência. Como exemplos desses fatores estão o tipo de polímero, a presença de rugas, texturas e demais dispositivos para acréscimo de atrito. Teores

de umidade, graus de saturação e peso específico do solo de cobertura também devem ser cuidadosamente considerados nesse tipo de estudo de interface.

Quanto aos incrementos de resistência para as interfaces simuladas concomitantemente com os incrementos de graus de saturação dos solos subjacentes, há possibilidade de que os decréscimos de sucção contribuíssem para os acréscimos dos valores de adesão, resultando em acréscimos de resistência de interface. Entretanto, para as mencionadas associações entre incrementos de valores de adesão com aumentos de graus de saturação das interfaces um número maior de ensaios com instrumentação apropriada ao levantamento de dados de segundo a abordagem da Teoria de Solos Não Saturados deverá ser realizado, posto que a variação verificada na pesquisa tenha sido praticamente nula, entre 0 e 0,6kPa.

Para o caso dos estudos que trataram essa dissertação, ensaios de cisalhamento direto em pequenas dimensões não são recomendados em estudos de interface, pois, assim como comprovado por estudos similares, superestimam parâmetros de resistência para casos de baixas tensões verticais nas interfaces.

Ensaio de plano inclinado, embora recentemente aplicados, têm se mostrado mais apropriados para estudos de interfaces em condições de baixas solicitações e tipicamente inclinadas, requerendo menores custos, em comparações com ensaios de cisalhamento direto.

Apesar da tendência verificada de aumento nos valores de parâmetros de resistência conjuntamente a maiores incrementos de graus de saturação dos solos componentes de interfaces, um conhecimento mais razoável da relação entre reduções de sucção e mobilização de grandes deslocamentos horizontais verificados para as interfaces exige adequações quanto à instrumentação do equipamento, de forma a registrar parâmetros relevantes a estudos de solos em condições não saturadas, como medições de poropressões e valores de entrada de ar.

5.3 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Com base na pesquisa apresentada, são recomendados os seguintes tópicos para futuras pesquisas:

- Instrumentação dos geossintéticos com extensômetros elétricos para medições de deformações pontuais.
- Simulação do efeito de umidificação do solo de cobertura para outros arranjos de interfaces (variando tipo de solo, geossintético, fluido para umidificação do solo). Indica-

se realização de ensaios em condições laboratoriais específicas para viabilizar realização de ensaios com líquidos lixiviado de aterros sanitários, por exemplo;

- Realização de ensaios de rampa para os mesmos geossintéticos avaliados e mesmas condições de saturação de solo da interface utilizando-se solos coesivos e areia médias a grossas, para estabelecer comparações de mobilização de resistência;
- Aprimoramentos dos mecanismos de contenção do carregamento, diminuindo o efeito da tendência ao tombamento, peculiar aos ensaios de rampa.
- Instrumentação das interfaces com transdutores para verificação dos valores de pressão na água, permitindo estudo da resistência em função de tensões efetivas e de tensões normais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABINT. (2004). Manual Brasileiro de Geossintéticos. Associação Brasileira das Indústrias de Não tecidos e Tecidos Técnicos, Edgard BLÜCHER, São Paulo, SP. 413p.

AGUIAR, V. R. de. (2003). Ensaio de rampa para estudos da resistência de interfaces solo-geossintético. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 121 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D 5321: Standard test method for determining the coefficient of soil and geosynthetic or geosynthetic friction by the direct shear method. 1997.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D 6243: Determining the internal and interface shear resistance of geosynthetic clay liner by the direct shear method. 1998.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D3080: Standard test method for direct shear test of soil under consolidated drained conditions, 2004, 7p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D 6528 - Standard Test Method for Consolidated Undrained Direct Simple Shear Testing of Cohesive Soils (in English), 9p. 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1984). ABNT NBR 6508: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica, Rio de Janeiro, 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1990). ABNT MB 3324: Determinação de índice máximo de vazios para solos não coesivos, Rio de Janeiro, 11p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1991). ABNT MB 3388: Determinação de índice mínimo de vazios para solos não coesivos, Rio de Janeiro, 12p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). ABNT NBR - 12553: Geossintéticos e Terminologia, Rio de Janeiro, RJ, 3p.

BARROSO, M.; FOLTZ, N. F.; MAUBEUGEC, V.; PIERSON, P. (2006). Laboratory investigation of flow rate through composite liners consisting of a geomembrane, a GCL and a soil liner (in English). Geotextiles and Geomembranes, 24: 139 -155.

BISHOP, A.W. (1959). The principle of effective stress. Teknisk Ukeblad, 106(39): 859-863.

BORGATTO, A. V. A. (2012). Estudo das propriedades geomecânicas de resíduos sólidos urbanos pré-tratados. Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 271p.

BOSCOV, G. M. E. (2008). Geotecnia Ambiental. Oficina de textos, São Paulo, SP, 248p.

- BRIANÇON, L.; GIRARD, H.; POULAIN, D. (2002). Slope stability of lining systems- experimental modeling of frictional at geosynthetic interfaces (in English). *Geotextiles and Geomembranes*, 13 (5): 147-172.
- CARVALHO, A. R. (2006). Desenvolvimento de um equipamento para a determinação de parâmetros geotécnicos de resíduos sólidos. RJ: UFRJ. Rio de Janeiro, Tese – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, 160p.
- CASTRO, D. C. (1999). Ensaio de arrancamento de geogrelhas no campo e no laboratório. Dissertação de Mestrado, PUC-Rio – Departamento de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 135p.
- DAS, B. M. (2011). Fundamentos de engenharia geotécnica. Cengage Learning, Ed. 6, São Paulo, SP, 562p.
- DIXON, N.; JONES, D. R. V. (2005). Engineering properties of municipal solid waste (in English). *Geotextiles and Geomembranes*, (23): 205 - 233.
- FLEMING, I. R.; SHARMA, J. S.; JOGI, M. B. (2006). Shear strength of geomembrane-soil interface under unsaturated conditions (in English). *Geotextiles and Geomembranes*, (24): 274 - 284.
- FREDLUND, D.G., RAHARDJO, H., 1993. *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. Wiley, New York.
- GEROTO, R. E. (2008). Desempenho de camadas de proteção para geomembranas. 188p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 188p.
- GIRARD, H.; BERROIR, GOURC, J. P.; MATHEUS, G. (1994). Friction Behavior of Geosynthetics and slopes stability of Lining Systems (in English). Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Singapore, (1): 339 - 342.
- GIRARD, H.; FISCHER, S.; ALONSO, E. (1990). Problems of friction posed by the use of geomembranes on dam slopes-examples and measurements (in English). *Geotextiles and Geomembranes*, 9 (2):129-143.
- GIROUD, J. P.; SWAN, R. H., Jr.; RICHER, P. J & SPOONER, P. R. (1990). Laboratory and field tests, design and construction (in English). *Geosynthetic landfill. Proceedings of the 4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, vol. 2, The Hague, Netherlands, Balkema, Rotterdam, pp. 1039 – 1046.
- GOURC, J. P.; LALARAKOTOSON, S.; MÜLLER-ROCHHOLZ, H. & BRONSTEIN, Z. (1996). Friction measurement by direct shearing or tilting process – Development of a European standard (in English). First European Geosynthetics Conference, EUROGEO 1, Maastricht Netherlands, Balkema, Rotterdam, pp. 1039 - 1046.
- HORTEGAL, M.V. (2011). Avaliação do Comportamento de Estacas Hélice Contínua a Partir de Resultados de Laboratório e de Campo. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-

195/11, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 173 p.

HSIEH, C.; HSIEH, M. W. (2003). Load plate rigidity and scale effects on the frictional behavior of sand effects on the frictional behavior of sand/geomembrane interface (in English). *Geotextiles and Geomembranes*, (21): 25 – 47.

INGOLD, T. S. (1984). A laboratory investigation of soil-geotextile friction. *Ground Engineering*, pp. 21-28, 1984.

International Organization for Standardization. (2005). ISO 12957-1: Geosynthetics - Determination of friction characteristics - Part 1: Direct shear test. 8p.

International Organization for Standardization. (2005). ISO 12957-2: Geosynthetics - Determination of friction characteristics - Part 2: Inclined plane test. 10p.

IZGIN, M. (1997). Geomembrane – sand interface friction. Dissertação de Mestrado. Middle East Technical University, Ankara, Turkey.

IZGIN, M. & WASTI, Y. (1998). Geomembrane – sand interface frictional proprieties as determined by inclined board and shear box tests (in English). *Geotextiles and Geomembranes*, 16 (4): 207 – 219.

JONES, D. R. V.; DIXON, N. (1998). Shear strength properties of geomembrane/geotextiles interfaces (in English). *Geotextiles and Geomembranes*, 16 (1): 45 – 71.

KHOURY, C. N.; MILLER, G. A.; HATAMI, K. (2011). Unsaturated soil – geotextile soil interface behavior (in English). *Geotextiles and Geomembranes*, 29: 17 - 28.

KODIKARA, J. (2000). Analysis of tension development in geomembranes placed on landfill slopes (in English). *Geotextiles and Geomembranes*, 18 (1): 47- 61.

KOERNER, R. M. (1994). *Designing with Geosynthetics* (in English). Prentice, Hall Inc., Ed. 3, New Jersey, 783 p.

KOUTSOURAIS, M.; SANDRI, D. & SWAN, R. (1998). Soil Interaction Characteristics of Geotextiles and Geogrids (in English). Sixth International Conference on Geosynthetics, pp. 739 – 743.

LIMA JÚNIOR, N. R. (2000). Estudo da interação solo geossintético em obras de proteção ambiental com o uso do equipamento de plano inclinado. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM – 071A/2000, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília-DF, 148 p.

LOPES, C. P. F.C. (2001). Estudo de interação solo e geossintético através de ensaios de corte em plano inclinado. 186p. Dissertação de Mestrado – Faculdade de Engenharia – Universidade do Porto (Portugal), Cidade do Porto.

- MELLO, L. G. R. de (2001). Estudo da interação solo-geossintético em taludes de disposição de resíduos. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM – 085A/01, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília-DF, 137 p.
- MELLO, L. G. R., LIMA Jr., PALMEIRA, E. M. (2003). Estudo da interação entre interfaces de solo e geossintético em taludes de áreas de disposição de resíduos. Solos e Rochas, V.26 (1), pp. 19-352.
- NAREJO, D. B. (2003). A simple tilt table device to measure index frictional angle of geosynthetics. *Geotextiles and Geomembranes*, 21: 49 – 57.
- NACINOVIC, M. G. G. (2009). Estudo de Erosão pela Análise de Sucção e Escoamento Superficial na Bacia do Córrego Sujo (Teresópolis, RJ). Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Programa de Engenharia Civil, Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 167p.
- O'ROURKE, T. D.; DRUSCHEL, S. J. & NETRAVALI, A. N. (1990). Shear Strength Characteristics of Sand-Polymer Interfaces. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 116, N° 3, pp. 451-469.
- PALMEIRA, E.M. (1998). Utilização de geossintéticos em geotecnia ambiental. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília-DF.
- PALMEIRA, E.M. (2009). Soil-geosynthetic interaction: Modelling and analysis. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(5): 368-390.
- PIMENTEL, V. E. (2008). Avaliação da resistência ao cisalhamento em GCL – Uma nova metodologia de ensaio. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 159 p.
- PITANGA, H. N.; GOURG, J. P.; VILAR, O. M. (2009). Interface shear strength of geosynthetics: Evaluation and analysis of inclined plane tests (in English). *Geotextiles and Geomembranes*, 27: 435 - 446.
- REBELO, K. M. W. (2003). Resistência de interface de geomembranas e solos através de ensaios de Righ Shear. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 216 p.
- REBELO, K. M. W. (2009). Avaliação de camadas de proteção para geomembranas de PVC e de PEAD. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 267 p.
- TAN, S. A.; CHEW, S. H.; WONG, W. K. (1998). Sand - geotextiles interfaces shear strength by torcional ring shear tests (in English). *Geotextiles and Geomembranes*, 16 (1): 161 - 174.
- VANAPALLI, S. K., FREDLUND, D. G. PUFAN, D. E. & CLIFTON A. W. (1996). Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. *Canadian Geotechnical Journal*, 33: 379-392.

VIANA, H. N. L., PALMEIRA, E. M. (2003). Reforço de camadas de solo de cobertura de taludes de obras de disposição de resíduos com utilização de geogrelhas. SIMPÓSIO BRASILEIRO DE APLICAÇÕES DE GEOSINTÉTICOS, Porto Alegre.

VIANA, H. N. L. (2007). Estudo da estabilidade e condutividade hidráulica de sistemas de revestimento convencionais e alternativos para obras de disposição de resíduos. Tese de Doutorado, Publicação G.TD – 048/07, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília-DF, 259p.

WASTI, Y., ÖZDÜZGÜN, Z. B. (2001). Geomembrane-geotextile interface shear properties as determined by inclined board and shear box tests. Geotextiles and Geomembranes, vol. 19, N°1, pp. 45-57.