

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

**ESTUDO DA COBERTURA DO LIXÃO “MORÁVIA” DA
CIDADE DE MEDELLÍN, COLÔMBIA**

LUCIANA RODRIGUES FERNANDES

ORIENTADOR: GREGÓRIO LUÍS SILVA ARAÚJO, D.Sc.
**CO – ORIENTADOR: HERNÁN EDUARDO MARTÍNEZ
CARVAJAL, D.Sc.**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM-219/12

BRASÍLIA / DF: DEZEMBRO / 2012

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

**ESTUDO DA COBERTURA DO LIXÃO “MORÁVIA” DA
CIDADE DE MEDELLÍN, COLÔMBIA**

LUCIANA RODRIGUES FERNANDES

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
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)

HERNÁN EDUARDO MARTÍNEZ CARVAJAL, D.Sc. (UnB)
(CO - ORIENTADOR)

ENNIO MARQUES PALMEIRA, Ph.D. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

ANNA LAURA LOPES DA SILVA NUNES, Ph.D. (COPPE/UFRJ)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 14 de DEZEMBRO de 2012.

FICHA CATALOGRÁFICA

FERNANDES, LUCIANA RODRIGUES

Estudo da Cobertura do Lixão “Morávia” da Cidade de Medellín,
Colômbia. Distrito Federal, 2012.

xxiv, 170 p., 210x297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2012).

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil

1. Aterro sanitário

2. Geossintéticos

3. Resistência de interface

4. Ensaio de Plano Inclinado

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

FERNANDES, L.R. (2012). Estudo da Cobertura do Lixão “Morávia” da Cidade de Medellín, Colômbia. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-219/12, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 170 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Luciana Rodrigues Fernandes

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Estudo da Cobertura do Lixão “Morávia” da Cidade de Medellín, Colômbia.

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.

Luciana Rodrigues Fernandes

SHIN QL 5 Conjunto 6 casa 4, Lago Norte

71505765 - Brasília/DF – Brasil

*“The greatness of a man is not in how much wealth he acquires,
but in his integrity and his ability to affect those around him positively.”*

Bob Marley

AGRADECIMENTOS

Aos meus amados pais, Eduardo e Jane, pela educação, confiança e apoio.

Às minhas irmãs queridas, Flávia e Sílvia, por serem exemplos para mim.

Ao meu amor, Eduardo Garisto, pela força incondicional.

Às amigas de infância (Ju, Carol, Bia, Rê e Moni) e aos amigos esbornianos da civil, que mesmo durante a minha ausência (dissertando) nunca deixaram de me chamar para eventuais saídas.

Aos colegas e amigos da geotecnia, com os quais tive agradáveis momentos no decorrer do curso e que sempre estiveram dispostos a ajudar.

Ao Mauro e à Laura, pelo auxílio nas realizações dos ensaios no laboratório da UnB.

Ao Bruno, à Taty e à sua família, por toda a ajuda durante minha estadia na Colômbia e por torna-la mais agradável.

Aos meus adoráveis companheiros; Chong, Pivo, Nick (*in memoriam*) e Bob (*in memoriam*), por tornarem meus dias mais alegres.

Aos professores da área de Geotecnia da UnB, principalmente meu orientador Gregório Araújo e meu co-orientador Hernán Carvajal, pelos ensinamentos, motivação e disposição.

Às empresas que doaram os geossintéticos e tornaram meus ensaios possíveis - Maccaferri, SANSUY-VINIMANTA, ENGEPOL e Ober Geossintéticos - por acreditarem e investirem em pesquisas científicas.

À Capes, pelo suporte financeiro durante o curso.

RESUMO

Nos dias atuais, há uma tendência mundial de extinguir as atividades provenientes de lixões e aterros controlados. A sociedade e a opinião pública têm atentado para a necessidade de preservar os recursos naturais, aumentando a importância e a exigência de obras de proteções ambientais, tendo em vista uma população cada vez maior para um espaço cada vez menor.

O presente trabalho consiste em um estudo do Morro de Morávia, localizado em Medellín, Colômbia, onde se encontra um depósito de lixo de resíduos sólidos de origem doméstica, industrial, agrícola e hospitalar. O estudo expõe uma análise sobre a implantação de um sistema de cobertura utilizando geossintéticos, com o principal objetivo de avaliar o comportamento mecânico do sistema de cobertura baseado na combinação da geomembrana e geocélula. Preliminarmente, foram feitas análises probabilísticas de estabilidade de taludes juntamente com análises de risco social e, assim, determinadas as inclinações de trechos do Morro de Morávia.

Neste estudo, uma geomembrana como camada impermeabilizante é utilizada com o propósito de isolar os resíduos sólidos, a fim de evitar o contato direto com a atmosfera e a população. Acima dela, uma geocélula permite a revegetação dos taludes a altas inclinações, evitando a erosão da camada de solo superior que oferece proteção à geomembrana e proporciona um aspecto paisagístico agradável.

Os resultados encontrados das análises de estabilidade e risco social mostraram que, em alguns casos, é necessária a realização do retaludamento de taludes. Porém, concluiu-se que a melhor solução para o morro seria a retirada e realocação dos moradores ameaçados.

O presente trabalho também determinou e avaliou os parâmetros que controlam a estabilidade estrutural do sistema de cobertura por meio do estudo da interface geocélula com solo orgânico/geomembrana. Com os resultados dos ensaios de plano inclinado verificou-se que a presença da geocélula diminui o ângulo de atrito da interface ao utilizar geomembranas lisas de PEAD e de PVC, não ocorrendo o mesmo para o caso da geomembrana texturizada de PEAD.

Além disso, verificou-se a funcionalidade do sistema de ancoragem utilizado para a instalação da geocélula acima da geomembrana. O estudo foi feito com o uso de uma metodologia baseada em procedimentos experimentais e analíticos, ao final apresentando recomendações construtivas para a reconformação das encostas analisadas.

ABSTRACT

Nowadays, there is a worldwide tendency for the interruption of activities in landfills and controlled waste disposal areas. Due to the fact that each year there is less space and more people on earth, society and the public opinion has attempted for this necessity of preserving natural resources, elevating the importance and requirement of environmental protection constructions.

This research presents a study on the Moravia's waste landfill, in the city of Medellin, Colombia, where a landfill composed of solid waste from domestic, industrial, agricultural and hospital origin is located. This study presents an analysis of the implementation of a covering system made of geosynthetics, based on the combination of geomembrane and geocell, with the main purpose of evaluating its mechanical behavior. In order to ensure the safety of Moravia's waste, probabilistic stability analysis and social risk analysis determined slope inclinations for some areas.

In this study, an impermeable geomembrane system was used as a covering layer, with the purpose of isolating the solid waste and toxic gases in order to avoid direct contact with the atmosphere and the population. A geocell above this geomembrane was used to allow the revegetation of slopes at high inclinations, preventing erosion in the upper soil layer which protects the geomembrane providing a pleasant landscape.

Results based on stability and social risk analysis shown that, in a few cases, it was necessary to change slope inclination in some areas. However, it was concluded that the best solution for Moravia's hill would be the removal and relocation of residents threatened.

This study determined and evaluated the parameters that control the structural stability of the cover system, through the analysis of the geocell filled with organic soil/geomembrane interface. With the ramp tests results it was found that the presence of geocell decreases the interface friction angle by using smooth HDPE and PVC geomembranes, which did not happen in the case of textured HDPE geomembrane.

Moreover, it also aimed at attesting the ability of the anchoring system used for the installation of the geocell above the geomembrane. The methodology used was based on experimental and analytical procedures. At the end, this study presents constructive recommendations for Moravia's slopes.

ÍNDICE

Capítulo	Página
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 JUSTIFICATIVA	2
1.2 OBJETIVOS.....	5
1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	6
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
2.1 ESTABILIDADE DE TALUDES.....	7
2.1.1 DEFINIÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA	7
2.1.2 TÉCNICAS DE ANÁLISES	8
2.1.2.1 MÉTODO FOSM	10
2.2 ATERROS DE RESÍDUOS SÓLIDOS.....	13
2.2.1 CASOS DE RUPTURA	15
2.2.2 PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS	17
2.3 PROTEÇÃO E CONTROLE DE EROÇÃO SUPERFICIAL EM TALUDES	21
2.4 MATERIAIS GEOSSINTÉTICOS	23
2.4.1 GEOMEMBRANAS	25
2.4.1.1 COBERTURA DE ATERRO SANITÁRIO.....	28
2.4.2 GEOCÉLULAS	29
2.4.2.1 ANCORAGEM E FIXAÇÃO EM TALUDES	31
2.5 INTERAÇÃO SOLO/GEOSSINTÉTICOS.....	33
2.6 ENSAIO DE PLANO INCLINADO	35
2.6.1 TRABALHOS REALIZADOS.....	38
2.7 CASO DE RECUPERAÇÃO DE ATERRO COM COBERTURA DE GEOMEMBRANA E GEOCÉLULA	48
3. METODOLOGIA	51
3.1 ANÁLISES DE ESTABILIDADE DO MORRO DE MORÁVIA.....	51
3.1.1 PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS	51
3.1.2 ANÁLISES DOS PERFIS.....	53
3.1.3 RISCO SOCIAL DOS TALUDES	54
3.2 ENSAIO DE PLANO INCLINADO.....	56
3.2.1 EQUIPAMENTO DE PLANO INCLINADO.....	56
3.2.2 MATERIAIS UTILIZADOS	59
3.2.2.1 SOLO	59
3.2.2.2 GEOSSINTÉTICOS	62
3.2.3 METODOLOGIA DE ENSAIO	64
3.2.4 ENSAIOS REALIZADOS	66
3.3 INSTALAÇÃO DE GRAMPOS PARA FIXAÇÃO DA GEOCÉLULA	67

3.3.1	ENSAIO DE PERCOLAÇÃO	69
3.3.1.1	METODOLOGIA DE ENSAIO.....	69
3.3.2	RESISTÊNCIA MECÂNICA DOS GRAMPOS	72
3.3.3	ESPAÇAMENTO ENTRE OS GRAMPOS	76
4.	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	78
4.1	ANÁLISE DOS PERFIS DO MORRO	78
4.1.1	RISCO SOCIAL DOS TALUDES	82
4.1.2	INCLINAÇÕES DO TERRENO DO MORRO	87
4.2	ANÁLISE DOS ENSAIOS DE PLANO INCLINADO	89
4.2.1	INTERFACES SOLO/GEOMEMBRANA.....	90
4.2.2	INTERFACES SOLO-GEOCÉLULA/GEOMEMBRANA	95
4.2.2.1	INTERFACES SOLO GL5/GEOMEMBRANA	96
4.2.2.2	INTERFACES SOLO GL10/GEOMEMBRANA	100
4.2.2.3	INTERFACES SOLO GL15/GEOMEMBRANA	104
4.2.3	INTERFACES SOLO-GEOCÉLULA COM RETALHOS/GEOMEMBRANA	107
4.2.3.1	INTERFACES SOLO GL5R/GEOMEMBRANA.....	108
4.2.3.2	INTERFACES SOLO GL10R/GEOMEMBRANA.....	111
4.2.3.3	INTERFACES SOLO GL15R/GEOMEMBRANA.....	115
4.3	ANÁLISE DOS GRAMPOS.....	120
4.3.1	VAZÃO ENTRE GRAMPO E GEOMEMBRANA.....	120
4.3.2	RESISTÊNCIA MECÂNICA DOS GRAMPOS	121
4.3.3	ESPAÇAMENTO ENTRE OS GRAMPOS	122
4.4	ANÁLISE VISUAL DOS TRECHOS EXPERIMENTAIS	125
4.4.1	TRECHO 1	127
4.4.2	TRECHO 2	129
4.4.3	EROSÃO DO SOLO COM O USO DE GEOCÉLULA.....	130
4.5	SISTEMA DE COBERTURA NO MORRO DE MORÁVIA	132
5.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	136
5.1	CONCLUSÕES	136
5.2	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	138
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	139
	APÊNDICE A: RESULTADOS DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE	148

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
Figura 1.1 Município de Medellín, divisão política por comunas.	3
Figura 1.2 Início da construção do bairro sobre o antigo lixão do Morro de Moravía (UPC, 2012).	4
Figura 1.3 Bairro consolidado sobre o antigo lixão no Morro de Moravía (UPC, 2012).	4
Figura 2.1 Exemplo de distribuição de frequência do FS (Assis <i>et al.</i> , 2002).	12
Figura 2.2 Vista aérea do deslizamento no Aterro Sanitário Rumpke nos EUA em 1996 (Eid <i>et al.</i> , 2000).	15
Figura 2.3 Vista aérea do deslizamento no Aterro Payatas nas Filipinas em 2000, (Merry <i>et al.</i> , 2005).	15
Figura 2.4 Vista aérea do deslizamento do aterro Leuwigajah na Indonésia em 2005 (Koelsch <i>et al.</i> , 2005).	16
Figura 2.5 Parâmetros de RSU obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto.	19
Figura 2.6 Parâmetros de RSU obtidos a partir de ensaios de compressão triaxial.	19
Figura 2.7 Parâmetros de RSU obtidos a partir de retro-análise em campo.	20
Figura 2.8 Faixa recomendada de parâmetros de resistência dos RSU (Sanchez-Alciturri <i>et al.</i> , 1993).	20
Figura 2.9 Talude íngreme com o uso de geocélulas para estabelecer a vegetação.	23
Figura 2.10 Geomembrana como barreira impermeabilizante na construção de aterros sanitários (CAAWS, 2012).	26
Figura 2.11 Esquema ilustrativo da cobertura impermeável superior (Modificado – Boscov, 2008).	28
Figura 2.12 Tipos de geocélulas: (a) PE com tiras perfuradas (GEOTEXAN, 2012), (b) PEAD com espaços entre as células (TENAX, 2007) e (c) PP (KOMETA, 2001).	30
Figura 2.13 Esquema de ancoragem com canaleta e fixação com grampos de painéis de geocélula (Tenax, 2007).	31
Figura 2.14 Geocélulas fixadas com cabos poliméricos ou tendões (GEOTEXAN, 2012). ...	31
Figura 2.15 Mecânica do ensaio de Plano Inclinado (Mello <i>et al.</i> , 2003).	36

Figura 2.16 Obtenção de parâmetros de resistência de interface. (a) curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal e (b) envoltória de resistência (Aguiar, 2008).	37
Figura 2.17 Equipamento de plano inclinado (modificado – Girard <i>et al.</i> , 1990).....	40
Figura 2.18 Comparação das envoltórias de ruptura das interfaces geotêxtil/geomembrana texturizada obtidas dos ensaios de cisalhamento direto e plano inclinado (modificado – Giroud <i>et al.</i> 1990).	40
Figura 2.19 Deslocamentos da caixa ocorridos em ensaios de interface realizados com equipamento de plano inclinado (modificado – Girard <i>et al.</i> , 1994).	41
Figura 2.20 Efeito da rugosidade na resistência de interface (modificado – Izgin e Wasti, 1998).	42
Figura 2.21 Equipamento de plano inclinado da Universidade de Brasília (Lima Júnior, 2000).	43
Figura 2.22 Comparação das cargas de tração com dois tipos de solo para as interfaces: (a) geomembrana lisa e (b) geomembrana texturizada.	44
Figura 2.23 Distribuição de tensões normais sobre a interface. (a) Inclinação da rampa = 15° e (b) inclinação da rampa = 25°.	44
Figura 2.24 Evoluções progressivas de ângulo de atrito de interface <i>versus</i> grau de saturação. (Monteiro, 2012).	47
Figura 2.25 Falha do sistema original de cobertura mostrando a geomembrana exposta (Abramento <i>et al.</i> , 2008).	49
Figura 2.26 Sistema de cobertura final utilizando a geocélula (Abramento <i>et al.</i> , 2008).....	49
Figura 2.27 Detalhe do sistema de cobertura final instalado (Abramento <i>et al.</i> , 2008).	50
Figura 3.1 Planta topográfica do Morro de Morávia com as seções analisadas (escala: 1:1750).	52
Figura 3.2 Equipamento de plano inclinado utilizado nos ensaios, localizado na Universidade de Brasília.	57
Figura 3.3 Vista lateral da configuração do equipamento de plano inclinado utilizado nos ensaios (Modificado - Palmeira e Viana, 2003).	58
Figura 3.4 Vista em planta da configuração do equipamento de plano inclinado utilizado nos ensaios (Modificado – Viana, 2007).	58
Figura 3.5 Medidor de ângulo instalado sobre a rampa.	59
Figura 3.6 Equipamento TDR para a medição de umidade volumétrica do solo.	60

Figura 3.7 Mistura do solo utilizado nos ensaios de plano inclinado.	61
Figura 3.8 Geomembrana de PEAD lisa, geomembrana de PVC lisa e geomembrana de PEAD texturizada utilizadas nos ensaios de plano inclinado.	62
Figura 3.9 Geocélulas utilizadas nos ensaios de plano inclinado. (a) Geocélula com altura de 5 cm, (b) geocélula com altura de 10 cm e (c) geocélula com altura de 15 cm.	63
Figura 3.10 Geomembrana de PEAD lisa fixada pelas garras colocadas sobre a rampa.	64
Figura 3.11 Preparação da interface do ensaio, com a geocélula e o solo sendo depositado dentro da caixa de confinamento sobre a geomembrana.	65
Figura 3.12 Sequência da montagem do ensaio. (a) Colocação de filme de PVC, (b) manta de geotêxtil e (c) placas de aço.	65
Figura 3.13 Estágio final de dois ensaios com a ruptura da interface. (a) Com geomembrana de PVC e (b) com geomembrana de PEAD lisa.	66
Figura 3.14 Configuração da geocélula com retalhos utilizada nos ensaios de interface solo-geocélula com retalhos/geomembrana.	67
Figura 3.15 Detalhe do grampo para fixação da geocélula sobre a geomembrana.	68
Figura 3.16 Grampo de fixação do sistema geocélula/geomembrana instalado em um trecho experimental do morro. (a) Detalhe do grampo instalado e (b) distribuição de grampos ao longo da geocélula.	68
Figura 3.17 Equipamento utilizado no ensaio de percolação. (a) Esquema do equipamento e suas dimensões e (b) foto do equipamento.	69
Figura 3.18 Tubo inferior do equipamento preenchido com brita.	70
Figura 3.19 Aplicação da bentonita para evitar a percolação entre o flange e a geomembrana.	71
Figura 3.20 Ensaio de percolação em andamento.	71
Figura 3.21 Epóxi aplicado entre o grampo e a geomembrana.	72
Figura 3.22 Esquema do ensaio de carga tangencial para os grampos de fixação da geocélula.	73
Figura 3.23 Detalhe da instalação do ensaio de carga tangencial em um grampo.	73
Figura 3.24 Imagem do grampo deformado após a realização do ensaio.	74
Figura 3.25 Diagrama de forças atuantes no grampo durante o ensaio de carga, considerando os empuxos passivos decorrentes de uma rotação no ponto O.	74
Figura 3.26 Esquema representativo de um trecho fixado com grampo.	76

Figura 3.27 Área de influência de um grampo fixado. Esquema de distribuição. S_1 : espaçamento na direção horizontal. S_2 : espaçamento na direção vertical.	77
Figura 4.1 Análise de estabilidade do Perfil 1 com seu talude natural. FS=1,4.	81
Figura 4.2 Análise de estabilidade do Perfil 1 com a geometria de seu talude modificada. FS=1,8.	81
Figura 4.3 Diagrama da influência das variáveis aleatórias em relação a variação do FS.	82
Figura 4.4 Risco social tolerável para a cidade de Medellín - Colômbia, associado aos taludes analisados de baixa confiabilidade (Modificado – Restrepo, 2011).	85
Figura 4.5 Risco social tolerável para a cidade de Medellín - Colômbia, associado aos taludes que não foram recomendadas as modificações geométricas (Modificado – Restrepo, 2011).	86
Figura 4.6 Mapa de inclinação do terreno natural do Morro de Morávia com traçados dos perfis de baixa confiabilidade.	88
Figura 4.7 Curva de tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal para o solo orgânico.	90
Figura 4.8 Envoltória de ruptura para o solo orgânico. $\phi = 28^\circ$ e $c = 0$	90
Figura 4.9 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO/GM PEAD L.	91
Figura 4.10 Envoltória de ruptura da interface SOLO/GM PEAD L.	91
Figura 4.11 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO/GM PVC L.	92
Figura 4.12 Envoltória de ruptura da interface SOLO/GM PVC L.	93
Figura 4.13 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO/GM PEAD TEXT.	94
Figura 4.14 Envoltória de ruptura da interface SOLO/GM PEAD TEXT.	94
Figura 4.15 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL5/GM PEAD L.	97
Figura 4.16 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL5/GM PEAD L.	97
Figura 4.17 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL5/GM PVC L.	98
Figura 4.18 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL5/GM PVC L.	98
Figura 4.19 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL5/GM PEAD TEXT.	99
Figura 4.20 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL5/GM PEAD TEXT.	99
Figura 4.21 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL10/GM PEAD L.	100
Figura 4.22 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL10/GM PEAD L.	101
Figura 4.23 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL10/GM PVC L.	102
Figura 4.24 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL10/GM PVC L.	102
Figura 4.25 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL10/GM PEAD TEXT.	103
Figura 4.26 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL10/GM PEAD TEXT.	103

Figura 4.27 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL15/GM PEAD L.....	104
Figura 4.28 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL15/GM PEAD L.	105
Figura 4.29 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL15/GM PVC L.	105
Figura 4.30 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL15/GM PVC L.	106
Figura 4.31 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL15/GM PEAD TEXT.	107
Figura 4.32 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL15/GM PEAD TEXT.....	107
Figura 4.33 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL5R/GM PEAD L.	108
Figura 4.34 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL5R/GM PEAD L.....	109
Figura 4.35 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL5R/GM PVC L.....	109
Figura 4.36 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL5R/GM PVC L.	110
Figura 4.37 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL5R/GM PEAD TEXT.....	111
Figura 4.38 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL5R/GM PEAD TEXT.	111
Figura 4.39 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL10R/GM PEAD L.	112
Figura 4.40 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL10R/GM PEAD L.....	112
Figura 4.41 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL10R/GM PVC L.....	113
Figura 4.42 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL10R/GM PVC L.	113
Figura 4.43 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL10R/GM PEAD TEXT....	114
Figura 4.44 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL10R/GM PEAD TEXT.	115
Figura 4.45 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL15R/GM PEAD L.	116
Figura 4.46 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL15R/GM PEAD L.....	116
Figura 4.47 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL15R/GM PVC L.....	117
Figura 4.48 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL15R/GM PVC L.	117
Figura 4.49 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL15R/GM PEAD TEXT....	118
Figura 4.50 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL15R/GM PEAD TEXT.	118
Figura 4.51 Espaçamento entre grampos <i>versus</i> inclinação do talude para as interfaces com geomembranas de PEAD L, PVC L e PEAD TEXT.....	125
Figura 4.52 Recuperação do Trecho 1 experimental.	126
Figura 4.53 Localização em planta dos trechos experimentais 1 e 2 na encosta ocidental do Morro de Morávia.....	126
Figura 4.54 Recuperação do Trecho 2 experimental. (a) Início da recuperação e (b) Trecho 2 finalizado.....	126
Figura 4.55 Instalação da geocélula sobre a geomembrana no Trecho 1. (a) Expansão dos painéis de geocélula, (b) preenchimento de concreto na canaleta de ancoragem	

da geocélula e geomembrana, (c) instalação dos grampos e (d) preenchimento das células com solo.	127
Figura 4.56 Erosão do talude à altas inclinações com a exposição da geocélula.	128
Figura 4.57 Erosão do talude onde houve perda de sementes antes da germinação devido a falta de geomanta.	128
Figura 4.58 Formação de bolha sob a geomembrana.	129
Figura 4.59 Corrosão aparente do grampo de fixação da geocélula.	129
Figura 4.60 Instalação da geocélula sobre a geomembrana no Trecho 2.	130
Figura 4.61 Exposição da geocélula e rompimento da mesma ocasionando a exposição da geomembrana.	130
Figura 4.62 Parcelas-modelo utilizadas para avaliar a retenção de solo sobre a cobertura dos taludes.	131
Figura 4.63 Estabelecimento da vegetação e erosão do solo sobre as parcelas-modelo com inclinação de 25° (Pinzon, no prelo 2012).	131
Figura 4.64 Medidas da retenção de solo para cinco medições ao longo do tempo, de acordo com o sistema utilizado de cobertura e inclinação das parcelas (Pinzon, no prelo 2012).	132
Figura 4.65 Mapa de inclinação com o sistema de cobertura de geomembrana de PEAD lisa.	133
Figura 4.66 Mapa de inclinação com o sistema de cobertura de geomembrana de PVC lisa.	134
Figura 4.67 Mapa de inclinação com o sistema de cobertura de geomembrana de PEAD texturizada.	135

LISTA DE TABELAS

Tabela	Página
Tabela 2.1 Principais métodos de análise de estabilidade de taludes (Modificado – Ortigão & Sayão, 2004).....	9
Tabela 2.2 Parâmetros de coesão e ângulo de atrito de RSU encontrados em literatura.	18
Tabela 2.3 Propriedades dos polímeros (Modificado - Lopes, 2001).....	26
Tabela 2.4 Influência da granulometria do solo nos ensaios de plano inclinado (Lopes, 2001).	45
Tabela 3.1 Níveis de aceitação para o fator de segurança (<i>U.S. Corps of Engineers</i> , 2003)...	53
Tabela 3.2 Níveis de confiabilidade a partir dos valores de índice de confiabilidade.	54
Tabela 3.3 Especificações técnicas das geomembranas utilizadas.	62
Tabela 3.4 Especificações técnicas das geocélulas utilizadas.	63
Tabela 4.1 Média e desvio padrão das propriedades geotécnicas utilizadas.	78
Tabela 4.2 Resultado das análises de estabilidade dos perfis do trecho oriental do morro.	79
Tabela 4.3 Resultados das análises de estabilidade dos perfis de baixa confiabilidade.	80
Tabela 4.4 Valores adotados de intensidade dos deslizamentos em função do tamanho e da posição da provável superfície de ruptura de um perfil.	83
Tabela 4.5 Análise de risco social para os perfis 1, 2, 3, 4, 9, 10 e 36, de baixa confiabilidade.	84
Tabela 4.6 Análise de risco social para os perfis que não foram recomendadas as modificações geométricas.	85
Tabela 4.7 Ordem decrescente de prioridade para a remoção dos moradores, relacionada ao risco social de cada perfil.	87
Tabela 4.8 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO/GM PEAD L.	91
Tabela 4.9 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO/GM PVC L....	92
Tabela 4.10 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO/GM PEAD TEXT.	93
Tabela 4.11 Comparação entre ângulos de atrito da interface obtidos por Monteiro (2012) e pelo presente estudo.....	95
Tabela 4.12 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL5/GM PEAD L.....	96

Tabela 4.13 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL5/GM PVC L.	98
Tabela 4.14 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL5/GM PEAD TEXT.	99
Tabela 4.15 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL10/GM PEAD L.	100
Tabela 4.16 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL10/GM PVC L.	101
Tabela 4.17 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL10/GM PEAD TEXT.	103
Tabela 4.18 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL15/GM PEAD L.	104
Tabela 4.19 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL15/GM PVC. L.	105
Tabela 4.20 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL15/GM PEAD TEXT.	106
Tabela 4.21 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL5R/GM PEAD L.	108
Tabela 4.22 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL5R/GM PVC L.	109
Tabela 4.23 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL5R/GM PEAD TEXT.	110
Tabela 4.24 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL10R/GM PEAD L.	112
Tabela 4.25 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL10R/GM PVC L.	113
Tabela 4.26 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL10R/GM PEAD TEXT.	114
Tabela 4.27 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL15R/GM PEAD L.	115
Tabela 4.28 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL15R/GM PVC L.	117

Tabela 4.29 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL15R/GM PEAD TEXT.	118
Tabela 4.30 Resumo dos resultados de ângulo de atrito das diversas interfaces ensaiadas. ...	119
Tabela 4.31 Resumo dos resultados de menor ângulo da rampa na ruptura das diversas interfaces ensaiadas.....	119
Tabela 4.32 Eficiências de resistência por atrito das interfaces com as geomembranas de PEAD lisa, PVC lisa e PEAD texturizada.	120
Tabela 4.33 Vazão média calculada para os sistemas sem epóxi e com epóxi.	121
Tabela 4.34 Valores das resistências do grampo obtidos por cálculo e por ensaio em campo.....	121
Tabela 4.35 Valores de σ_{rup} , τ_{rup} , e α_{rup} encontrados para a interface SOLO GL10/GM PEAD L com $\sigma_i = 0,64$ kPa.....	123
Tabela 4.36 Espaçamento entre os grampos para cada inclinação de talude com a interface SOLO GL10/GM PEAD L.....	123
Tabela 4.37 Valores de σ_{rup} , τ_{rup} , e α_{rup} encontrados para a interface SOLO GL10/GM PVC L com $\sigma_i = 0,64$ kPa.	123
Tabela 4.38 Espaçamento entre os grampos para cada inclinação de talude com a interface SOLO GL10/GM PVC L.	124
Tabela 4.39 Valores de σ_{rup} , τ_{rup} , e α_{rup} encontrados para a interface SOLO GL10/GM PEAD TEXT com $\sigma_i = 0,64$ kPa.	124
Tabela 4.40 Espaçamento entre os grampos para cada inclinação de talude com a interface SOLO GL10/GM PEAD TEXT.	124

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIACÕES

%	Porcentagem
α	Ângulo de inclinação da rampa
ABINT	Associação Brasileira das Indústrias de Não tecidos e Tecidos Técnicos
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AMVA	Área Metropolitana del Valle de Aburrá
A_m	Ameaça
α_{rup}	Ângulo de inclinação da rampa na ruptura da interface
a_{sg}	Adesão entre a interface solo e geossintético
A_{sg}	Área de contato solo/geossintético
ASTM	<i>Association Society for Testing and Materials</i>
α_t	Ângulo de inclinação do talude
c	Coesão do solo
CCB	Barreira de argila compactada
cm	Centímetro
cm/min	Centímetros por minuto
cm/s	Centímetro por segundo
cm ²	Centímetro quadrado
cm ³	Centímetro cúbico
CPT	<i>Cone Penetration Test</i>
c_r	Coesão dos RSU
CSPR	Polietileno clorossufonado
d	Metade da largura da placa que compoe o grampo
D_v	Número de pessoas por estrutura ameaçada
E[FS]	Fator de segurança calculado com os parâmetros médios
E_c	Eficiência da resistência por adesão
E_f	Eficiência de resistência por atrito
F_a	Forças atuantes
FEAM	Fundação Estadual do Meio Ambiente
F_{ensaio}	Força experimental necessária para produzir o rompimento do grampo
FOSM	<i>First-order, second moment</i>

F_r	Forças resistentes
F_{real}	Força resistente do grampo, menor entre a teórica e a experimental
FS	Fator de segurança
$F_{teórico}$	Força teórica necessária para produzir o rompimento do grampo
g/cm^3	Gramas por centímetro cúbico
GA	Geomantas
GB	Geobarra
GC	Geocomposto
GCL	Geocomposto bentonítico
GG	Geogrelha
GL	Geocélula
GM	Geomembrana
GM PEAD L	Geomembrana de PEAD lisa
GM PEAD TEXT	Geomembrana de PEAD texturizada
GM PVC L	Geomembrana de PVC lisa
GMR	Geomembrana reforçada
GMT	Geomembrana texturizada
GN	Georrede
γ_{nat}	Peso unitário natural dos RSU
GP	Geotubo
GS	Geoespaçador
γ_{sat}	Peso unitário saturado dos RSU
GT	Geotêxtil
GTK	Geotêxtil tricotado
GTN	Geotêxtil não-tecido
GTW	Geotêxtil tecido
h_1	Altura superior do grampo
h_2	Altura inferior do grampo
I	Intensidade do deslizamento
IBAM	Instituto Brasileiro de Administração Municipal
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IGS	<i>International Geosynthetic Society</i>
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas

kg	Quilograma força
kN	Quilo Newton
kN/m	Quilo Newton por metro
kN/m ³	Quilo Newton por metro cúbico
kPa	Quilo Pascal
m	Metro
m ²	Metro quadrado
m ³	Metro cúbico
m ³ /s	Metros cúbicos por segundo
M _a	Momentos das forças atuantes
MADS	Ministério do Ambiente e Desenvolvimento Sustentável
MEL	Método do Equilíbrio Limite
mm	Milímetro
mm ²	Milímetro quadrado
MMA	Ministério do Meio Ambiente
M _r	Momentos das forças resistentes
N	Newton
NBR	Norma Brasileira de Regulamentação
N _c , N _q e N _y	Fatores de capacidade de carga
N _v	Número de estruturas ameaçadas
P[R]	Probabilidade de ruptura
PA	Poliamida
PE	Polietileno
PEAD	Polietileno de alta densidade
PELMD	Polietileno linear de média densidade
PET	Poliéster
pH	Potencial de hidrogénio iónico
PNRS	Política Nacional de Resíduos Sólidos
PP	Polipropileno
PVC	Polivinil clorado
Q	Vazão através do furo na geomembrana
R ₁	Força resistente vetical sob a placa que compoe grampo
R ₂	Força resistente horizontal no grampo

R_3	Força cisalhante da interação solo/geomembrana para o peso da camada de solo confinado
RSU	Resíduos Sólidos Urbanos
s	Segundo
S	Espaçamento máximo necessário entre os grampos considerando uma área quadrada entre os mesmos
S_1	Espaçamento máximo horizontal necessário entre os grampos
S_2	Espaçamento máximo vertical necessário entre os grampos
SOLO	Solo confinado sem o uso de geocélula
SOLO GL10	Solo com geocélula confinados a uma altura de 10 cm
SOLO GL10R	Solo com geocélula e retalhos confinados a uma altura de 10 cm
SOLO GL10R	Solo com geocélula e retalhos confinados a uma altura de 15 cm
SOLO GL15	Solo com geocélula confinados a uma altura de 15 cm
SOLO GL5	Solo com geocélula confinados a uma altura de 5 cm
SOLO GL5R	Solo com geocélula e retalhos confinados a uma altura de 5 cm
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
S_{PST}	Fragilidade das pessoas dentro das estruturas
S_{STR}	Fragilidade das estruturas
t	Tempo total de duração do ensaio
TDR	<i>Time Domain Reflectometry</i>
V	Vulnerabilidade
V_{PE}	Índice de vulnerabilidade das pessoas
V[FS]	Variância do FS
V[X_i]	Variância de cada um dos parâmetros X_i
W	Peso da amostra confinada de solo sobre a geomembrana
X	Espaçamento máximo necessário entre os grampos
β	Índice de confiabilidade
δFS_i	Varição de FS que ocorre quando se varia de δX_i cada um dos n parâmetros X_i
ΔV	Diferença entre volume inicial e volume final
ζ_c, ζ_q e ζ_y	Acréscimos de fatores de forma
σ	Tensão normal média atuante na interface solo e geossintético
$\sigma[FS]$	Desvio-padrão do fator de segurança

σ_i	Tensão normal inicial da interface com a rampa na horizontal
σ_n	Tensão normal atuante na interface solo e geossintético
σ_{rup}	Tensão normal na ruptura da interface
τ	Tensão cisalhante entre a interface solo e geossintético
τ_3	Tensão cisalhante da interação solo/geomembrana para o peso da camada de solo confinado
ϕ	Ângulo de atrito do solo
ϕ_r	Ângulo de atrito dos RSU
ϕ_{rup}	Ângulo de atrito na ruptura da interface
ϕ_{sg}	Ângulo de atrito da interface solo/geossintético
ξ_{STY}	Índice de fragilidade de tipo de estrutura
ξ_{SMN}	Índice de fragilidade de estado de manutenção

1. INTRODUÇÃO

O crescimento populacional e o desenvolvimento tecnológico ao longo dos anos fizeram com que a produção de resíduos crescesse substancialmente no mundo todo. Estudos sobre os locais de disposição dos resíduos tornaram-se muito importantes para maior conhecimento das dimensões de problemas relacionados à população e ao meio ambiente.

De acordo com o Ministério de Ambiente, Habitação e Ordenamento do Território da Colômbia, foi constatado que de 1084 municípios registrados, 56% (ou seja, 604 municípios) ainda têm em funcionamento a deposição de resíduos a céu aberto (MADS, 2005).

No Brasil, segundo dados de 2008 divulgados pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE, 50,75% dos municípios brasileiros utilizam a disposição de resíduos a céu aberto (MMA, 2011). Isto se deve, em grande parte, às dificuldades enfrentadas pelos gestores municipais responsáveis por retirar e dar um destino final ambientalmente e sanitariamente adequado aos resíduos.

A Lei Federal 12.305/2010, também chamada de Lei da Política Nacional de Resíduos Sólidos (PNRS), determina que todas as administrações públicas municipais, indistintamente do seu porte e localização, devem construir aterros sanitários e encerrarem as atividades dos lixões e aterros controlados, no prazo máximo de quatro anos, substituindo-os por aterros sanitários ou industriais, onde só poderão ser depositados resíduos sem qualquer possibilidade de reciclagem e reaproveitamento, obrigando também a compostagem dos resíduos orgânicos.

Um acidente recente no Brasil de grande repercussão foi o do Morro do Bumba em Niterói, no estado do Rio de Janeiro, em Abril de 2010. O local era um antigo lixão que posteriormente foi ocupado por uma população de baixa renda. Após fortes chuvas, ocorreu o deslizamento de parte do morro, ocasionando a destruição parcial de casas e ruas, causando a morte de cerca de 50 pessoas (Almeida, 2011).

Em termos ambientais, os lixões agravam a poluição do ar, do solo e das águas, além de provocar poluição visual. Nos casos de disposição de lixo nas encostas, é possível ainda

ocorrer a instabilidade dos taludes pela sobrecarga e absorção temporária da água da chuva, provocando deslizamentos (UFBA/CAIXA, 1998).

Em termos sociais, os lixões a céu aberto influenciam na estrutura local. A área passa a exercer atração nas populações de baixa renda, que buscam na separação e comercialização de materiais recicláveis, uma alternativa de trabalho, apesar das condições insalubres e sub-humanas da atividade (FEAM, 1995).

Casos como o do Morro do Bumba poderiam ser evitados se houvesse uma legislação sobre recuperação de antigos lixões. Atualmente, observa-se a evidente necessidade de se promover uma gestão adequada das áreas de disposição de resíduos, prevenindo ou reduzindo os possíveis efeitos negativos ao meio ambiente ou à saúde pública.

Teoricamente, a recuperação de um lixão envolve a remoção total dos resíduos depositados, transportando-os para um aterro sanitário, seguida da deposição de solo natural da região na área escavada. Porém, essas ações compreendem elevados custos, inviabilizando economicamente este processo e forçando a adoção de soluções mais simples e econômicas de modo a minimizar o problema (Monteiro & Zveibil, 2001).

Assim, as soluções a fim de minimizar os efeitos impactantes gerados no meio ambiente, seriam encerrar a operação do lixão, requalificando-o ambientalmente ao espaço onde está inserido ou transforma-lo em um aterro sanitário controlado, promovendo a recuperação gradual da área degradada mantendo sua operação (Alberte, 2003).

Este trabalho tem como finalidade avaliar o comportamento mecânico do sistema de cobertura do Morro de Morávia, um antigo lixão na cidade de Medellín na Colômbia, por meio de estudos que visam avaliar e recuperar a área local degradada.

1.1 JUSTIFICATIVA

O Morro de Morávia, localizado na cidade de Medellín na Colômbia, é um antigo local de disposição de resíduos a céu aberto. Sua área é de aproximadamente 420.000 m² e ele está

localizado na Comuna Quatro de Medellín, na zona norte da cidade como mostrado na Figura 1.1.

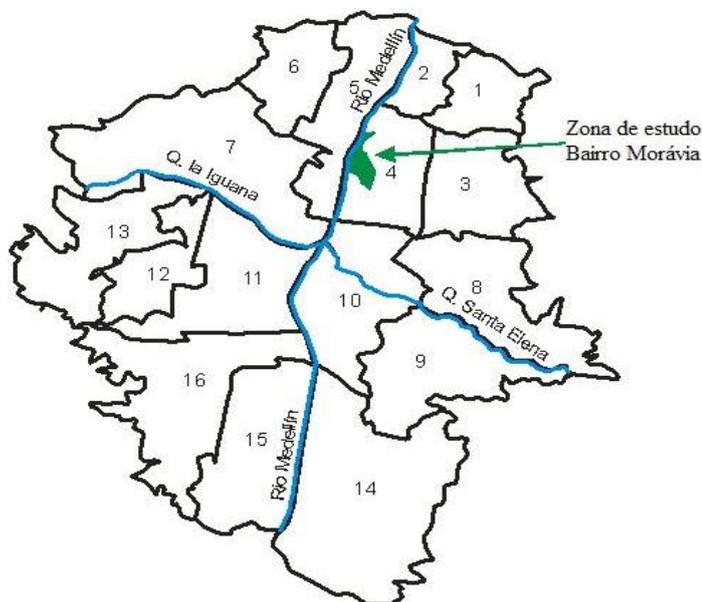


Figura 1.1 Município de Medellín, divisão política por comunas.

Entre 1972 e 1984 o morro foi utilizado como depósito de resíduos a céu aberto. Ele foi conformado sobre uma escavação abandonada de aproximadamente 10 metros de profundidade sobre a planície aluvial do rio Medellín. Esta escavação é o produto da atividade de extração do material aluvial ocorrida nos anos 60. Sobre essa escavação foram depositados resíduos sólidos, compostos principalmente de resíduos domiciliares, escombros de construção, resíduos químicos, resíduos hospitalares, mesclas de solo e rocha, escoras metálicas etc., alcançando uma altura máxima de 42,5 metros. A deposição foi realizada a céu aberto, sem utilização de processos técnicos e sem uma segurança sanitária que um serviço desta natureza requer. Essas atividades cessaram com a inauguração do primeiro aterro sanitário da cidade em 1983.

Antes do encerramento das deposições de resíduos, a população já utilizava o morro para trabalhar com a reciclagem. Após o encerramento, passaram a morar no local, resultando em um rápido assentamento não planejado, causando não somente problemas ambientais por ser considerado um foco de contaminação, como questões sociais, trazendo doenças aos moradores e acidentes associados à produção de gás e deslizamentos superficiais. A Figura

1.2 mostra o bairro durante a sua construção sobre o Morro de Morávia e a Figura 1.3 a consolidação do bairro.

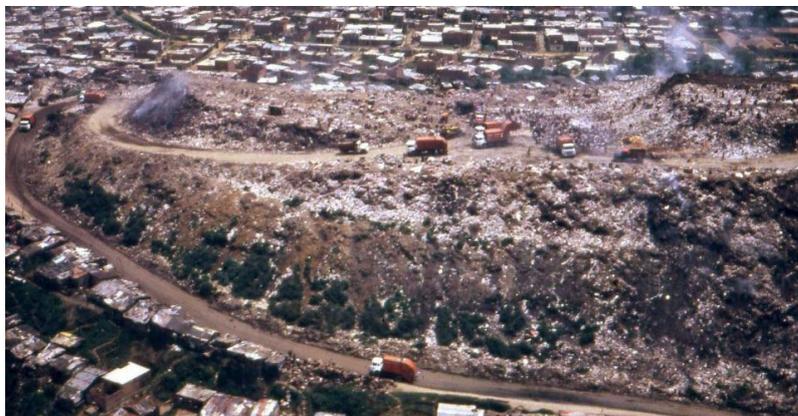


Figura 1.2 Início da construção do bairro sobre o antigo lixão do Morro de Morávia (UPC, 2012).

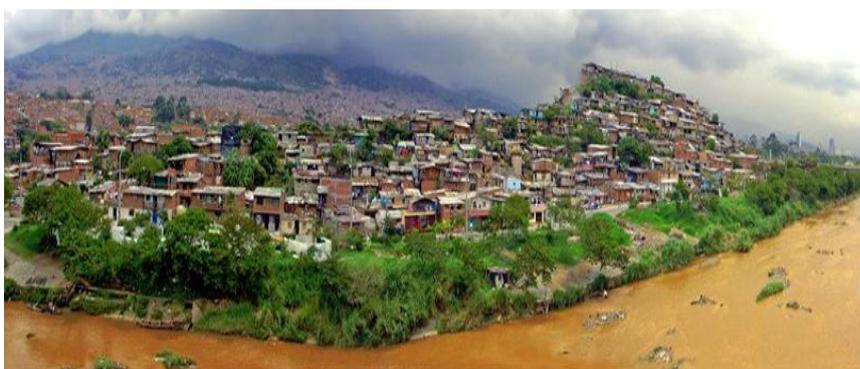


Figura 1.3 Bairro consolidado sobre o antigo lixão no Morro de Morávia (UPC, 2012).

A *Área Metropolitana del Valle de Aburrá* (AMVA), máxima autoridade ambiental da região, agrupou mediante convênios interadministrativos e contratos de consultoria uma série de empresas consultoras e universidades para efetuar estudos entre 1999 e 2005 contemplando a caracterização dos materiais e análises de estabilidade do Morro de Morávia. A AMVA chegou à conclusão de que o morro apresenta um alto risco geotécnico, caracterizado por uma alta susceptibilidade a apresentar deslizamentos, além de um elevado nível de contaminação química, com condições ambientais e de saúde inapropriadas para ser habitada ou frequentada por seres humanos. A Resolução 31 de 28 de Junho de 2006, expedida pelo Ministério do Interior e da Justiça da Colômbia declarou o local como Calamidade Pública.

Em Agosto de 2006 a AMVA aprovou o projeto de decreto apresentado pelo Município de Medellín para a adoção do Plano Parcial de Melhoramento Integral do Bairro Moravía 2005-2011, com aspectos exclusivamente ambientais. Desta maneira e com o intuito de garantir a estabilidade estrutural do Morro de Moravía de Medellín, autoridades ambientais municipais decidiram iniciar uma série de estudos geotécnicos para a recuperação do local. Os estudos incluem uma análise sobre a implantação de um sistema de cobertura utilizando geomateriais.

Uma alternativa a ser utilizada é a geomembrana como camada de impermeabilização do sistema de cobertura, com a finalidade de isolar os resíduos sólidos, impedindo o contato direto com a atmosfera e a população e, acima desta, uma camada de geocélula preenchida com solo, com objetivo de evitar a erosão da camada, oferecendo proteção à geomembrana e proporcionando um aspecto paisagístico agradável.

1.2 OBJETIVOS

Esta pesquisa tem como objetivo geral a avaliação do comportamento mecânico do sistema de cobertura do Morro de Moravía, baseada na associação de geomembrana e geocélula. Os objetivos específicos são:

- Analisar a estabilidade estrutural do Morro de Moravía por meio de uma avaliação probabilística dos fatores de segurança dos taludes;
- Avaliar o comportamento das diferentes interfaces com geomembranas e geocélulas utilizadas nos ensaios de plano inclinado;
- Analisar a funcionalidade do sistema de fixação utilizado para a instalação da geocélula sobre a geomembrana;
- Aferir as características e particularidades dos sistemas de cobertura utilizados nos trechos experimentais do morro por meio de análises visuais;
- Apresentar planos de reconformação do Morro de Moravía a partir das análises dos ensaios de plano inclinado, estabelecendo zonas com diferenciados sistemas de cobertura.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Essa dissertação está estruturada em cinco capítulos. O Capítulo 1 apresenta a introdução ao tema, descrevendo a motivação pela qual esse trabalho foi idealizado e realizado, assim como os objetivos e a estrutura da dissertação. O Capítulo 2 expõe a revisão bibliográfica do assunto objeto do trabalho, apresentando os fundamentos teóricos e alguns trabalhos relacionados ao tema da dissertação. Os tópicos fundamentais são estabilidade de taludes, aterros de resíduos sólidos, erosão superficial em taludes, geossintéticos, interação solo/geossintéticos e ensaio de plano inclinado. O Capítulo 3 apresenta as metodologias utilizadas na pesquisa, bem como os equipamentos e materiais empregados. No Capítulo 4 estão descritas as análises relativas aos resultados das simulações numéricas, ensaios laboratoriais e análises visuais de trechos experimentais. O Capítulo 5 contém um resumo das principais conclusões sobre o trabalho e apresenta sugestões para pesquisas futuras. Complementando essa dissertação, o Apêndice A mostra algumas figuras relacionadas às análises de estabilidade, que são importantes para o completo entendimento do trabalho.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta uma revisão bibliográfica contendo fundamentos teóricos e alguns trabalhos relacionados ao tema desse estudo. Os tópicos fundamentais são estabilidade de taludes, aterros de resíduos sólidos, erosão superficial em taludes, geossintéticos, interação solo/geossintéticos e ensaio de plano inclinado.

2.1 ESTABILIDADE DE TALUDES

A análise de estabilidade tem como objetivo principal verificar a condição de segurança de um talude existente e a eventual necessidade de medidas preventivas ou corretivas. No caso de taludes em projeto, as análises de estabilidade permitem definir a geometria mais adequada ou econômica para garantir um nível mínimo de segurança, sob as diferentes condições de solicitação naturais (ex: chuva, vegetação) ou decorrentes da ação do homem, como sobrecarga, escavação, drenagem, etc. (Ortigão & Sayão, 2004).

Os parâmetros de resistência são normalmente estipulados com conservadorismo nas análises de estabilidade usuais, de forma a se estimar o valor do fator de segurança, FS, mínimo existente. Em contrapartida, os estudos de estabilidade podem envolver análises paramétricas de taludes, verificando-se a sensibilidade do FS para variações impostas aos parâmetros geométricos e geotécnicos do problema.

2.1.1 DEFINIÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA

Usualmente a estabilidade de obras de engenharia é definida através de um fator de segurança (FS). O valor do FS pode variar dependendo da definição utilizada. De acordo com Ortigão & Sayão (2004) as definições mais usuais em análises de estabilidade de taludes são relativas ao equilíbrio de momentos (considerando a superfície de ruptura circular) (Equação 2.1) e relativas ao equilíbrio de forças (considerando as superfícies de ruptura planas ou poligonais) (Equação 2.2):

$$FS = \frac{\sum M_r}{\sum M_a} \quad (2.1)$$

$$FS = \frac{\sum F_r}{\sum F_a} \quad (2.2)$$

Onde:

M_r = Momentos das forças resistentes;

M_a = Momentos das forças atuantes;

F_r = Forças resistentes;

F_a = Forças atuantes.

Considera-se um talude instável quando o valor de FS for inferior à unidade. No entanto, casos com taludes instáveis e $FS < 1,0$ não são raros na prática da engenharia, devido às simplificações dos principais métodos de análise e à variabilidade dos parâmetros geotécnicos e geométricos envolvidos nas análises.

2.1.2 TÉCNICAS DE ANÁLISES

As análises de estabilidade podem ser realizadas de duas formas: métodos determinísticos, onde a medida da segurança do talude é feita em termos de um fator de segurança; e métodos probabilísticos, onde a medida de segurança é feita em termos da probabilidade de ocorrência da ruptura.

Os métodos determinísticos podem ser numéricos ou analíticos. Os métodos numéricos são: Elementos Finitos, Diferenças Finitas, Elementos de Contorno, entre outros; os métodos analíticos são: Equilíbrio Limite, Análise Limite, Linhas de Deslizamentos, entre outros.

O mais utilizado dentre os analíticos é o Método do Equilíbrio Limite (MEL). Este assume as seguintes hipóteses:

- A superfície potencial de ruptura é previamente conhecida ou arbitrada;
- a massa de solo encontra-se em condições iminentes de ruptura generalizada;
- o solo se comporta segundo um modelo rígido-perfeitamente-plástico;
- e o fator de segurança é único ao longo da superfície potencial de ruptura.

A Tabela 2.1 apresenta um resumo dos principais métodos de equilíbrio limite normalmente utilizados na prática da engenharia para análise de estabilidade de taludes em solo.

Tabela 2.1 Principais métodos de análise de estabilidade de taludes (Modificado – Ortigão & Sayão, 2004).

Método	Superfície	Considerações	Vantagens	Limitações	Aplicação
Taylor (1948)	Circular	Método do círculo de atrito. Análise em termos de tensões totais. Taludes homogêneos.	Método simples, com cálculos manuais.	Aplicado somente para algumas condições geométricas indicadas nos ábacos.	Estudos preliminares. Pouco usado na prática.
Talude infinito	Plana	Estabilidade global representada pela estabilidade de uma fatia vertical.	Método simples, com cálculos manuais.	Aplicado somente para taludes com altura infinita em relação à profundidade da superfície de ruptura.	Escorregamentos longos, com pequena espessura da massa instável; por exemplo, uma camada fina de solo sobre o embasamento rochoso.
Método das cunhas	Superfície poligonal	Equilíbrio isolado de cada cunha, compatibilizando-se as forças de contato entre cunhas.	Resolução analítica ou gráfica, com cálculos manuais.	Considera cunhas rígidas. O resultado é sensível ao ângulo de inclinação das forças de contato entre as cunhas.	Materiais estratificados, com falhas ou juntas.
Bishop simplificado (1955)	Circular	Considera o equilíbrio de forças e momentos entre as fatias. Resultante das forças verticais entre fatias é nula.	Método simples, com cálculos manuais ou em computador. Resultados conservativos.	Método iterativo. Aplicação imprecisa para solos estratificados.	Método muito usado na prática. O método simplificado é recomendado para projetos simples.
Bishop e Morgenstern (1960)	Circular	Aplica o método simplificado de Bishop.	Facilidade de uso.	Limitado a solos homogêneos e taludes superiores a 27°.	Para estudos preliminares em projetos simples de taludes homogêneos.
Hoek e Bray (1981)	Circular	Massa instável considerada como um corpo rígido. Solução pelo limite inferior.	Uso simples. Taludes inclinados de 10° a 90°.	Materiais homogêneos, com 5 condições de nível freático no talude.	Para estudos preliminares, com riscos reduzidos de escorregamento.
Janbu (1972)	Não circular	Satisfaz o equilíbrio de forças e momentos em cada fatia, porém despreza as forças verticais entre as fatias.	Superfícies de ruptura realísticas. Implementação simples em computadores.	Aplicado para solos homogêneos. Pode subestimar o fator de segurança. O método generalizado não tem esta	Grande utilização prática. Devem ser consideradas as limitações das rotinas de cálculo.

Método	Superfície	Considerações	Vantagens	Limitações	Aplicação
				limitação.	
Morgenstern e Price (1965)	Não circular	Satisfaz todas as condições de equilíbrio estático. Resolve o equilíbrio geral do sistema. É um método rigoroso.	Considerações mais precisas que no método de Janbu.	Não é um método simples. Exige cálculos em computador.	Para estudos ou análises detalhadas (retroanálises).
Sarma (1973, 1979)	Não circular	Método rigoroso e atende as condições de equilíbrio. Considera forças sísmicas (terremotos).	Redução no tempo de cálculo, sem perda de precisão.	Método exige cálculos em computador. O método de Sarma (1973) pode ser resolvido manualmente.	É aplicado como uma alternativa ao método de Morgenstern e Price.

Os métodos probabilísticos são aplicados em estudos de estabilidade de taludes com o objetivo de quantificar algumas incertezas inerentes ao FS obtido por métodos determinísticos. Este método é também uma análise relevante para a confecção de mapas de risco de ruptura, mapas de ocupação, aproveitamento de solos, etc. (Ortigão & Sayão, 2004).

Na engenharia civil, principalmente na geotecnia, é reconhecido que carregamentos e parâmetros podem sofrer variações em torno de seus valores adotados, o que leva a uma inevitável convivência com probabilidades altas de rupturas de obras geotécnicas. Assim, os métodos probabilísticos aparecem como uma alternativa sistemática de incorporar a variabilidade de parâmetros e carregamentos no projeto e então calcular o risco de ruptura ou a confiabilidade destas estruturas (Assis *et al.*, 2002).

Hoje existem três métodos bastante utilizados na estatística aplicada que são o Método de Monte Carlo, Método FOSM (*First Order Second Moment*) e Método das Estimativas Pontuais (*Point Estimates for Probability Moments*) também conhecido como Método de Rosenblueth.

2.1.2.1 MÉTODO FOSM

O Método FOSM (*First-order, second moment*) tem como base o truncamento da função de expansão da Série de Taylor. As saídas e entradas de dados são expressas por valores esperados e desvio-padrão. As vantagens deste tipo de solução são cálculos matemáticos

simplificados e o conhecimento apenas dos valores dos momentos das distribuições estatísticas das variáveis que formam a função (Assis *et al.*, 2002).

O índice de confiabilidade, β , é uma aplicação direta do Método FOSM que tem sido muito utilizado em geotecnia, em especial na avaliação estatística do coeficiente de segurança de taludes. O Método FOSM relaciona o índice β com a probabilidade de ruptura, que permite uma avaliação mais consistente da estabilidade.

Os procedimentos sugeridos do método são os seguintes:

- Primeiramente calcula-se a variância do fator de segurança, $V[FS]$, por meio da Equação 2.3 de FOSM (Harr, 1987):

$$V[FS] = \sum_1^n \left(\frac{\delta FS_i}{\delta X_i} \right)^2 \times V[X_i] \quad (2.3)$$

Onde:

$V[FS]$ = raiz quadrada do desvio-padrão do FS;

δFS_i = variação de FS que ocorre quando se varia de δX_i cada um dos n parâmetros X_i (peso unitário, coesão, ângulo de atrito, piezometria, inclinação e altura do talude, etc.);

$V[X_i]$ = variância de cada um dos parâmetros X_i .

- O índice de confiabilidade, β , do fator de segurança, é definido pela Equação 2.4, uma vez que o FS crítico é igual a 1,0:

$$\beta = \frac{\{E[FS] - 1\}}{\sigma[FS]} \quad (2.4)$$

Onde:

$E[FS]$ = valor usual (determinístico), do fator de segurança calculado com os parâmetros médios;

$\sigma[FS]$ = desvio-padrão do fator de segurança.

- A probabilidade de ruptura é definida pela área sob a curva unitária de distribuição de frequência (função densidade de probabilidade) do FS correspondente a valores de FS inferiores a 1,0; como ilustrado no exemplo da Figura 2.1.

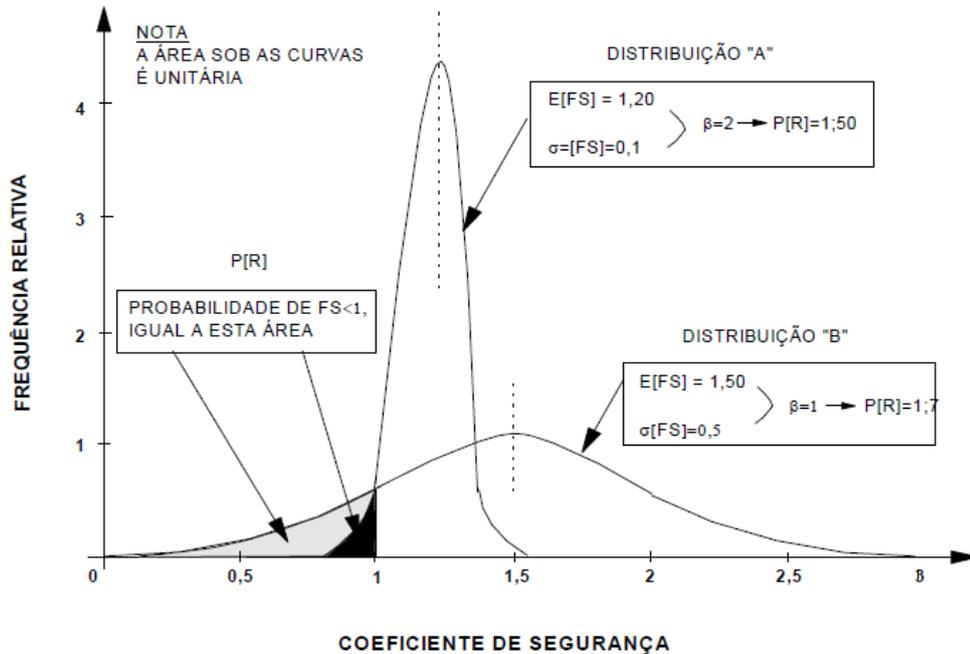


Figura 2.1 Exemplo de distribuição de frequência do FS (Assis *et al.*, 2002).

A Figura 2.1 mostra que o FS médio do caso B é maior que no caso A, porém a probabilidade de ruptura no caso B é maior que no caso A.

O índice β indica o número de desvios-padrão que distancia a ruptura do FS médio encontrado. O valor de β complementa o valor de FS e permite estimar a probabilidade de ruptura. Whitman (1984) citou que um valor de β igual a 2 seria uma confiabilidade típica comumente aceita na prática de engenharia geotécnica. Contudo, existem exemplos onde β assume valores acima ou abaixo deste. Um exemplo abaixo de 2 seria o caso de taludes de mineração, com índices aceitos de 1 a 2,3 devido às questões econômicas e ao baixo dano que uma ruptura ocasiona.

O método FOSM é comumente utilizado para a análise de estabilidade de taludes. Muitos casos de estudos foram reportados na literatura, como por exemplo: Sandroni & Sayão (1993), que avaliaram a segurança de um talude de mineração em rocha; Farias & Assis (1998), que

compararam os métodos de FOSM e Monte Carlo para o mesmo talude de mineração e um talude típico de obras rodoviárias em solo; e Hidalgo *et al.* (2012) que descrevem uma metodologia para determinar a ameaça por deslizamentos causados por sismos e por chuva baseados no método FOSM.

2.2 ATERROS DE RESÍDUOS SÓLIDOS

Aterros de resíduos são obras que compõem um sistema devidamente preparado para a deposição de resíduos sólidos, com determinados componentes e práticas operacionais. Segundo Almeida & Vilhena (2000), os aterros sanitários possuem normas de engenharia e normas operacionais, que permitem o confinamento seguro, garantindo o controle de poluição ambiental e proteção à saúde pública, minimizando impactos ambientais.

De acordo com Boscov (2008), o projeto de um aterro deve contemplar práticas a fim de reduzir a possibilidade de poluição das águas superficiais e subterrâneas, do solo e do ar, e eliminar impactos adversos na cadeia alimentar.

O princípio do aterro de resíduos consiste no confinamento dos resíduos, a fim de controlar a migração de percolato e as emissões gasosas. Os líquidos livres que infiltram no aterro e as emissões gasosas na atmosfera podem ser eliminados com o uso de uma cobertura impermeável. Para impedir a percolação do interior do aterro para o subsolo e a contaminação das águas subterrâneas e, conseqüentemente, das águas superficiais, deve-se construir um sistema de impermeabilização de fundo. Estes revestimentos de impermeabilização podem ser construídos com solos de maior disponibilidade ou materiais artificiais.

Juntamente com o sistema de impermeabilização deve-se instalar um sistema de drenagem de líquidos que orientem os lixiviados para um sistema de coleta e tratamento. Também é necessária a drenagem eficiente dos gases, para que estes sejam conduzidos aos drenos verticais e atinjam a superfície do aterro, podendo ocorrer o tratamento ou aproveitamento dos mesmos para a geração de energia.

Existem três tipos de barreiras impermeabilizantes utilizadas em aterros sanitários, sendo estas: barreira de argila compactada (CCB), geocomposto bentonítico (GCL) e geomembranas

(GM). A argila compactada é considerada como o material mais econômico, porém são mais utilizados quando estão fácil e economicamente disponíveis. Não são muito indicadas por sua dificuldade de compactação a altas inclinações e possíveis fissuras em casos de recalques diferenciais (Gourc *et al.*, 2010). Os GCL são mais utilizados em países desenvolvidos devido a sua espessura limitada, facilidade de instalação e baixa permeabilidade. No entanto, ainda são considerados materiais custosos em relação à geomembrana.

A utilização de um sistema de impermeabilização composto por geomembranas é requisito quase obrigatório atualmente em todo o mundo e começaram a ser implantados nos Estados Unidos a partir de 1970. No Brasil iniciou-se a utilização deste sistema a partir de 1990, no subaterro AS-3 do Aterro Sanitário Bandeirantes e o Aterro Sanitário Sítio São João na cidade de São Paulo (Boscov, 2008).

Um aterro de resíduos deve apresentar garantia de segurança em longo prazo baseado em projeto geotécnico adequado. Esta segurança está relacionada à estabilidade da massa de resíduos e também ao impacto ambiental decorrente do escape de poluentes para o meio ambiente. Os critérios de segurança podem ser definidos em função de tensões e deformações admissíveis na massa de resíduos, revestimento de fundo, cobertura e sistema de drenagem interna.

Para fazer o dimensionamento adequado de um aterro de resíduos sólidos, garantindo a estabilidade do mesmo, é necessário conhecer as propriedades geotécnicas dos RSU que compõem o aterro. Porém, sabe-se que os RSU possuem comportamento mecânico bastante diferente dos solos, com grande variabilidade de parâmetros na massa de resíduos e que mudam com o tempo.

Segundo Boscov (2008), a análise de risco e a abordagem probabilística podem ser de grande aplicação para a segurança de obras ambientais. As variabilidades intrínsecas expressivas dos materiais envolvidos podem ser consideradas em uma abordagem probabilística, enquanto a análise de risco proporciona uma identificação mais precisa das falhas potenciais e uma estimativa consciente das consequências prováveis de falhas.

2.2.1 CASOS DE RUPTURA

Três casos bastante difundidos de rupturas de aterros de resíduos foram: o deslizamento de parte do Aterro Sanitário Rumpke nos Estados Unidos em 1996 (Eid *et al.*, 2000), como mostra a Figura 2.2; a ruptura do talude do Aterro Payatas nas Filipinas em 2000 (Figura 2.3), ocorrendo a morte de mais de 200 pessoas (Merry *et al.*, 2005); e o deslizamento do lixão Leuwigajah na Indonésia em 2005 (Figura 2.4), onde 147 pessoas morreram (Koelsch *et al.*, 2005). Em todos os casos as rupturas foram causadas por uma sucessão de falhas devido à falta de projeto geotécnico adequado.



Figura 2.2 Vista aérea do deslizamento no Aterro Sanitário Rumpke nos EUA em 1996 (Eid *et al.*, 2000).

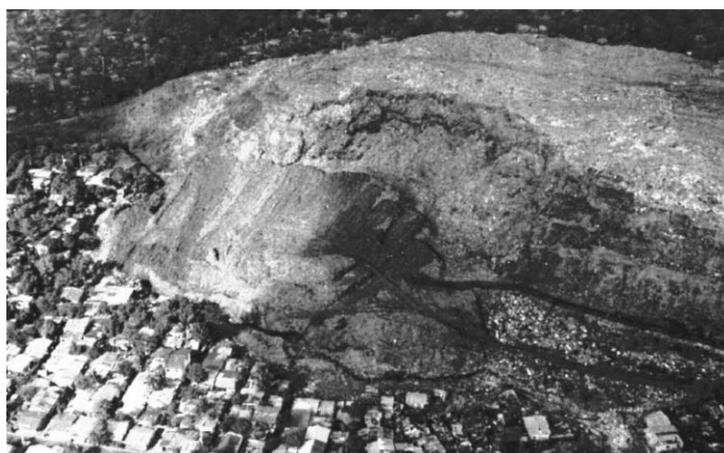


Figura 2.3 Vista aérea do deslizamento no Aterro Payatas nas Filipinas em 2000, (Merry *et al.*, 2005).



Figura 2.4 Vista aérea do deslizamento do aterro Leuwigajah na Indonésia em 2005 (Koelsch *et al.*, 2005).

No caso de Rumpke não havia a extração de gás e a drenagem de lixiviados era feita somente por uma vala ao redor do pé do talude. Além disso, foram realizadas obras ao redor, com grandes escavações provocando o alívio de tensões. Foram observadas fissuras sobre o solo de cobertura na crista do talude, porém pensou-se que seriam rachaduras comuns devido ao recalque diferencial da massa de RSU (Eid *et al.*, 2000).

O Aterro Payatas deslizou logo após uma grande quantidade de chuvas sobre a região. Soube-se que o aterro era formado por camadas sem compactação significativa e com inclinações altas de 1.5H:1V. Existem evidências de que trincheiras na crista e no pé do talude foram construídas para aliviar a poropressão após as chuvas, o que poderia ocasionar em fissuras. No entanto, análises apresentadas por Merry *et al.* (2005) mostram que o problema maior foi causado pela elevada poropressão, que reduziu a tensão efetiva ao longo da superfície de ruptura.

A análise de estabilidade do talude do aterro Leuwigajah realizada por Koelsch *et al.* (2005) mostrou que a alta poropressão no subsolo combinada com um dano grave em um reforço devido a um incêndio resultaram no deslizamento do talude. A linha amarela na Figura 2.4 indica o contorno do lixão antes do deslizamento.

2.2.2 PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS

Um aterro sanitário em geral funciona como um reator bioquímico, no qual têm resíduos e água como principais insumos, gases e lixiviados como principais produtos. A geração de gases e lixiviados estão relacionadas à exaustão da matéria orgânica em um processo de transferência de massa. Esse processo implica na geração de novos vazios e recalques adicionais que continuam por muitos anos até que se complete a degradação da matéria orgânica (Machado *et al.*, 2008).

Definir as propriedades geotécnicas dos materiais que compõem um aterro sanitário é bastante complexo, visto que os resíduos sólidos urbanos, RSU, são amplamente heterogêneos e possuem variadas resistências em função da evolução do comportamento de cada material com o tempo. Com isso, existe uma grande dificuldade de obter amostras para executar ensaios de laboratório que representem as verdadeiras condições da área explorada.

Para análises do comportamento dos resíduos sólidos podem-se considerar aceitáveis os conceitos teóricos da Mecânica dos Solos clássica na interpretação de dados de ensaios com RSU. Desta maneira, os conceitos de ângulo de atrito (ϕ_r) e de intercepto coesivo (c_r) são normalmente utilizados, e determinados segundo o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Muito embora os RSU apresentem comportamento mecânico diferente dos solos, muitos autores têm reconhecido o método como útil no estudo da resistência ao cisalhamento dos resíduos sólidos urbanos (Cardim, 2008).

König & Jessberger (1997) propõem um modelo da composição matricial dos resíduos sólidos urbanos. Este modelo contempla a estrutura física dos RSU como sendo constituída por duas matrizes: uma matriz básica, composta de material fino e granular, que apresenta comportamento friccional; e uma matriz de reforço, caracterizada pela ação de componentes fibrosos (plásticos, couros, papéis, papelões, tecidos, etc.) resistentes à tração.

Os fatores que devem afetar os parâmetros de resistência dos resíduos são (Gonzalez, 1995):

- Teor de matéria orgânica e fibras;
- Idade e grau de decomposição dos resíduos sólidos;

- Época em que se construiu o aterro;
- Esforço de compactação, composição e quantidade de solo de cobertura.

Na Tabela 2.2 encontram-se valores de literatura de parâmetros de resistência (ϕ_r e c_r) de ensaios realizados para RSU com seus respectivos autores.

Tabela 2.2 Parâmetros de coesão e ângulo de atrito de RSU encontrados em literatura.

Autores	Método Utilizado	Idade do resíduo	c_r (kPa)	ϕ_r(°)
Landva <i>et al.</i> (1984)	Cisalhamento direto em laboratório	Novo	16 a 19	38 a 42
	Cisalhamento direto em laboratório	1 ano	16	33
Landva e Clark (1990)	Cisalhamento direto in situ	Novo	23	24
Benvenuto e Cunha (1991)	retro-análises de dados de campo	-	13,5	22
Richardson e Reynolds (1991)	Cisalhamento direto in situ	-	10	18 a 43
Howland e Landva (1992)	Cisalhamento direto in situ	10 a 15 anos	17	33
Cowland <i>et al.</i> (1993)	retro-análises de dados de campo	-	10	25
Gabr e Valero (1995)	Cisalhamento direto em lab. e compressão triaxial	15 a 30 anos	0 a 27,5	20,5 a 39
Gottland <i>et al.</i> (1995)	Cisalhamento direto in situ	-	10	25
Grisolia (1995)	Compressão triaxial	-	2,5	17,5
	Compressão triaxial	-	10	35
Houston (1995)	Cisalhamento direto em laboratório	-	5	34
Whithiam <i>et al.</i> (1995)	Cisalhamento direto in situ	-	10	30
Edinçliler <i>et al.</i> (1996)	Cisalhamento direto em laboratório	-	24	41
Impe e Bouazza (1998)	Retro-análises de dados de campo	-	20	30
Carvalho (1999)	Compressão triaxial	-	42 a 60	21 a 27
Mazzucato <i>et al.</i> (1999)	Cisalhamento direto in situ	-	22 a 24	17 a 18
Eid <i>et al.</i> (2000)	Cisalhamento direto in situ	-	25	42
Caicedo <i>et al.</i> (2002)	Cisalhamento direto em lab. e Compressão triaxial	-	26	24
	Cisalhamento direto in situ	-	78	23
Mahler & De Lamare (2003)	Cisalhamento direto em laboratório	-	3,25	28,5
Vilar & Carvalho (2004)	Compressão triaxial	-	39,2	29
	Compressão triaxial	-	60,7	23
Fucale (2005)	Cisalhamento direto em laboratório	Novo	40 a 50	38 a 40
	Cisalhamento direto em laboratório	3 anos	15	35
	Cisalhamento direto em laboratório	5 anos	12	32
	Cisalhamento direto em laboratório	15 anos	10	26
Harris (2006)	Cisalhamento direto em laboratório	-	11,5	24,5
Nascimento (2007)	Compressão triaxial	Novo	25,8	27,1
	Compressão triaxial	4 anos	4,6	34,9
Reddy <i>et al.</i> (2008)	Cisalhamento direto in situ	1,5 anos	12	32
	Compressão triaxial	1,5 anos	34 a 38	12 a 23
Reddy <i>et al.</i> (2009)	Cisalhamento direto in situ	Novo	46	30
	Compressão triaxial	Novo	32 a 38	12 a 16
Londoño (2011)	Retro-análises de dados de campo	Amostra rígida	5	30
	Retro-análises de dados de campo	Amostra solta	20	25
	Cisalhamento direto in situ	15 anos	5,3	29,2

Em termos gerais, a resistência ao cisalhamento dos RSU é determinada por ensaios *in situ* (cisalhamento direto, SPT, CPT), ensaios de laboratório (cisalhamento direto e triaxial) e por retro-análise de dados de campo. Na Tabela 2.2 incluem-se os resultados dos ensaios de cisalhamento direto *in situ*, realizados no Morro de Morávia em 2008 e reportados por Londoño (2011), e os resultados obtidos por retro-análises do comportamento de taludes instrumentados. A Figura 2.5, Figura 2.6 e Figura 2.7 mostram os valores da Tabela 2.2 com seus respectivos métodos utilizados.

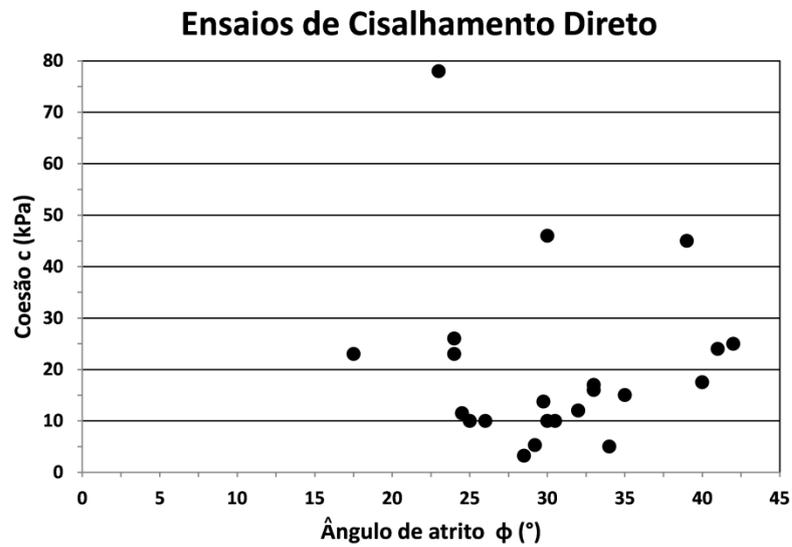


Figura 2.5 Parâmetros de RSU obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto.

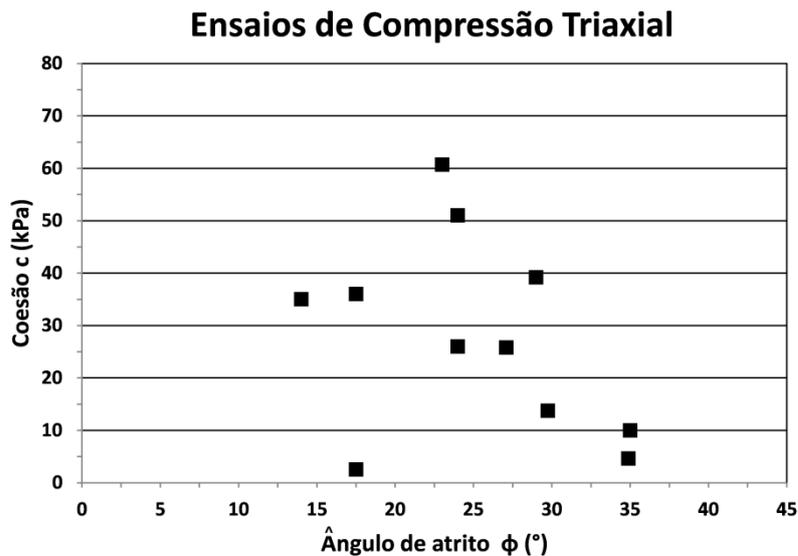


Figura 2.6 Parâmetros de RSU obtidos a partir de ensaios de compressão triaxial.

Campo - Retro-análise

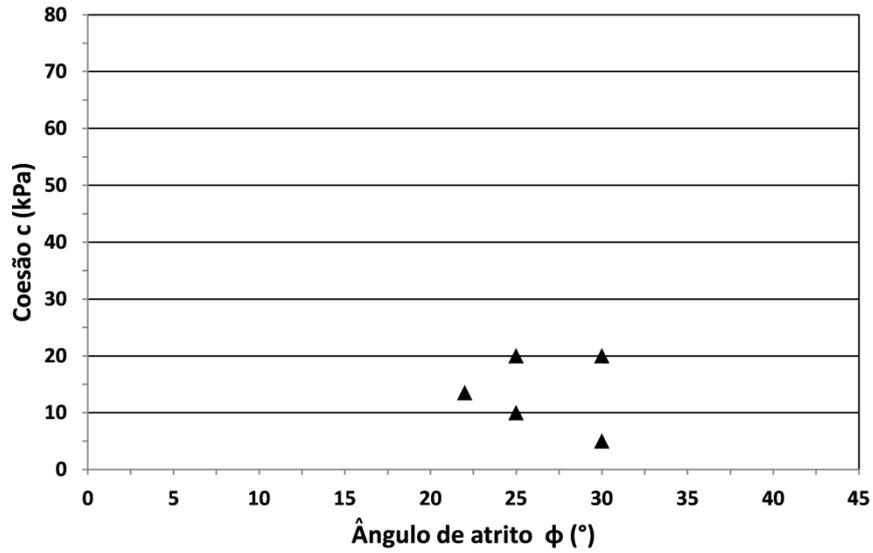


Figura 2.7 Parâmetros de RSU obtidos a partir de retro-análise em campo.

Foi observada uma grande dispersão tanto do ângulo de atrito como da coesão de RSU encontrados na literatura. Alguns autores procuraram esquematizar essas variações, definindo faixas de valores para o projeto. Na Figura 2.8, Sanchez-Alciturri *et al.* (1993) sugerem valores de ângulo de atrito de 22,5° a 27° para coesão nula, e uma coesão de 1 a 13 kPa para um ângulo de atrito de 22°.

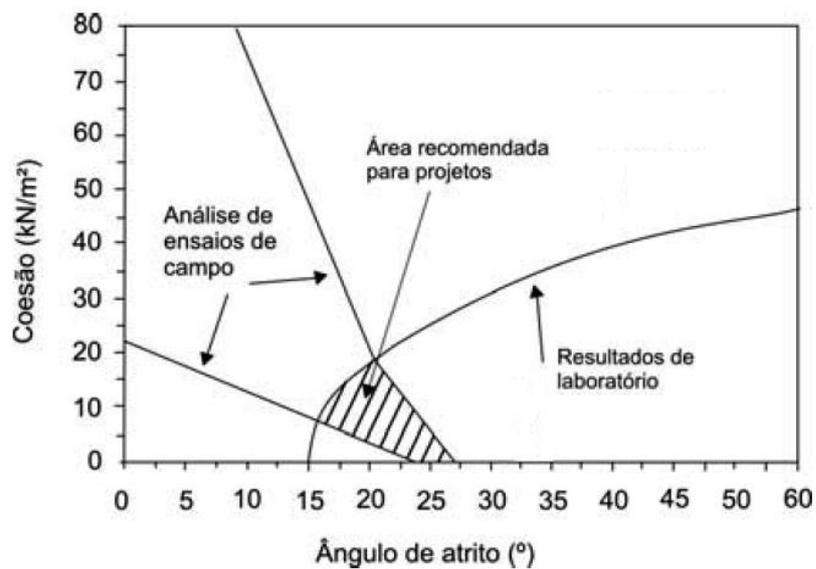


Figura 2.8 Faixa recomendada de parâmetros de resistência dos RSU (Sanchez-Alciturri *et al.*, 1993).

O peso unitário dos resíduos sólidos varia de aterro para aterro, sendo os principais fatores de influência a composição gravimétrica (elevados teores de materiais leves ou putrescíveis acarretam menor peso unitário), a distribuição granulométrica (resíduos triturados podem formar arranjos mais densos do que resíduos não triturados) e o grau de compactação (resíduos compactados são mais densos do que resíduos soltos). Outro fator considerado importante é o grau de decomposição, visto que o material sólido degradado tem características muito distintas dos resíduos originais (Bosco, 2008).

Sabe-se que o peso unitário em um aterro de resíduos possui uma grande variação espacial, devido à heterogeneidade da composição, à saturação e ao grau de degradação. É importante ressaltar que existe uma tendência de aumento do peso unitário em função da profundidade, visto que as camadas subjacentes estão submetidas à compressão sob o peso das camadas acima.

Na literatura observa-se uma ampla faixa de variação de peso unitário de RSU: desde valores baixos de 1,5 a 3,5 kN/m³ no caso de resíduos soltos, reportados por Abreu (2000); até valores elevados de 14 a 16 kN/m³ no caso de materiais em um estado de consolidação avançado, reportados por Londoño (2011).

2.3 PROTEÇÃO E CONTROLE DE EROÇÃO SUPERFICIAL EM TALUDES

A erosão superficial dos solos de acordo com Wu e Austin (1992) é causada basicamente por dois mecanismos: a desagregação de partículas devido ao impacto da precipitação e ao carreamento do solo proporcionado pelo fluxo superficial de água. Com a proteção dos taludes procura-se reduzir a velocidade do fluxo superficial e impedir a desagregação das partículas de solo.

Segundo Guerra e Cunha (1994) além da precipitação de chuva, os fatores controladores da erosão são as propriedades do solo (textura, densidade, porosidade, teor de matéria orgânica, pH do solo etc.), o tipo e a porcentagem de cobertura vegetal e a geometria da encosta (inclinação, comprimento e forma).

O efeito da cobertura vegetal é difícil de ser quantificado, pois interfere tanto no aspecto mecânico como hidrológico. Quanto ao aspecto mecânico a vegetação atua como agente estabilizador, considerando-se o reforço do solo devido à malha de raízes. Porém, o peso próprio da vegetação, associado a ações dinâmicas externas como o vento causam acréscimos de tensões cisalhantes, reduzindo o grau de estabilidade do talude.

Para o aspecto hidrológico pode-se prever redução tanto dos volumes de água escoados superficialmente quanto dos volumes infiltrados, porém observa-se um aumento de umidade nas regiões próximas aos troncos de árvores, além da criação de caminhos preferenciais de infiltração proporcionados pelas raízes (Ortigão & Sayão, 2004).

Apesar das desvantagens citadas sobre a cobertura de vegetação, pesquisas têm indicado predominância de uma ação positiva, em geral devido ao reforço do solo proporcionado pela malha de raízes. (Andrade, 1990; Gray & Leiser, 1982).

Em casos de taludes onde a impermeabilização superficial é necessária, seu impacto visual pode ser minimizado, plantando-se vegetação em determinados pontos, com cuidados quanto à seleção das espécies, para evitar perfurações na manta impermeabilizante, devido ao crescimento das raízes.

De acordo com Ortigão & Sayão (2004), existem situações em que as geocélulas são recomendadas, tais como taludes em solo árido ou de altas inclinações onde não se consegue um bom desenvolvimento de vegetação. Nestes casos, esta alternativa possibilita a obtenção de uma cobertura estável, a partir do preenchimento das geocélulas com um solo adequado para este fim, como mostra a Figura 2.9.



Figura 2.9 Talude íngreme com o uso de geocélulas para estabelecer a vegetação.

2.4 MATERIAIS GEOSSINTÉTICOS

Geossintéticos são materiais sintéticos confeccionados a partir de polímeros aplicados em obras de Engenharia Civil. Podem ser utilizados com solos, rochas ou materiais relacionados à engenharia geotécnica, fazendo parte integrante de um projeto ou estrutura (ASTM D 4439, 1992).

A aplicação dos geossintéticos na engenharia geotécnica iniciou-se na década de 60. Desde então, vem apresentando um crescimento contínuo, em especial nos últimos anos. A realização de um número crescente de conferências internacionais específicas, encontros e simpósios nacionais e regionais sobre o tema e a publicação regular de revistas especializadas, de elevado nível técnico, mostram um sinal do aumento de interesse da utilização desses materiais (Sieira, 2003).

Entre as propriedades importantes dos geossintéticos, do ponto de vista mecânico tem-se compressibilidade, flexibilidade, resistência à tração, resistência à propagação de rasgos, ao impacto e ao estouro. Como propriedades hidráulicas estão a permissividade, transmissividade e porometria. Quanto à durabilidade pode-se avaliar sua resistência à fadiga, à degradação química, à degradação biológica, à degradação e à abrasão, colmatação e migração de partículas, fluência e relaxação de tensões e influências da temperatura. Na interação entre solo e geossintético avalia-se a resistência ao cisalhamento, ao arrancamento e à tração confinada. Ainda na interação geossintético/geossintético é avaliada a resistência ao cisalhamento de interface (Bueno, 2004).

Os principais tipos de geossintéticos e suas classificações de acordo com a IGS (2000) são:

- Geotêxtil (GT): Produto têxtil bidimensional, permeável, composto de fibras cortadas, filamentos contínuos, monofilamentos, laminetes ou fios, formando estruturas tecidas, não-tecidas ou tricotadas, cujas propriedades mecânicas e hidráulicas permitem que desempenhe várias funções numa obra geotécnica. De acordo com o processo de fabricação, os geotêxteis podem ser não tecidos, tecidos ou tricotados.
 - Geotêxtil não tecido (GTN): Composto por fibras cortadas ou filamentos contínuos, distribuídos aleatoriamente, os quais são interligados por processos mecânicos, térmicos ou químicos.
 - Geotêxtil tecido (GTW): Oriundo do entrelaçamento de fios, monofilamentos ou laminetes (fitas), segundo direções preferenciais de fabricação, denominadas trama (sentido transversal) e urdume (sentido longitudinal).
 - Geotêxtil tricotado (GTK): Oriundo do entrelaçamento de fios por tricotamento.
- Geomembrana (GM): Produto bidimensional de baixíssima permeabilidade, composto predominantemente por asfaltos, elastômeros ou plastômeros, utilizado para controle de fluxo e separação, nas condições de solicitação.
 - Geomembrana reforçada (GMR): Geomembrana com armadura de reforço incorporada ao produto, formando um conjunto monolítico.
 - Geomembrana texturizada (GMT): Geomembrana com acabamento superficial com função de aumentar as características de atrito de interface.
- Geocomposto (GC): Produto industrializado, formado pela superposição ou associação de um ou mais geossintéticos entre si ou com outros produtos, geralmente concebido para desempenhar uma função específica.
- Geobarra (GB): Produto em forma de barra com função predominante de reforço.
- Geotira (GI): Produto em forma de tira com função predominante de reforço.
- Geoespaçador (GS): Produto com estrutura tridimensional constituída de forma a apresentar grande volume de vazios, utilizado como meio drenante.
- Georrede (GN): Produto com estrutura em forma de grelha, com função predominante de drenagem.
- Geotubo (GP): Produto de forma tubular com função drenante.

- Geomanta (GA): Produto com estrutura tridimensional permeável usado para controle de erosão superficial do solo. É também conhecido como biomanta, no caso do produto ser biodegradável.
- Geocélula (GL): Produto com estrutura tridimensional aberta constituída de células interligadas, que confinam mecanicamente os materiais nelas inseridos, com função predominante de reforço e controle de erosão.
- Geogrelha (GG): Estrutura em forma de grelha com função predominante de reforço, cujas aberturas permitem a interação do meio em que estão confinadas, constituído por elementos resistentes à tração, sendo considerada unidirecional quando apresenta elevada resistência à tração apenas em uma direção e bidirecional quando apresenta elevada resistência à tração nas duas direções principais (ortogonais). Em função do processo de fabricação, as geogrelhas podem ser extrudadas, soldadas ou tecidas.

Os polímeros mais utilizados na confecção destes materiais são o polipropileno (PP), polietileno (PE), poliéster (PET), poliamida (PA) e polivinil clorado (PVC). Agentes de degradação do material como químicos, biológicos, raios ultravioletas, hidrólise e danos mecânicos estão relacionados ao tipo de polímero, afetando diretamente na sua vida útil. A melhoria das propriedades de um geossintético pode ser obtida pela introdução de diversos aditivos durante o processo de fabricação. Os aditivos mais utilizados são os estabilizantes térmicos, como os anti-UV e os anti-oxidantes. A Tabela 2.3 resume as propriedades dos principais tipos de polímeros.

2.4.1 GEOMEMBRANAS

A função de barreira ou impermeabilizante atribuída a uma geomembrana corresponde à capacidade desse material evitar a migração de fluídos, líquidos ou gases, para fora ou dentro de determinado sistema ou obra, devido a sua baixíssima permeabilidade. Estes materiais possuem espessura que varia, em geral, de 0,5 a 2,5 mm.

As geomembranas podem ser utilizadas para confinamento de resíduos em aterros sanitários (Figura 2.10), obras hidráulicas como canais, barragens e reservatórios, além de impermeabilizar túneis, encostas e áreas de mineração.

Tabela 2.3 Propriedades dos polímeros (Modificado - Lopes, 2001).

Propriedades		Poliéster	Poliamida	Polipropileno	Polietileno	Polivinil	
Resistência mecânica		E	M	B	B	B	
Módulo de Elasticidade		E	M	B	B	E	
Deformação na Ruptura		M	M	E	E	B	
Fluência		B	M	E	E	E	
Densidade Relativa		E	M	B	B	B	
Custo		E	M	B	B	B	
Resistência	Radiações UV	Estabilizado	E	M	E	E	E
		Não estabilizado	E	M	M	B	M
	Bases		B	E	E	E	E
	Micro-Organismos		M	M	M	E	M
	Óleos		M	M	B	B	M
	Detergentes		E	E	E	E	E

E - Elevado, M - Médio, B- Baixo.



Figura 2.10 Geomembrana como barreira impermeabilizante na construção de aterros sanitários (CAAWS, 2012).

As geomembranas são mantas poliméricas flexíveis e em muitos casos são denominadas como barreiras impermeáveis. No entanto, por meio de ensaios de permeabilidade de vapor d'água em laboratório, proposto pela norma americana ASTM E96 (2000), verificou-se que estes materiais apresentam permeabilidade da ordem de 10^{-10} a 10^{-13} cm/s, considerada extremamente baixa. Variações no comportamento das mesmas ocorrem em função de aditivos e de resinas que podem ser utilizadas em sua fabricação.

Os tipos de geomembranas mais utilizadas como barreiras de desvio e controle de fluxo são as de PEAD (polietileno de alta densidade), PELMD (polietileno linear de média densidade), CSPR (polietileno clorossufonado) e PVC (polivinil clorado). No Brasil as mais utilizadas em obras de contenção de resíduos são as de PEAD e PVC, enquanto mundialmente a mais utilizada é a de PEAD.

De acordo com Bueno (2004), as geomembranas de polietileno (PE) apresentam boas resistências contra agentes químicos, mecânica, resistência nas soldas, e desempenho favorável a baixas temperaturas. As de baixa densidade, mais flexíveis, são menos frágeis às rupturas por puncionamento que as de alta densidade (PEAD), mais rígidas. Porém, as geomembranas de alta densidade apresentam conformação ao subleito menos favorável e maior dificuldade de formação de rugas. As de polivinil clorado (PVC) são flexíveis, de boa trabalhabilidade, soldagem, de bom atrito de interface, boa resistência mecânica, mas de baixa resistência química (ultravioleta e ozônio) e baixa durabilidade para condições extremas de temperatura.

As geomembranas podem ser classificadas como termoplásticas, podendo ser retrabalhadas várias vezes por aquecimento e resfriamento sem alterações em suas propriedades, enquanto as termofixas não podem ser retrabalhadas.

O uso de geomembranas para impermeabilização apresenta vantagens relativas à velocidade e simplicidade de construção, pouca vulnerabilidade durante a construção, transporte facilitado, reparações e manutenções mais simples e menos custosas, controle da qualidade pela produção de um material de construção manufaturado, menores espessuras da camada e menor condutividade hidráulica.

Quanto à escolha de tipo e espessura da geomembranas, devem ser considerados critérios como vida útil da obra (temporária ou definitiva). Em caso de aterros sanitários deve-se considerar a natureza do resíduo que será estocado (periculosidade, agressividade para diferentes tipos de geomembranas), resistências à exposição a intempéries (radiação ultravioleta, grandes variações de temperatura, ação de agentes biológicos, resistência mecânica à tração e puncionamento). A geomembrana deve ser lançada devidamente protegida contra efeito de rasgos e puncionamento. As solicitações por tração, cisalhamento

das interfaces entre geomembrana e solo e a drenagem de gases e líquidos devem ser devidamente projetadas para aplicação das geomembranas, tendo em vista evitar a formação de rugas, bolhas, cortes e rasgos na membrana (Bueno, 2004).

2.4.1.1 COBERTURA DE ATERRO SANITÁRIO

Para que a cobertura com geomembrana atenda a minimização da infiltração de águas provenientes de precipitações, impeça a entrada e saída de gases, propicie a plantação de vegetação e isole os resíduos do meio ambiente ao redor, a camada de recobrimento deve apresentar características como: resistir às condições climáticas, erosões e ataques químicos, aceitar recalques acentuados e suportar sobrecargas.

As coberturas de aterros estão sujeitas a um grande número de solicitações que podem resultar em trincamento, com conseqüente perda de estanqueidade, devido às variações de temperatura, ciclos de molhagem e secagem, penetração de raízes, recalques totais e diferenciais causados pela compressão dos resíduos e do solo da fundação, e erosão por água ou vento. A cobertura é geralmente composta pelas camadas apresentadas na Figura 2.11.

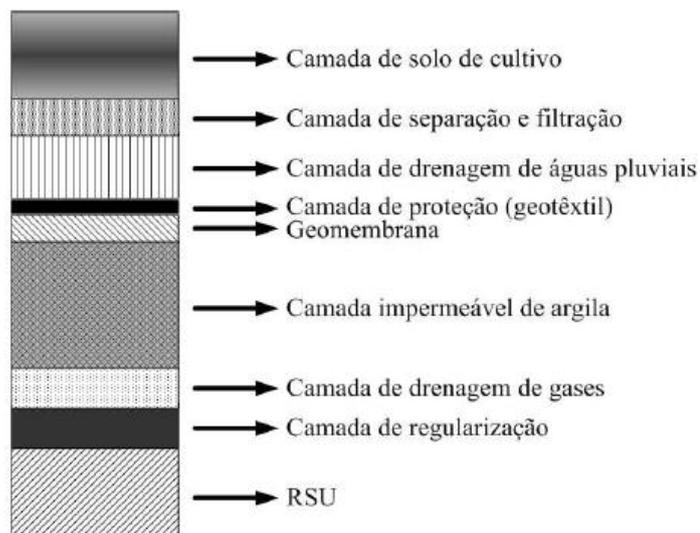


Figura 2.11 Esquema ilustrativo da cobertura impermeável superior (Modificado – Boscov, 2008).

Estudos mais recentes, como o de Divya *et al.* (2012), comparam o desempenho de barreiras de argila compactada, com barreiras de geomembrana sobre uma camada de argila compactada, utilizadas como cobertura de aterro sanitário. Foram realizados ensaios com centrífuga para estudar o comportamento de deformação a partir de recalques diferenciais. Ao ocorrerem fissuras na camada de argila, a geomembrana foi capaz de manter a vedação. Também se observou uma grande redução do comprimento da fissura na camada de argila com o uso da geomembrana, de 160 para 32 mm (camada de 1m de espessura) e 148 para 36 mm (camada de 0,6 m de espessura).

O solo é o material mais utilizado como proteção e cobertura das geomembranas, com uma espessura de 30 a 60 cm no caso de áreas de disposição de lixo municipal, podendo ser associado a outros geossintéticos para conferir maior aderência entre o solo e a geomembrana.

Um exemplo de geossintético que pode ser utilizado associado ao solo de cobertura da geomembrana é a geocélula, que confina mecanicamente o material inserido nela e proporciona um maior controle de erosão para altas inclinações de taludes.

2.4.2 GEOCÉLULAS

A geocélula é definida como um produto com estrutura tridimensional aberta, constituída de células interligadas, que confina mecanicamente os materiais nela inseridos, com função predominantemente de reforço e controle de erosão (ABNT NBR 12553, 2003), conferindo um aspecto semelhante a uma colmeia.

Segundo Koerner (1999), o princípio do funcionamento da geocélula baseia-se na resistência criada pelo confinamento lateral de um carregamento e pelo atrito das paredes das células com o material de enchimento, impedindo a ruptura por cisalhamento e o movimento lateral dos materiais.

O material utilizado pode ser polietileno de alta densidade (PEAD), polietileno (PE) ou polipropileno (PP - formado por tiras de geotêxteis). As células são ligadas entre si por meio de solda ultrassônica (PE e PEAD) ou costuras (PP). Para permitir a drenagem, os fabricantes

confeccionam as geocélulas com tiras de polietileno perfuradas ou com espaços entre as ligações das células como mostra a Figura 2.12.

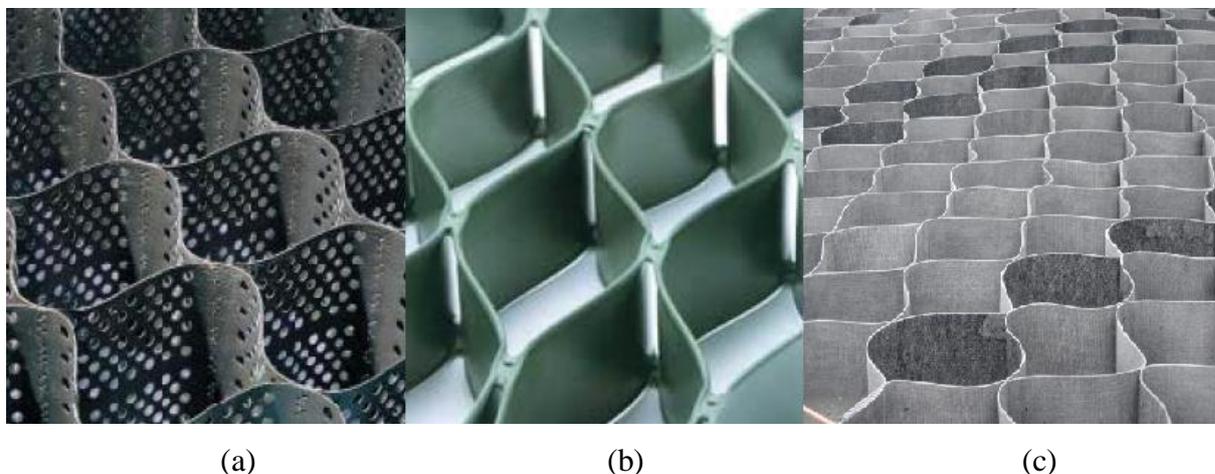


Figura 2.12 Tipos de geocélulas: (a) PE com tiras perfuradas (GEOTEXAN, 2012), (b) PEAD com espaços entre as células (TENAX, 2007) e (c) PP (KOMETA, 2001).

As geocélulas quando expandidas resultam em placas com dimensões que variam com o fabricante. A largura das geocélulas quando comprimidas se reduz, facilitando o transporte e armazenamento do material. A altura também varia bastante, podendo ser encontradas no mercado com 50, 75, 100, 150 e 200 mm. A área das células normalmente está próxima de 300 cm².

De acordo com Vidal (2006), o material de enchimento das geocélulas é escolhido em função das condições hidráulicas, ambientais e solo de apoio, e, principalmente, a disponibilidade local e a finalidade da obra. Se o talude for íngreme, recomenda-se preencher as células com solo, vegetação, concreto ou argamassa. A areia é recomendada somente em taludes suaves.

As aplicações das geocélulas são diversas, sendo estas utilizadas para a proteção de taludes contra a erosão, construção de muros de contenção, controle de erosão de canais e melhoria da capacidade de carga de solos.

2.4.2.1 ANCORAGEM E FIXAÇÃO EM TALUDES

A ancoragem e a fixação das geocélulas são determinadas em função do tipo de material de apoio abaixo da geocélula, do peso e tipo de enchimento nas células, da inclinação do talude e das condições ambientais (Vidal, 2006).

Cada painel de geocélula deve ser ancorado em canaletas na crista do talude para evitar a erosão causada pela entrada de água sob as células. As canaletas podem ser preenchidas com solo ou preferencialmente com concreto, reduzindo o comprimento da ancoragem.

A fixação das geocélulas pode ser feita de duas formas. Fixação por grampos de aço (Figura 2.13) ou por cabos poliméricos (também chamados de tendões) como mostra a Figura 2.14.

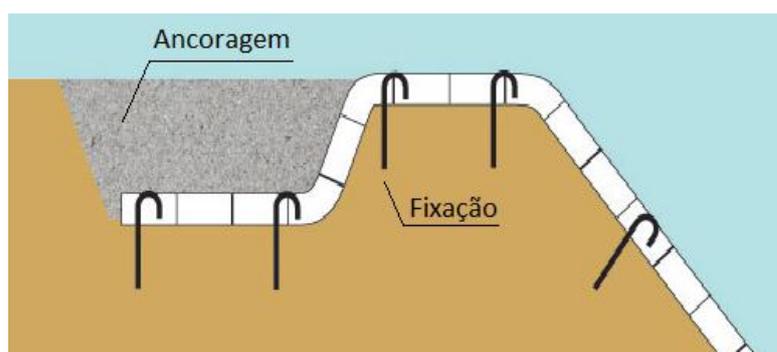


Figura 2.13 Esquema de ancoragem com canaleta e fixação com grampos de painéis de geocélula (Tenax, 2007).



Figura 2.14 Geocélulas fixadas com cabos poliméricos ou tendões (GEOTEXAN, 2012).

A fixação por grampos deve ser feita ao longo das geocélulas, com espaçamento entre eles definido pelo engenheiro projetista. A forma e o comprimento dos grampos dependem da característica (consistência e compacidade) do solo de apoio. O diâmetro dos grampos deve ser maior que 8 mm (Tenax, 2007).

O número necessário de grampos é definido em função da resistência ao arrancamento de cada um. Grampos adicionais devem ser usados para garantir que o painel fique totalmente aberto (Vidal, 2006).

De acordo com a Tenax (2007), deve-se ter cuidado para atender o comprimento mínimo de ancoragem entre os grampos, a fim de que este seja suficiente para não ocorrer o deslizamento das geocélulas. Isso pode acontecer devido à transmissão de altas tensões aos grampos e posterior plastificação ou ruptura dos mesmos.

É importante que as células finais ao pé do talude sejam bem fixadas para que não ocorra o carreamento do solo por baixo das mesmas ao serem levantadas devido à infiltração de água. Também se deve ter cuidado com locais onde ocorra um intenso escoamento superficial. Segundo a MPZ (2012a), para evitar que aconteça a erosão nesses locais, recomenda-se utilizar uma zona de cobertura com biomanta ou geomanta, oferecendo maior proteção superficial ao solo.

Outro tipo de fixação da geocélula é feita com o uso de cabos poliméricos ou tendões. Em taludes com inclinação entre 30° e 45°, ou quando não for possível a utilização de grampos de fixação (quando há geomembrana ou rocha sob os painéis), é recomendável o uso de tendões orientados no sentido do declive e ancorados na crista do talude (MPZ, 2012b).

Os tendões são passados por buracos já existentes nas células quando os painéis ainda estão fechados. O material ideal para os cabos é o poliéster, revestido por polipropileno, devido ao elevado módulo de elasticidade. Podem-se utilizar tendões de polipropileno por ser uma opção economicamente mais viável, embora sejam mais flexíveis que os de poliéster.

Configurações diferenciadas de instalações dos cabos de fixação podem ser encontradas em Presto Geosystems (2009).

2.5 INTERAÇÃO SOLO/GEOSSINTÉTICOS

No dimensionamento de obras geotécnicas, é de fundamental importância o conhecimento acurado dos parâmetros de interação entre solo e o geossintético. De acordo com Gomes (1993), as propriedades mecânicas de um sistema de maciço reforçado refletem a ação dos mecanismos de interação entre os materiais constituintes, que condicionam a distribuição de tensões no interior do conjunto.

A interação solo-reforço é composta basicamente por dois mecanismos distintos. São eles: o mecanismo por atrito e o mecanismo por resistência passiva ou ancoragem. O mecanismo por atrito depende do contato na área da superfície plana do geossintético, da rugosidade, da tensão confinante e das condições de interface. Já o mecanismo de resistência passiva ocorre devido a esforços de ancoragem do reforço no maciço, que depende da geometria do reforço, da tensão confinante e do tipo de solo que envolve o reforço (Jewell, 1996).

De acordo com Mello (2001), baseado em ensaios de rampa realizados em laboratório, o comportamento de resistência de interface entre solo e geomembrana para solos não coesivos apresentam rupturas bruscas, enquanto que para solos mais coesivos tem deslocamentos progressivos com a evolução da inclinação.

Mello (2001) também observou em ensaios de rampa que diferentes valores de rigidez à tração das geomembranas tendem a gerar níveis diferentes de deslocamentos. Sendo assim, é importante analisar a influência de diferentes tipos de geomembrana para as interfaces solo/geomembrana.

Geralmente, ao se estudar a resistência de interface solo/geossintético, é feita uma analogia ao critério de ruptura de Mohr-Coulomb, que se baseia na adesão entre a geomembrana e o solo e no ângulo de atrito entre o solo e o geossintético. A resistência pode ser escrita como na Equação 2.5:

$$\tau = a_{sg} + \sigma_n \cdot \tan(\phi_{sg}) \quad (2.5)$$

Onde:

τ = tensão de aderência entre solo e geossintético;
 a_{sg} = adesão entre solo e geossintético;
 σ_n = tensão normal atuante na interface;
 ϕ_{sg} = ângulo de atrito da interface solo/geossintético.

Segundo Koerner (1994), os valores de eficiência das componentes de resistência por adesão e atrito são definidos pela Equação 2.6 e pela Equação 2.7, respectivamente:

$$E_c = \frac{a_{sg}}{c} \quad (2.6)$$

$$E_f = \frac{\tan \phi_{sg}}{\tan \phi} \quad (2.7)$$

Onde:

E_c = eficiência da resistência por coesão;

c = coesão do solo;

E_f = eficiência de resistência por atrito;

ϕ = ângulo de atrito do solo.

Na literatura os valores de eficiência por atrito variam geralmente de 0,6 a 1,0.

Os parâmetros das interfaces devem ser suficientemente próximos da realidade das obras para que as rupturas sejam evitadas. Os ensaios necessários para obtenção dos parâmetros precisam representar bem os mecanismos de interação atuantes na interface, bem como fornecer dados confiáveis das cargas de tração mobilizadas e deformabilidade, a fim de obter maior confiabilidade sobre a eficiência do sistema na interface.

Os ensaios de interface assumem grande importância na quantificação da resistência de interface entre diferentes materiais (solo/geossintético e geossintético/geossintético). Dependendo do valor da inclinação do talude, as camadas de solo de cobertura podem vir a ser compactadas de forma bastante precária, de modo a interferir na resistência.

O deslizamento do solo e/ou do sistema de cobertura no plano do reforço pode ser simulado por meio de ensaios de laboratório, retroanálise ou ensaios de campo. Para obtenção dos parâmetros de adesão e do ângulo de atrito da interface solo/geossintéticos, utilizam-se ensaios de laboratório como os de cisalhamento direto, arrancamento ou plano inclinado.

O ensaio mais comum para obter os parâmetros de interface (ϕ_{sg} e a_{sg}) é o de cisalhamento direto padronizado pela norma ASTM D 5321. Porém, Giroud *et al.* (1990) constataram a partir de ensaios que o equipamento pode fornecer valores imprecisos, com ângulos de atrito superestimados, contra a segurança, quando aplicadas tensões normais inferiores a 25 kPa por conta do atrito mecânico desenvolvido no equipamento.

Foram obtidas conclusões similares por outros autores como Girard *et al.* (1990) e Gourc *et al.* (1996), mostrando também que, para certas situações de campo como sistemas de controle de erosão e sistemas de impermeabilização, os ensaios de arrancamento podem conduzir a erros grosseiros associados à incorreta representação do mecanismo de interação das interfaces. Assim, a literatura indica que ensaios com equipamento de plano inclinado são mais indicados para estimar parâmetros de interface, pois permite a realização de ensaios à tensões normais iguais ou mais próximas às observadas no campo.

Para os cálculos das eficiências de interação, deve-se obter o ângulo de atrito do solo (ϕ) e a coesão do solo (c). É importante ressaltar que esses parâmetros de resistência devem ser obtidos em mesmas condições de nível de tensões e de velocidade de ensaio. Portanto, se os ensaios para estimar os parâmetros de interface são executados no equipamento de plano inclinado, o ideal é que os ensaios de cisalhamento sejam realizados com o mesmo equipamento, sendo assim, sob as mesmas condições (Mello *et al.*, 2003).

2.6 ENSAIO DE PLANO INCLINADO

O ensaio de plano inclinado ou rampa se distingue por ser um ensaio simples e que permite a determinação do comportamento ao cisalhamento para baixas tensões normais, além de modelar problemas de estabilidade de camadas superficiais ou multicamadas de geossintéticos em taludes muito inclinados (Gourc *et al.*, 1996).

O ensaio de rampa consiste em uma caixa rígida com solo apoiada sobre uma camada de geossintético, inicialmente posicionado na direção horizontal e preso ao equipamento. Este pode estar apoiado sobre a rampa de ensaio ou sobre outra caixa contendo solo. Todo esse conjunto encontra-se inicialmente na horizontal. O ensaio é realizado aumentando-se gradativamente a inclinação da rampa até ocorrer o deslizamento da caixa sobre o geossintético ou rompimento do mesmo (Figura 2.15).

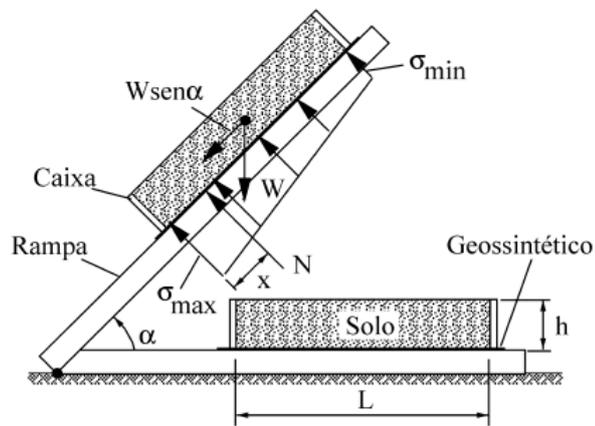


Figura 2.15 Mecânica do ensaio de Plano Inclinado (Mello *et al.*, 2003).

O ângulo de atrito de interface para um solo não coesivo pode ser obtido pela Equação 2.8:

$$\phi_{sg} = \alpha_{rup} \quad (2.8)$$

Onde:

ϕ_{sg} = ângulo de atrito da interface solo/geossintético;

α_{rup} = ângulo de inclinação da rampa com a horizontal no momento do deslizamento.

Para uma situação geral utiliza-se a Equação 2.5. Os parâmetros de resistência da interface (a_{sg} e ϕ_{sg}) podem ser determinados a partir da envoltória de resistência da interface, utilizando-se no mínimo três tensões diferentes de confinamento, simulando a aplicação de sobrecargas sobre a camada de solo (Figura 2.16).

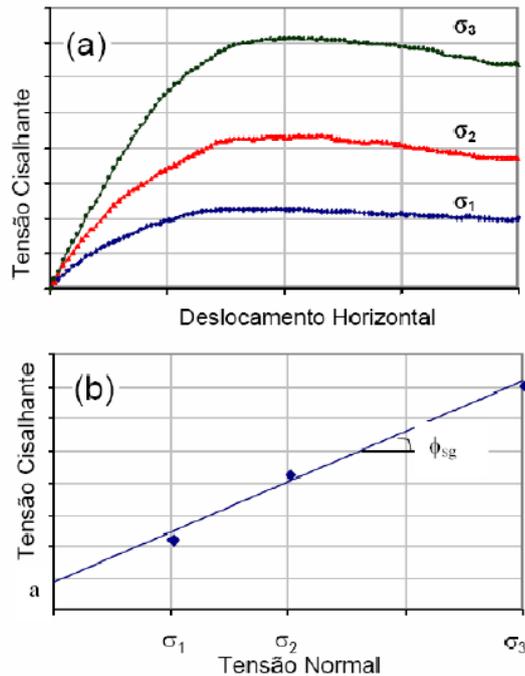


Figura 2.16 Obtenção de parâmetros de resistência de interface. (a) curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal e (b) envoltória de resistência (Aguiar, 2008).

A tensão normal média que atua na interface solo/geossintético é definida pela Equação 2.9:

$$\sigma = \frac{W \times \cos \alpha}{A_{sg}} \quad (2.9)$$

Onde:

σ = tensão normal média que atua na interface;

W = peso da amostra;

A_{sg} = área de contato solo/geossintético;

α = ângulo de inclinação da rampa.

Apesar da simplicidade do ensaio, este apresenta algumas particularidades. Diferente do ensaio de cisalhamento direto padronizado, no ensaio de rampa a tensão normal sobre a interface varia com a inclinação da rampa. Também se admite que a distribuição da tensão média normal seja uniforme ao longo da superfície de contato, o que não ocorre na prática, visto que a não uniformidade aumenta à medida que a inclinação do plano de cisalhamento aumenta (Palmeira *et al.*, 2002).

Assumindo uma distribuição de tensões normais na interface com forma trapezoidal, apresentam-se as seguintes relações nas Equações 2.10, 2.11 e 2.12:

$$\frac{\sigma_{\max}}{\sigma} = 4 - \frac{6x}{L} \quad (2.10)$$

$$\frac{\sigma_{\min}}{\sigma} = \frac{6x}{L} - 2 \quad (2.11)$$

$$\frac{x}{L} = \frac{\cos[\alpha + \tan^{-1}(h/L)]}{2 \cos \alpha} \left[1 + \left(\frac{h}{L} \right)^2 \right]^{1/2} \quad (2.12)$$

Onde σ_{\max} e σ_{\min} são as tensões normais máxima e mínima nas extremidades da amostra de solo, x é a distância entre a extremidade inferior do bloco de solo e o ponto de aplicação da força normal na interface e h a altura da amostra de solo, como esquematizado na Figura 2.15. Pode-se verificar pelas equações acima que as dimensões da amostra afetam os valores das tensões normais mínima e máxima que atuam na interface. Assim, é de grande importância a verificação dos mesmos para equipamentos de pequenas dimensões.

Nos últimos vinte anos, diversos trabalhos têm sido publicados utilizando o método do ensaio de plano inclinado com réplicas de equipamentos e diversas variantes como diferentes interfaces (diferentes geossintéticos), solos, dimensões de amostras, condições hidráulicas etc., a fim de verificar as variações decorrentes e suas possíveis razões.

Os resultados dos ensaios são influenciados por fatores como: tensão de confinamento, tipo de geossintético, tipo de solo, sistema de camadas e dimensões do corpo de prova.

2.6.1 TRABALHOS REALIZADOS

Um dos primeiros trabalhos realizados com o ensaio do plano inclinado foi o de Girard *et al.* (1990). O equipamento foi utilizado para avaliar os motivos da ruptura de uma parte da face da Barragem de Aubrac. A partir de resultados de ensaios de cisalhamento direto de grandes

dimensões (1 m²) o ângulo de atrito de interface foi de 34°. O talude foi executado com uma inclinação de 21,8°, com um razoável fator de segurança. Porém, nos ensaios de plano inclinado o ângulo de atrito obtido foi de 25°, com valores de fatores de segurança próximos a um. Assim, os autores puderam concluir que os ensaios de cisalhamento direto superestimam os valores de ângulo de atrito de interface em 26% das retroanálises da ruptura do sistema de revestimento da barragem, sendo os ensaios de plano inclinado mais adequados para a situação, com melhor representação do caso real.

Foi projetado por Girard *et al.* (1990) um equipamento de plano inclinado composto por uma placa metálica de 1 m², com rótula em um lado e um gancho no lado oposto, sendo a rampa elevada lentamente por um guincho manual com uma velocidade de aproximadamente 5 cm/min. Uma caixa de madeira com altura de 20 cm foi utilizada para o confinamento do solo de cobertura e uma régua serviu para a medição da elevação da rampa para determinar o ângulo de inclinação da mesma. Os geossintéticos foram presos abaixo da caixa por cantoneiras, sendo possível a utilização de várias camadas com diferentes interfaces (Figura 2.17). O ângulo de atrito da interface foi medido para tensões de 3, 4 e 5 kPa.

Giroud *et al.* (1990) realizaram ensaios com um equipamento de cisalhamento direto aplicando tensões normais até 160 kPa. Os resultados não apresentaram acurácia para baixas tensões em função do atrito mecânico desenvolvido no equipamento. Assim, os autores preferiram executar os ensaios de cisalhamento direto apenas para tensões entre 25 e 160 kPa. Já para tensões abaixo de 25 kPa utilizaram o equipamento de plano inclinado. Na Figura 2.18 pode-se observar as envoltórias de ruptura à baixas tensões normais para o ensaio de cisalhamento direto (linha reta) e para o ensaio de plano inclinado (linha curva).

Comparando-se as resistências fornecidas pelas envoltórias, constata-se que a adoção da linha reta superior como resistência é não conservativa, válida somente para tensões normais superiores a 25 kPa. Os autores afirmam que para baixas tensões normais, as envoltórias obtidas por meio de ensaios de plano inclinado são mais confiáveis e seguras.

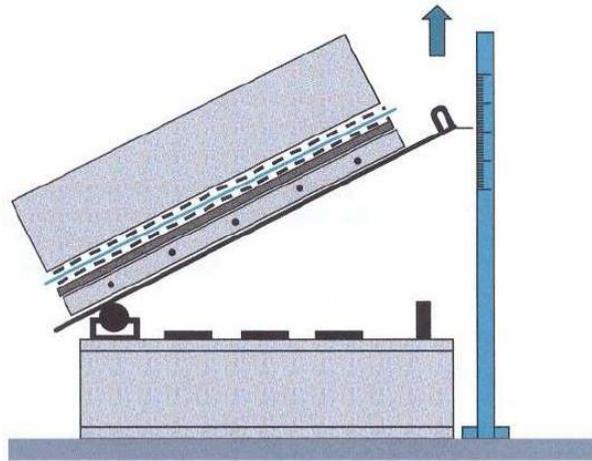


Figura 2.17 Equipamento de plano inclinado (modificado – Girard *et al.*, 1990).

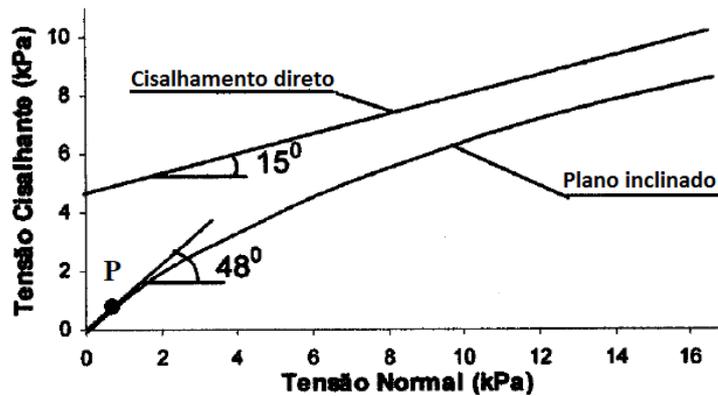


Figura 2.18 Comparação das envoltórias de ruptura das interfaces geotêxtil/geomembrana texturizada obtidas dos ensaios de cisalhamento direto e plano inclinado (modificado – Giroud *et al.* 1990).

Girard *et al.* (1994) fizeram uma análise comparativa entre areia e argila para os ensaios de cisalhamento direto e plano inclinado, observando as diferenças de comportamento dos solos e das geomembranas utilizadas. Para os ensaios com areia e geomembrana de PEAD lisa, os deslocamentos ocorreram para menores ângulos de inclinação da rampa e em maior proporção, comparados com a argila compactada na umidade ótima e utilizando a geomembrana de PVC lisa (Figura 2.19).

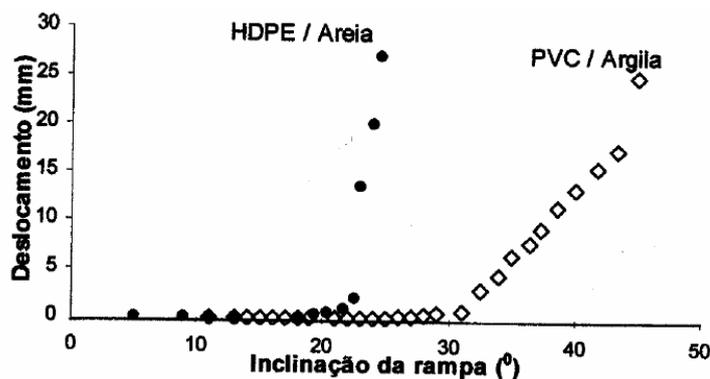


Figura 2.19 Deslocamentos da caixa ocorridos em ensaios de interface realizados com equipamento de plano inclinado (modificado – Girard *et al.*, 1994).

Gourc *et al.* (1996) ensaiaram diferentes interfaces com os equipamentos de rampa e cisalhamento direto, a fim de comparar a aplicabilidade dos mesmos. O equipamento de plano inclinado utilizado era composto de uma caixa superior de confinamento de solo de dois tamanhos (100 x 100 cm² e 50 x 50 cm²), sendo que a menor oferece a possibilidade de inclinação das faces laterais para uniformizar as tensões normais que atuam na interface. No plano inclinado foram aplicadas tensões normais de 2,5 a 5,0 kPa, enquanto que para os ensaios de cisalhamento foram iguais a 50, 100 e 150 kPa. Com a análise comparativa dos ensaios os autores recomendam a escolha do ensaio de plano inclinado, pois trabalha melhor a baixas tensões normais e podem simular a existência de várias camadas de geossintéticos.

Izgin (1997) utilizou um equipamento de plano inclinado para amostras de 6 x 6, 20 x 20 e 30 x 30 cm². A tensão de confinamento para a amostra de 6 x 6 cm² pode atingir até 50 kPa. Já as amostras maiores estão restritas até 25 kPa. A inclinação da rampa é feita com a ajuda de um guincho hidráulico que garante uma velocidade constante. Izgin e Wasti (1998) utilizaram este mesmo equipamento de plano inclinado para diferentes interfaces, dois solos granulares (areia e brita) e quatro tipos de geomembranas (duas com face lisa e duas com face rugosa). Os autores observaram que o aumento da área de contato (de 60 para 300 cm²) provoca um aumento do ângulo de interface médio de cerca de três graus.

Wastie e Ozduzgun (2001) utilizaram o equipamento de plano inclinado reportado por Izgin (1997). Nos ensaios foram utilizadas duas geomembranas PEAD (lisa e rugosa) e um geotêxtil não tecido agulhado. Pode-se observar que o aumento da tensão confinante afeta mais os resultados das interfaces geotêxtil/geomembrana rugosa em comparação com a

interface geotêxtil/geomembrana lisa. Assim como em trabalhos apresentados por Giroud *et al.* (1990) e Izgin e Wasti (1998) esses autores observaram que a rugosidade do geossintético induz um acréscimo de resistência da interface devido ao mecanismo de atrito, que é função da rugosidade da superfície do geossintético (Figura 2.20).

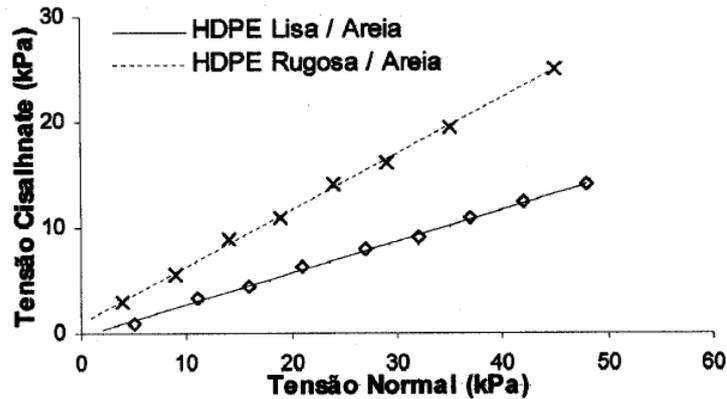


Figura 2.20 Efeito da rugosidade na resistência de interface (modificado – Izgin e Wasti, 1998).

Lima Júnior (2000) desenvolveu na Universidade de Brasília um equipamento de plano inclinado como visto na Figura 2.21. A caixa de confinamento apresenta grandes dimensões, sendo de 1920 mm de comprimento, 250 mm de altura e 470 mm de largura. Foram ensaiados diversos tipos e configurações de geossintéticos com até três camadas, simulando revestimentos de taludes de obras de disposição de resíduos. O solo de cobertura utilizado nesses ensaios foi areia grossa. Os resultados permitiram definir e quantificar os mecanismos de interação para diversas interfaces geossintético/geossintético e solo/geossintético.

Para obter os parâmetros de resistência da areia, Lima Junior realizou o ensaio de cisalhamento direto adaptado ao equipamento de plano inclinado. Na rampa foram instaladas duas caixas metálicas (29 x 29 x 15 cm³) de modo a servir como a caixa inferior e superior (sobre roletes) de cisalhamento. O conjunto foi preenchido de solo com o mesmo peso unitário obtido nos ensaios de plano inclinado. A rampa era então erguida até certa inclinação que determinava a tensão normal em que o ensaio de plano inclinado foi realizado. Este procedimento foi executado para cinco tensões normais distintas correspondentes a ângulos de inclinação da rampa de 10°, 15°, 20°, 28° e 30°. Nas três primeiras inclinações foram aplicadas

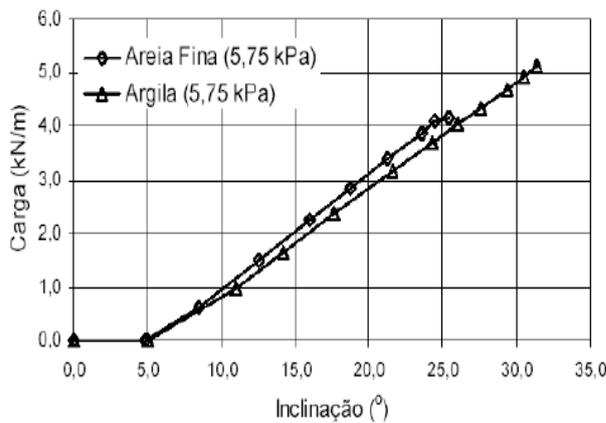
forças cisalhantes na amostra até a ruptura. Nas duas últimas a rampa foi inclinada até a ruptura da amostra. Os deslocamentos da caixa foram medidos por extensômetros.



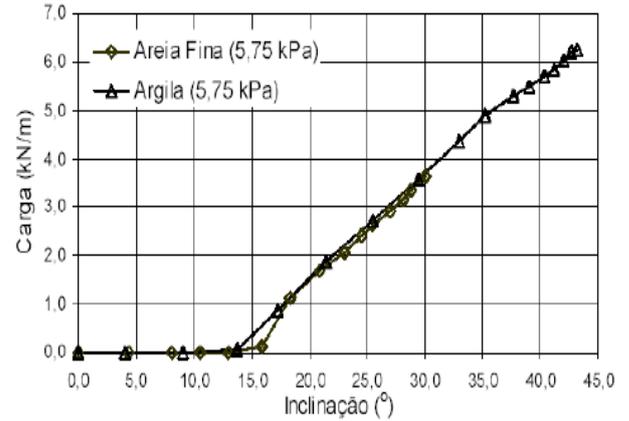
Figura 2.21 Equipamento de plano inclinado da Universidade de Brasília (Lima Júnior, 2000).

Mello (2001) utilizou o mesmo equipamento desenvolvido por Lima Júnior (2000), realizando ensaios com um solo arenoso fino e um argiloso para avaliar a influência do tipo de solo na resistência de interfaces solo/ geossintético. Foram ensaiados geotêxteis não tecido e geomembranas lisas e rugosas. As cargas de tração mobilizadas nos geossintéticos foram medidas por uma célula de carga. Observou-se que as cargas foram semelhantes para os dois solos, com uma diferença apenas na carga final correspondente à ruptura da interface (Figura 2.22). O autor também simulou numericamente os ensaios de plano inclinado, obtendo resultados com boa concordância quando comparados aos resultados previstos.

Foram apresentados por Mello (2001) os resultados de previsões por análise de elementos finitos (utilizando o programa computacional PLAXIS) e resultados pelas Equações 2.6 e 2.7. Verificou-se que para a amostra de 0,5 m de comprimento e inclinação da rampa de 25° a tensão normal máxima pode ser cerca de cinco vezes maior que a tensão normal mínima. A Figura 2.23(a) e a Figura 2.23(b) apresentam as variações de tensão normal sobre a interface *versus* o seu comprimento normalizado para inclinações de rampa iguais a 15° e 25° , respectivamente.

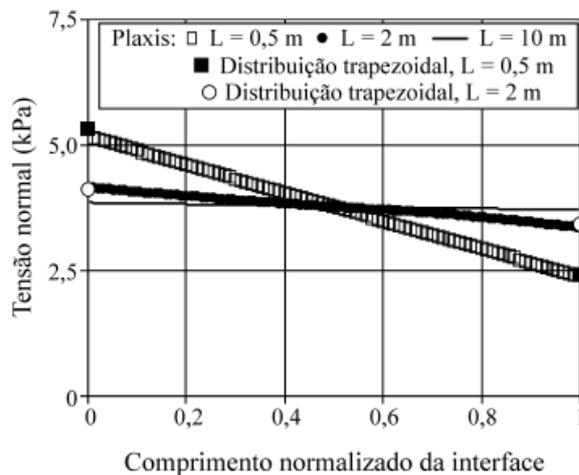


(a)

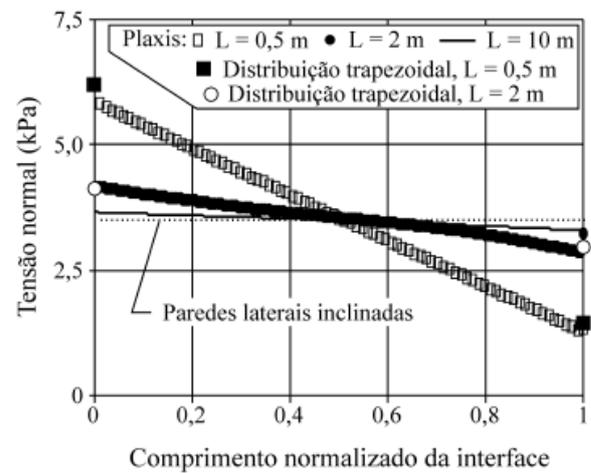


(b)

Figura 2.22 Comparação das cargas de tração com dois tipos de solo para as interfaces: (a) geomembrana lisa e (b) geomembrana texturizada.



(a)



(b)

Figura 2.23 Distribuição de tensões normais sobre a interface. (a) Inclinação da rampa = 15° e (b) inclinação da rampa = 25°.

Lopes (2001) utilizou um equipamento capaz de realizar o ensaio de duas formas distintas. Na primeira o geossintético é fixado sobre uma base rígida e lisa. Na segunda, o geossintético é sobreposto ao solo que preenche uma caixa inferior. A autora comparou e analisou a influência da presença de base rígida ou base em solo em ensaios com geogrelhas uniaxial e biaxial. Também foi realizada uma série de ensaios empregando duas areias (com diferentes granulometrias) e um grupo de geossintéticos (geomembranas lisas e rugosas, geotêxteis tecidos e não tecidos e geogrelhas uniaxial e biaxial) sobre uma base rígida e lisa, a fim de

analisar a influência da tensão de confinamento e comparar os ângulos de atrito na interface solo/geossintético (Tabela 2.4).

Tabela 2.4 Influência da granulometria do solo nos ensaios de plano inclinado (Lopes, 2001).

Geossintético	Areia 1 ($D_{m\acute{a}x}=2,00$ mm)	Areia 2 ($D_{m\acute{a}x}=9,54$ mm)	% aumento
	Ângulo de Atrito na Interface (°)		
Geomembrana lisa	21,4	24,5	14,6
Geomembrana rugosa	31,2	32,9	5,5
Geotêxtil tecido	30,5	33,6	10,2
Geotêxtil não tecido termosoldado	31,7	32,3	2,1
Geotêxtil não tecido agulhado	32,2	32,9	2,1
Geogrelha uniaxial	27,6	29,5	6,6
Geogrelha biaxial	30,1	33,0	9,5

Pode-se observar que o aumento da granulometria do solo influenciou mais nos resultados dos geossintéticos com superfície lisa (geomembrana lisa e geotêxtil tecido) devido ao aumento da superfície de contato entre os grãos do solo e o geossintético. Sendo assim menos evidente nos geossintéticos com superfície rugosa, que por possuir rugosidade, aumentam a superfície de contato independente do solo utilizado. Para a geogrelha biaxial o aumento da resistência foi marcante, pois possui uma área aberta menor comparada à da geogrelha uniaxial.

Briançon *et al.* (2002) desenvolveram um equipamento também composto por duas caixas de confinamento, superior e inferior, capaz de simular várias condições hidráulicas nas camadas de geossintéticos e solo de cobertura. Os autores verificaram reduções consideráveis no ângulo de atrito de interface quando empregadas às condições de percolação de água paralelamente à direção do plano de cisalhamento. Foram apresentadas algumas equações de estabilidade baseadas nos resultados dos ensaios, mostrando a necessidade de considerar o efeito da água em projetos sujeitos à percolação.

Aguiar (2003) desenvolveu um equipamento na PUC-Rio em parceria com Huesker e a Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFGS) capaz de ensaiar amostras de grandes dimensões com caixas de confinamento superior e inferior. O autor realizou uma série de ensaios para avaliar a influência do tipo de geossintético na resistência da interface solo/geossintético. Ele utilizou um solo silto-argiloso e três geossintéticos (geomembrana de

PVC texturizada, geotêxtil não tecido e geogrelha uniaxial). Foram realizados ensaios de repetitividade indicando a confiabilidade dos resultados e ensaios de reuso demonstrando a impossibilidade de se utilizar uma mesma interface em vários ensaios. Assim como Lopes (2001), foi observado que as superfícies de maior rugosidade são as mais resistentes, com maior ângulo de atrito na ruptura.

Rezende (2005) e Aguiar (2003) avaliaram a influência da tensão confinante para três tipos de solo (areia, silte e pedregulho) e três geossintéticos (geogrelha, geomembrana e geotêxtil não tecido). Os autores observaram que em todas as interfaces ensaiadas ocorre uma diminuição do ângulo de atrito de ruptura com o aumento da tensão confinante, sendo que a única exceção é a interface silte/geogrelha que não sofreu qualquer influencia.

Viana (2003) e Viana (2007) dando continuidade aos ensaios de plano inclinado utilizou o equipamento de grandes dimensões desenvolvido por Lima Júnior (2000) com geogrelhas imersas em solo (simulando a camada de cobertura) associadas à geotêxteis para avaliar as cargas de tração mobilizadas em geomembranas.

Viana (2003) constatou que o conjunto de geossintéticos com geogrelha reduz significativamente as cargas de tração e a deformabilidade do sistema de revestimento e solo de cobertura, além de aumentar o ângulo de inclinação do talude na ruptura. Pode-se observar que a presença de uma camada de geotêxtil sobre a geomembrana, além de promover uma proteção da geomembrana contra danos mecânicos, também reduziu de forma significativa a deformabilidade do solo de cobertura e das cargas na geomembrana, quando associados a uma camada de geogrelha. O autor também realizou ensaios para avaliar o desempenho de texturas variadas de geomembrana de PEAD e geocomposto argiloso reforçado e não reforçado. Foi verificada uma maior mobilização de cargas de tração nos ensaios com geomembranas, porém os deslocamentos do solo de cobertura foram muito maiores nos ensaios com o geocomposto.

No trabalho de 2007, Viana comparou a utilização de concreto fresco e concreto curado como cobertura. Constatou-se que o concreto curado fornece resultados desfavoráveis em termos de inclinação da rampa na ruptura quando comparado com o concreto fresco.

Aguiar (2008) utilizou o equipamento de plano inclinado da PUC-Rio com melhorias realizadas por Rezende (2005). O autor, dando continuidade aos seus ensaios, avaliou a influência das dimensões das caixas de confinamento possibilitando o aumento ou diminuição da área de contato, variação da forma da área de contato e variação da espessura da camada de solo. Pode-se concluir que os resultados são bastante influenciados pela variação da relação espessura/comprimento da caixa de ensaio, que interfere na distribuição de tensões ao longo da interface. Os resultados mostraram também que as variações da forma e tamanho das caixas pouco afetam os resultados desde que respeitados os limites de utilização do equipamento.

Monteiro (2012) também utilizou o equipamento de plano inclinado da Universidade de Brasília. A autora realizou ensaios para as interfaces areia/geomembrana com geomembranas lisas de PEAD e PVC e geomembrana de PEAD texturizada, com variações no grau de saturação do solo. Os menores valores de ângulo de atrito observados foram para interfaces entre geomembranas lisas e areia com menores graus de saturação, como mostra a Figura 2.24.

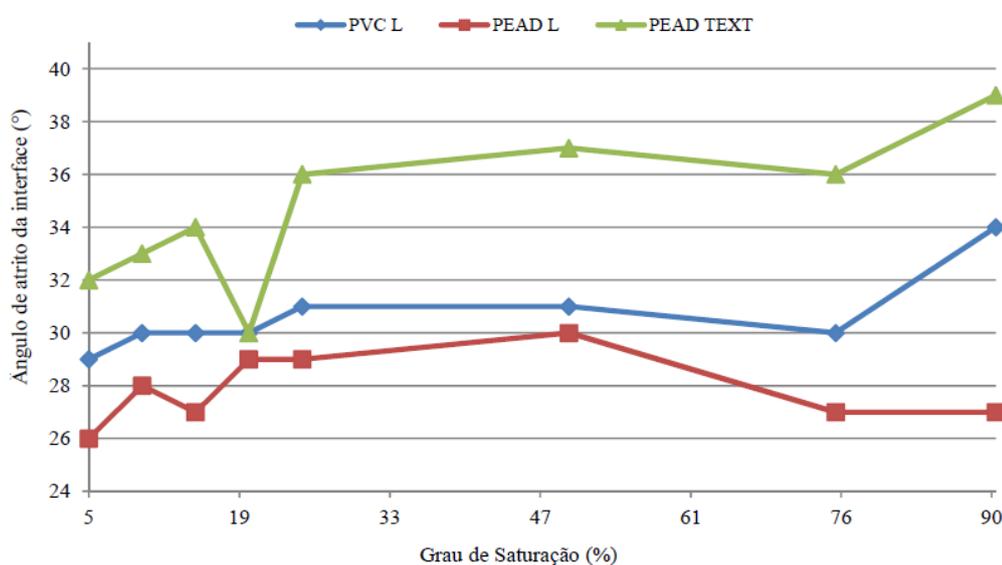


Figura 2.24 Evoluções progressivas de ângulo de atrito de interface *versus* grau de saturação. (Monteiro, 2012).

2.7 CASO DE RECUPERAÇÃO DE ATERRO COM COBERTURA DE GEOMEMBRANA E GEOCÉLULA

Durante vários anos, uma fábrica de celulose, localizada na região nordeste do Brasil, utilizava uma área para disposição de resíduos a céu aberto, incluindo troncos de eucalipto, cascas de árvores, cal, entre outros materiais. Devido ao aumento de problemas ambientais e da pressão de órgãos reguladores, a área foi obrigada a ser confinada pelas seguintes razões (Abramento *et al.*, 2008):

- Evitar a dispersão de resíduos e contaminantes pelas ações da chuva e vento;
- Evitar a infiltração de água e consequente transporte de contaminantes para o aquífero;
- Evitar o contato de pessoas e animais com os resíduos;
- Promover a integração paisagística.

Assim, foi desenvolvido um projeto geotécnico para definir os componentes dessa cobertura, considerando que futuramente essa área possa ser usada para disposição de resíduos adicionais acima do local confinado.

Para garantir a estabilidade da área coberta, determinou-se por análises geotécnicas uma inclinação dos taludes de 3H:1V. Projetou-se uma camada de geomembrana texturizada de polietileno de alta densidade, protegida com uma camada de geotêxtil não tecido, com uma cobertura de solo de 60 cm. Um sistema de coleta de gases foi incorporado com trincheiras profundas preenchidas com britas e tubos de PVC. Também foi projetado um sistema de drenagem abaixo da camada de geomembrana a cada 10 m, a fim de coletar e conduzir a água infiltrada. As obras foram executadas em janeiro de 2006.

Após chuvas fortes em junho de 2006, observou-se a falha do sistema de cobertura, com grande carreamento de solo da cobertura e em alguns pontos encontraram-se geotêxteis rasgados na crista dos taludes (Figura 2.25).

Detectaram que a falha foi uma combinação causada por um ângulo de atrito relativamente baixo na interface geotêxtil/geomembrana (mesmo utilizando uma geomembrana texturizada)

e um alto fluxo de água infiltrada no solo de cobertura. A geomembrana instalada permaneceu intacta, porém o problema envolveu 1.200 m³ de solo e 1.800 m² de geotêxteis.



Figura 2.25 Falha do sistema original de cobertura mostrando a geomembrana exposta (Abramento *et al.*, 2008).

A fim de recuperar o sistema de cobertura escolheu-se um sistema que consiste no uso de uma camada de geocélula preenchida com areia, com 7,5 cm de altura e célula com uma área de 1200 cm², instalada sobre a geomembrana já existente. Entre o solo de cobertura e a geocélula, foram instalados geotêxteis não tecidos como filtros. Acima dos painéis de geocélula preenchidos com areia foi colocada uma camada de solo de 20 cm para permitir o crescimento da vegetação (Figura 2.26).

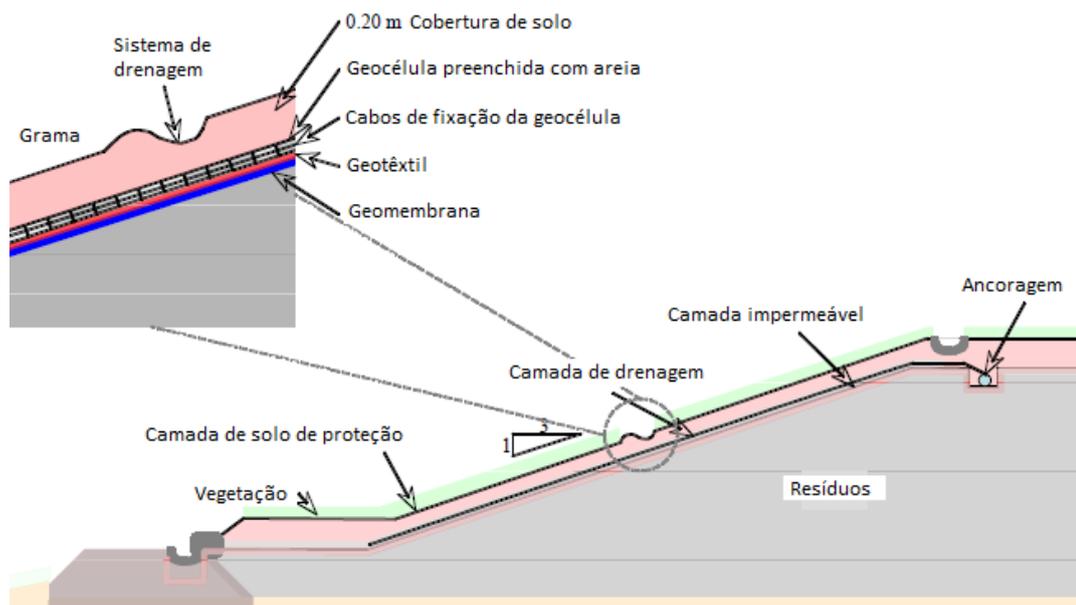


Figura 2.26 Sistema de cobertura final utilizando a geocélula (Abramento *et al.*, 2008).

As principais vantagens de usar a geocélula foi poder confinar o solo nas células impedindo o fluxo do mesmo e permitir a utilização de uma camada de areia no sistema, aumentando o ângulo de atrito na interface e proporcionando uma camada drenante.

Os painéis de geocélula foram fixados e ancorados na crista dos taludes por meio de cabos de poliéster. Para os 35 m de declive, as análises mostraram necessário o uso de 5 cabos por seção de geocélula, fixados nas paredes das células por meio de clips especiais.

A obra de recuperação terminou em dezembro de 2006. A Figura 2.27 mostra o sistema de cobertura final instalado. Após a temporada de chuva em 2007 pode-se observar que o sistema se comportou de forma satisfatória.



Figura 2.27 Detalhe do sistema de cobertura final instalado (Abramento *et al.*, 2008).

3. METODOLOGIA

Neste capítulo estão apresentadas as metodologias utilizadas na pesquisa, bem como os equipamentos e materiais empregados.

3.1 ANÁLISES DE ESTABILIDADE DO MORRO DE MORÁVIA

As análises de estabilidade das seções que compõem o morro têm como principal objetivo verificar quais são os taludes instáveis e assim realizar uma possível reconformação topográfica. A partir da topografia ajustada podem-se analisar os locais onde será necessária a implantação de um sistema de cobertura com o uso de geomembranas e/ou geocélulas.

Para realizar as análises de estabilidade de taludes do Morro de Morávia foram projetadas 40 seções sobre a planta topográfica como mostra na Figura 3.1.

Na região ocidental do morro não foram projetadas seções, como se pode observar na Figura 3.1, pois a área já se apresenta reconformada e com seu devido sistema de cobertura. Esta região foi recuperada com trechos experimentais, onde foi possível observar em campo o uso de dois sistemas de cobertura com geomembrana e geocélula que serão citados no Capítulo 4.

A planta topográfica apresenta curvas de nível bem detalhadas, a cada 1 metro de altitude, onde se tem uma altitude máxima de 1485,00 m e mínima de 1449,00 m com relação ao nível do mar.

3.1.1 PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS

Para a análise de estabilidade das seções é necessário conhecer as propriedades geotécnicas dos resíduos sólidos urbanos (RSU) que compõem o Morro de Morávia.

Os parâmetros de resistência, ϕ_r e c_r , foram definidos a partir da Tabela 2.2. Tendo em vista que os valores apresentam uma grande dispersão, pode-se verificar a necessidade de uma análise probabilística de estabilidade dos taludes. Assim, calculou-se a média aritmética e o desvio-padrão de cada parâmetro, constatando sua grande variabilidade.

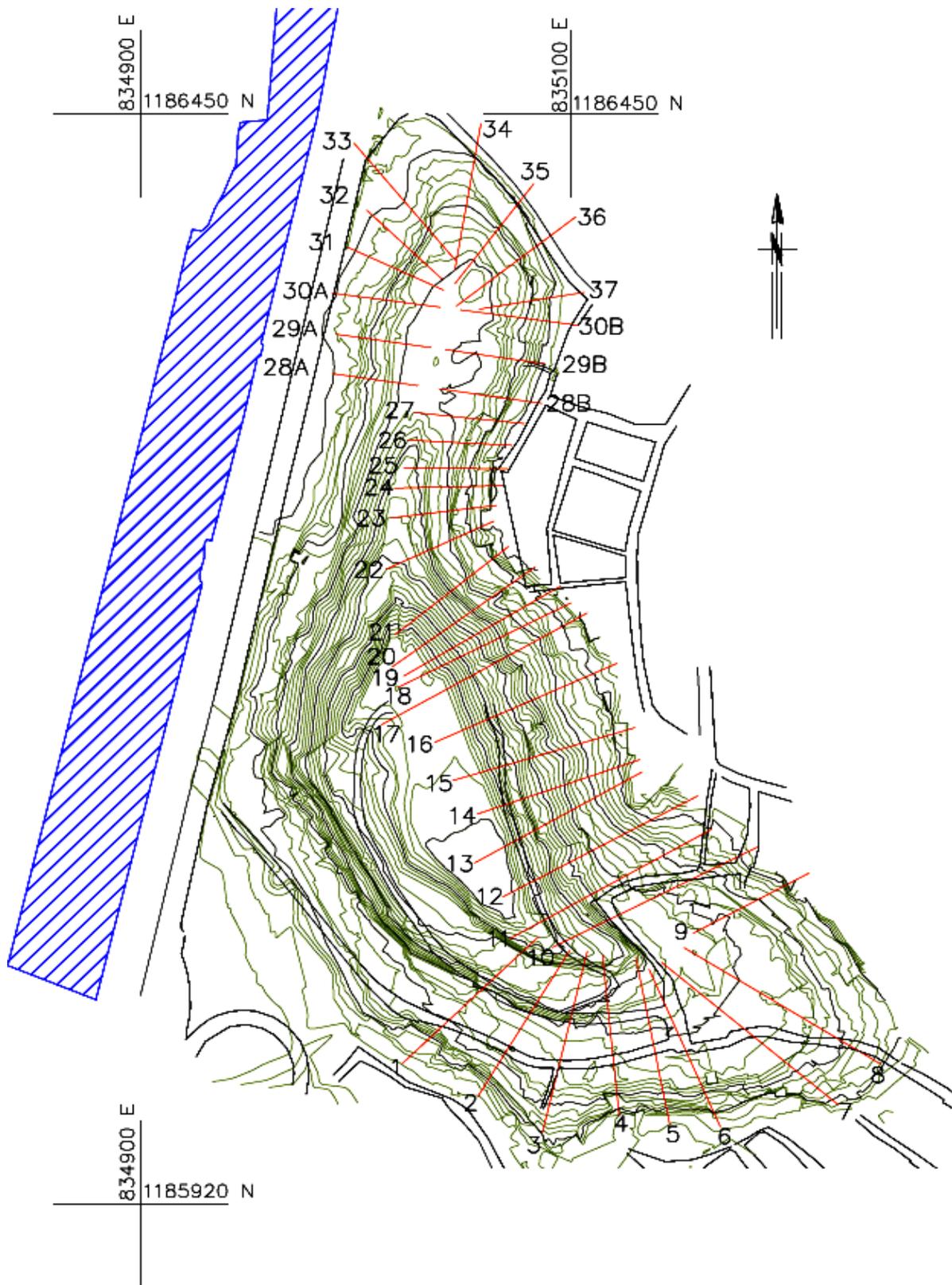


Figura 3.1 Planta topográfica do Morro de Moravia com as seções analisadas (escala: 1:1750).

Considerando que o morro sofreu uma degradação avançada de seus materiais e este se encontra em um estado de consolidação avançado, os valores de peso unitário natural (γ_{nat}) e peso unitário saturado (γ_{sat}) utilizados nas análises foram de 14 e 16 kN/m³, respectivamente. Estes valores foram verificados por Londoño (2011) durante a execução de ensaios de cisalhamento direto *in situ* e medições de propagação de onda sísmica em ensaios de poço.

3.1.2 ANÁLISES DOS PERFIS

As análises de estabilidade de taludes foram realizadas a partir das teorias clássicas de equilíbrio limite com as quais se consideram tanto o equilíbrio de forças como de momentos. Os métodos utilizados foram o Método de Bishop Simplificado e o Método de Morgenstern-Price por meio do programa computacional Slide 6.0 da Rocscience. Adicionalmente foram realizadas análises probabilísticas pelo Método FOSM utilizando valores médios e desvios-padrões das propriedades geotécnicas dos RSU.

As geometrias dos perfis analisados são decorrentes da topografia natural do Morro de Morávia. O nível freático de cada seção foi adotado em função dos estudos de Londoño (2011), que foi obtido por meio da instalação da instrumentação de piezômetros distribuídos no Morro de Morávia.

Os níveis de aceitação dos fatores de segurança seguiram as recomendações da *U.S. Corps of Engineers* (2003) para análises estáticas, com as seguintes qualificações apresentadas na Tabela 3.1. Baseou-se também na NBR-11682 - Estabilidade de Encostas (ABNT, 2009), segundo a qual o fator de segurança mínimo recomendado para situação definitiva é de 1,5, para nível alto de segurança contra danos materiais e ambientais e nível médio de segurança contra perda de vidas humanas.

Tabela 3.1 Níveis de aceitação para o fator de segurança (*U.S. Corps of Engineers*, 2003).

Qualificação	F.S Estático
Inadmissível	< 0,75
Muito baixo	0,75 – 1,00
Baixo	1,00 – 1,25
Aceitável	1,25 – 1,50
Ideal	>1,50

A partir das análises probabilísticas pode-se definir para cada seção qual o parâmetro de maior influência na variação do FS, a probabilidade do FS ser menor que 1,0 (probabilidade de ruptura) e o índice de confiabilidade (β).

Whitman (1984) citou que um valor de β igual a 2 seria uma confiabilidade típica comumente aceita na prática de engenharia geotécnica. Porém, para definir o valor de aceitação do índice β para o caso do Morro de Morávia, foi necessário considerar a natureza dos RSU, a variabilidade grande dos parâmetros geotécnicos, as questões econômicas, a dificuldade técnica de obter uma amostragem e o fato das encostas já estarem consolidadas. Assim, decidiu-se criar uma classificação própria com faixas de β , sendo os níveis de confiabilidade classificados com baixo, médio e alto, como mostram as faixas de valores da Tabela 3.2. Devido ao caso especial que se encontra o morro, o valor mínimo de aceitação do índice de confiabilidade é pequeno, sendo este de 0,8.

Tabela 3.2 Níveis de confiabilidade a partir dos valores de índice de confiabilidade.

Níveis de confiabilidade	β
Baixo	< 0,8
Médio	0,8 – 1,1
Alto	> 1,1

Para os perfis de confiabilidade baixa, foram realizadas novas análises de estabilidade, considerando uma modificação mínima na geometria desses taludes (por meio de cortes), a fim de diminuir a inclinação nos locais de maior instabilidade e evitando ao máximo a exposição de RSU que anteriormente estavam cobertos. É importante citar que os níveis de confiabilidade não foram criados para tomar decisões de modificações dos taludes, mas sim para calcular posteriormente o valor do risco social nos casos de baixa confiabilidade, entendido em termos de perdas de vidas prováveis.

3.1.3 RISCO SOCIAL DOS TALUDES

Após as análises probabilísticas, é necessário realizar o censo dos moradores expostos para avaliar quantitativamente o risco social em termos de perda provável de vidas, associado à

possível ruptura de taludes do morro. Optou-se por avaliar os taludes antes e depois de suas pequenas modificações na geometria, a fim de comparar seus respectivos riscos.

Para calcular o risco, é necessário obter a ameaça (A_m) e a vulnerabilidade (V), como mostra a Equação 3.1:

$$Risco = A_m \times V \quad (3.1)$$

Neste caso, a ameaça é igual a probabilidade de ruptura ($P[R]$) encontrada nas análises probabilísticas. Já a vulnerabilidade é o nível de perdas de vidas esperadas. Este valor de vulnerabilidade foi obtido utilizando-se a quantidade de possíveis moradores afetados na região e por meio dos índices de vulnerabilidade das pessoas obtidos pelos estudos de Uzielli *et al.* (2008) relativos a taludes e encostas em áreas urbanas. A Equação 3.2 mostra como é realizado o cálculo da vulnerabilidade:

$$V = V_{PE} \times N_v \times D_v \quad (3.2)$$

Onde:

V_{PE} = Índice de vulnerabilidade das pessoas;

N_v = Número de estruturas ameaçadas;

D_v = Número de pessoas por estrutura ameaçada.

Uzielli *et al.* (2008) admitem que o índice de vulnerabilidade das pessoas é função da intensidade do escorregamento e da susceptibilidade da estrutura dentro da qual a pessoa se encontra no momento do acidente geotécnico, conforme mostra a Equação 3.3. A intensidade do escorregamento (I) é considerada rigorosamente como a combinação de duas variáveis: (i) o tamanho do escorregamento e (ii) a velocidade. Não obstante, no âmbito desta pesquisa, não é possível conhecer nenhuma variável que possa levar em consideração diretamente a velocidade provável dos escorregamentos potenciais, sendo necessária então uma definição qualitativa de variáveis geométricas (altura da massa instável em relação à base da encosta e tamanho) com o intuito de encontrar um fator de intensidade equivalente. No próximo capítulo será explicada a forma pela qual foi definido o fator de intensidade para cada talude.

$$V_{PE} = I \times S_{PST} = I \times (S_{STR})^{3,2} \quad (3.3)$$

Onde:

I = Intensidade do deslizamento;

S_{PST} = Fragilidade das pessoas dentro das estruturas;

S_{STR} = Fragilidade das estruturas.

A fragilidade das estruturas é dada como na Equação 3.4:

$$S_{STR} = 1 - (1 - \xi_{STY})(1 - \xi_{SMN}) \quad (3.4)$$

Onde:

ξ_{STY} = Índice de fragilidade de tipo de estrutura;

ξ_{SMN} = Índice de fragilidade de estado de manutenção da estrutura.

Os valores destes índices (que variam de 0 a 1) foram obtidos por meio de tabelas que se encontram nos estudos de Uzielli *et al.* (2008), escolhidos de acordo com o tipo e estado de manutenção das estruturas encontradas no Morro de Morávia.

3.2 ENSAIO DE PLANO INCLINADO

A metodologia de ensaio empregada no presente trabalho foi fundamentada nas descritas por trabalhos anteriores mais recentes (Lima Jr, 2000; Mello, 2001; Viana, 2007; Monteiro, 2012) que utilizaram o mesmo equipamento de plano inclinado. Este equipamento está disponível no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília.

3.2.1 EQUIPAMENTO DE PLANO INCLINADO

O equipamento de plano inclinado é composto por uma estrutura metálica com uma rampa livre em uma de suas extremidades e rotulado na outra. A inclinação da rampa foi feita com o uso de uma talha, que utiliza um sistema de roldanas com a função de minimizar o esforço de levantamento. A Figura 3.2 mostra o equipamento de plano inclinado utilizado nos ensaios.



Figura 3.2 Equipamento de plano inclinado utilizado nos ensaios, localizado na Universidade de Brasília.

As caixas de confinamento foram confeccionadas em madeira para minimizar a influência do seu peso sobre a componente cisalhante, tendo a caixa inferior e a superior uma massa de aproximadamente 2,5 kg cada, área interna de contato de 51 x 51 cm² e altura de 15 cm. O uso das duas caixas somente foi necessário no caso de se confinar uma camada de solo com altura maior que a da caixa inferior.

As garras são peças metálicas com furos distribuídos para passagens de parafusos e com ranhuras internas, para garantir uma melhor fixação do geossintético. Abaixo das garras colocaram-se roletes lubrificados com óleo automotivo, impedindo qualquer restrição ao deslocamento das garras e do geossintético, e garantindo a completa transferência de carga da geomembrana para a célula de carga. Uma prancha de madeira foi instalada sobre a rampa para alinhar o conjunto de garras mais geossintético com a célula de carga, a fim de obter uma medida mais precisa.

Esquemas do equipamento de plano inclinado utilizado nos ensaios estão apresentados na Figura 3.3 e Figura 3.4.

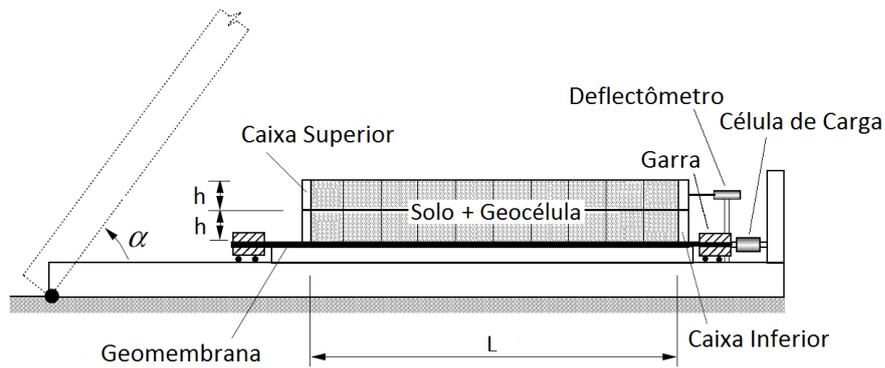


Figura 3.3 Vista lateral da configuração do equipamento de plano inclinado utilizado nos ensaios (Modificado - Palmeira e Viana, 2003).

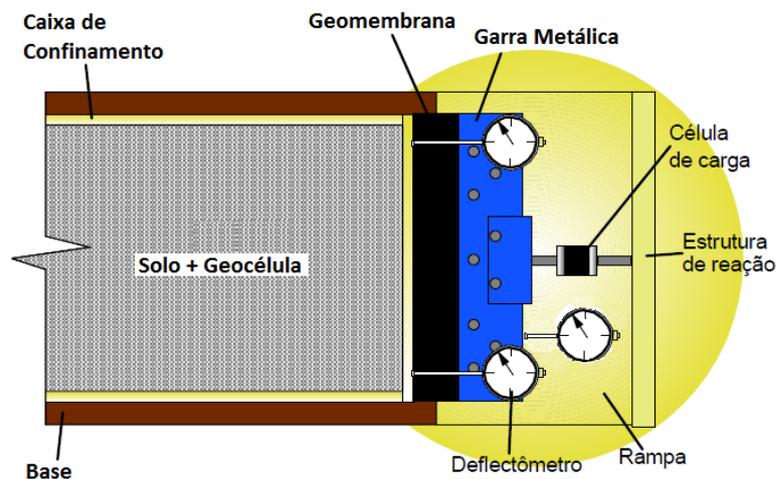


Figura 3.4 Vista em planta da configuração do equipamento de plano inclinado utilizado nos ensaios (Modificado – Viana, 2007).

Para medir os ângulos de inclinação da rampa utilizou-se um medidor de ângulo mecânico com base magnética, marca Johnson, com resolução de $0,5^\circ$ (Figura 3.5). Este medidor foi fixado na parte superior da rampa, próximo à borda.

Os ensaios possibilitam a determinação das cargas de tração absorvidas pelo geossintético por meio da célula de carga fixada a este por garras metálicas. A célula de carga possui capacidade nominal de 20 kN e precisão de 5 N. A leitura da célula de carga foi realizada por meio de um leitor digital com resolução de 0,5 kg e capacidade nominal de 2000 kg.



Figura 3.5 Medidor de ângulo instalado sobre a rampa.

Foram instalados dois deflectômetros mecânicos para a medição do deslizamento da caixa e outro para medição do deslocamento da garra (todos três com resolução de 0,01 mm e cursos de 50 mm).

Para obter a resistência de uma interface solo/geomembrana por meio do ensaio de plano inclinado, foi necessário realizar ensaios para três tensões normais distintas e assim traçar a envoltória de ruptura da interface. As tensões normais aplicadas sobre a caixa de confinamento foram feitas por placas de aço que foram confeccionadas para os ensaios de Monteiro (2012). Cada placa aplica uma tensão normal de 1 kPa. Dessa forma são utilizadas até cinco placas, com tensões normais de 1, 3 e 5 kPa.

Além das tensões normais devido às placas de aço, adicionou-se a parcela normal aplicada devido ao peso da camada de solo mais geocélula. Porém, vale lembrar que neste ensaio a tensão normal diminui à medida que a inclinação da rampa aumenta. Estes fatos foram considerados nas análises dos resultados dos ensaios.

3.2.2 MATERIAIS UTILIZADOS

3.2.2.1 SOLO

O solo utilizado dentro da caixa de confinamento é composto por uma mistura que apresenta um volume necessário de solo orgânico para o estabelecimento da cobertura vegetal requerida no Morro de Morávia. Estudos da área de agronomia, realizados pela Universidade Nacional

da Colômbia, indicaram as proporções em peso, sendo necessária uma mistura com 70% de adubo orgânico (húmus), 10% de areia média e 20% de serragem. Além disso, os estudos citaram que para o crescimento da cobertura vegetal é necessário que o solo seja apenas colocado de forma manual, com uma compactação mínima.

Considerando que a mistura é composta em grande parte por matéria orgânica, sabe-se que não seria viável obter o valor da umidade por meio de estufa e balança (como cita o Anexo da NBR 6457/1986 - Determinação do teor de umidade de solos), pois a matéria orgânica queima a temperaturas acima de 65°C aproximadamente, alterando seu peso final e, conseqüentemente, o valor de umidade calculado. Optou-se por utilizar o equipamento TDR (*Time Domain Reflectometry*), modelo Trime FM, para as medições da umidade volumétrica do solo (Figura 3.6). O método deste equipamento baseia-se na determinação da constante dielétrica do solo. Como o componente que possui a maior influência sobre os valores da constante dielétrica do solo é a água, pode-se estimar a umidade volumétrica do solo em função deste valor (Zegelin *et al.*, 1992).



Figura 3.6 Equipamento TDR para a medição de umidade volumétrica do solo.

Para a realização dos ensaios, buscou-se utilizar a umidade do solo que correspondesse aproximadamente à saturação completa do material, supondo-se que esta é a situação mais crítica em relação à resistência da interação quanto à umidade. Assim, fixou-se o valor da umidade volumétrica do solo como aproximadamente 30%, e o peso unitário aparente do solo (com o uso de geocélula) de aproximadamente 6,4 kN/m³. A Figura 3.7 mostra o solo que foi utilizado nos ensaios.



Figura 3.7 Mistura do solo utilizado nos ensaios de plano inclinado.

Para o estudo da eficiência da interface é também necessário conhecer os parâmetros de resistência do solo, c e ϕ , como já abordado no capítulo anterior. O ideal seria realizar ensaios de cisalhamento direto sob as mesmas condições dos ensaios de plano inclinado, ou seja, com iguais níveis de tensões e mesma velocidade de ensaio. Porém, devido à dificuldade de simular este ensaio sobre a rampa, optou-se pelo ensaio de cisalhamento direto convencional.

Assim, realizaram-se os ensaios a partir da norma americana ASTM D 3080-04. Foram feitos três ensaios com tensões normais distintas de 25, 50 e 100 kPa, a fim de obter a envoltória de ruptura e, conseqüentemente, os parâmetros de resistência do solo. Buscou-se utilizar as mesmas condições de umidade (30%) e peso unitário aparente do solo ($6,4 \text{ kN/m}^3$).

Nos ensaios de cisalhamento direto convencional, os corpos de prova previamente preparados foram confinados em uma caixa bipartida, de seção transversal quadrada (10 x 10 cm). Foram colocadas na base uma placa metálica porosa (permitindo a livre drenagem de água intersticial durante os ensaios) e placas metálicas ranhuradas para evitar o deslizamento do solo. As tensões normais foram mantidas constantes durante o ensaio e os esforços horizontais (aplicados na caixa superior de cisalhamento, enquanto a caixa inferior era mantida fixa) mobilizavam tensões cisalhantes gradualmente crescentes ao longo do plano horizontal. Os ensaios foram finalizados no momento em que o deslocamento da caixa superior atingiu 8 mm.

3.2.2.2 GEOSSINTÉTICOS

As principais características das geomembranas utilizadas nos ensaios estão apresentadas na Tabela 3.3. Foram ensaiados três tipos, sendo esses: Geomembrana de PEAD lisa, fornecida pela Maccaferri; geomembrana de PVC lisa, fornecida pela SANSUY-VINIMANTA; e geomembrana de PEAD texturizada, fornecida pela ENGEPOL. A Figura 3.8 mostra estes três materiais utilizados nos ensaios.

Tabela 3.3 Especificações técnicas das geomembranas utilizadas.

Propriedades	Unidades	Geomembranas		
		PVC lisa	PEAD lisa	PEAD texturizada
Espessura	(mm)	1,00	1,00	1,00
Massa Unitária	(g/cm ³)	1,20 - 1,35	0,947	0,946
Tensão de Escoamento	(kN/m)	-	20,0	20,0
Tensão na Ruptura	(kN/m)	14,0	35,5	33,0
Alongamento no Escoamento	(%)	-	15,1	12,0
Alongamento na Ruptura	(%)	350,0	794,3	700,0
Resistência ao Puncionamento	(N)	-	544,6	330,0

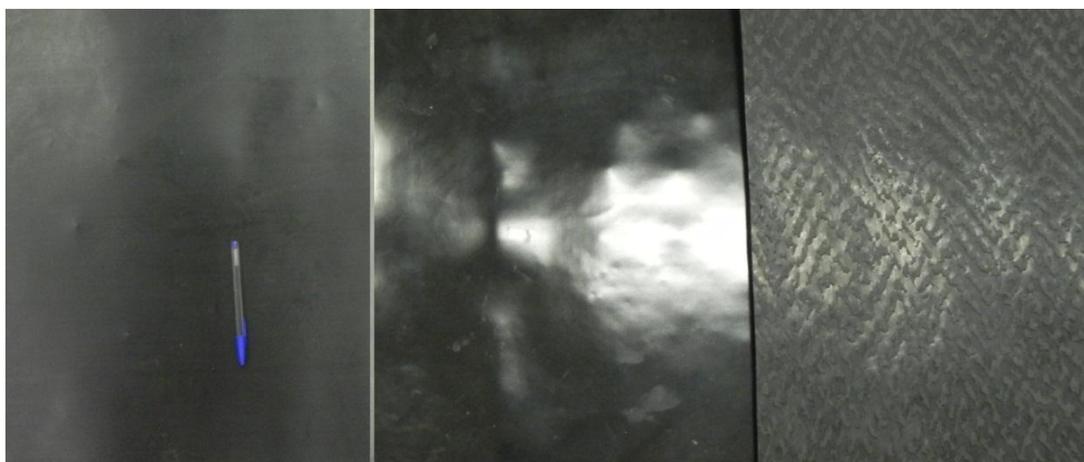


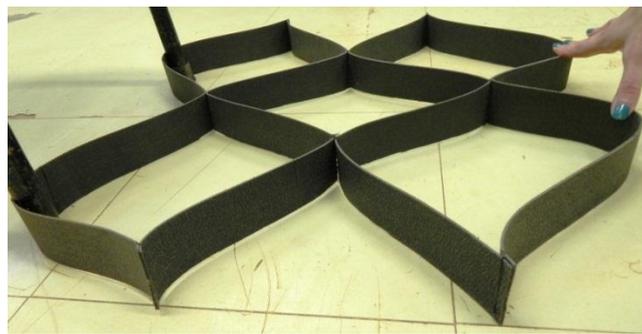
Figura 3.8 Geomembrana de PEAD lisa, geomembrana de PVC lisa e geomembrana de PEAD texturizada utilizadas nos ensaios de plano inclinado.

As geocélulas utilizadas nos ensaios são da FORTCELL, fornecidas pela Ober Geossintéticos. Foram analisadas três geocélulas de alturas diferentes e mesmo material (polipropileno). As

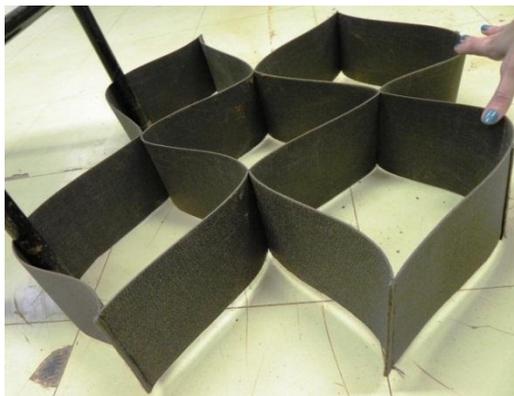
principais características destas geocélulas estão apresentadas na Tabela 3.4 e a Figura 3.9 mostra estes materiais.

Tabela 3.4 Especificações técnicas das geocélulas utilizadas.

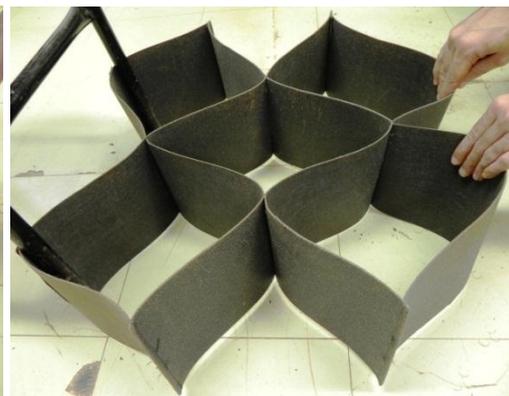
Propriedades	Unidades	Geocélulas		
		5,0	10,0	15,0
Altura da célula	(cm)	5,0	10,0	15,0
Dimensão média da célula	(cm ²)	18,0 x 18,0		
Dimensão da peça expandida	(m)	mín. 3,00 x 2,60 / máx. 6,00 x 2,60		
Área da peça expandida	(m)	mín. 7,80 / máx. 15,60		
Massa da peça	(kg)	2,3 - 4,6	4,4 - 8,9	6,7 - 13,4
Resistência transversal das juntas (NBR 13134)	(N)	900,0	1800,0	2700,0



(a)



(b)



(c)

Figura 3.9 Geocélulas utilizadas nos ensaios de plano inclinado. (a) Geocélula com altura de 5 cm, (b) geocélula com altura de 10 cm e (c) geocélula com altura de 15 cm.

3.2.3 METODOLOGIA DE ENSAIO

Para iniciar os ensaios de plano inclinado, foi necessário primeiramente realizar a montagem do equipamento com os materiais a serem ensaiados. As principais etapas para o ensaio são descritas a seguir.

Primeiramente foi necessário alternar duas camadas de filme de PVC e óleo automotivo lubrificante sobre a prancha de madeira na rampa, para minimizar o atrito entre a geomembrana e a prancha, garantindo a transferência, ao máximo, de carga para a célula de carga.

A geomembrana da interface a ser simulada, com dimensão de 120 x 65 cm², apoiou-se sobre a rampa e foi fixada pelas garras com um lado em conexão à célula de carga (Figura 3.10). É importante lembrar que as garras foram colocadas sobre roletes embebidos em óleo automotivo lubrificante, e também foi necessário manter alinhado todo o sistema de garras, célula de carga e geomembrana. Para que a geomembrana fosse fixada às garras por meio de parafusos, utilizou-se um furador de couro capaz de realizar furos do diâmetro desejado.



Figura 3.10 Geomembrana de PEAD lisa fixada pelas garras colocadas sobre a rampa.

Posteriormente, apoiou-se a caixa de madeira de confinamento sobre a geomembrana, e colocou-se a geocélula e o solo dentro da caixa (Figura 3.11). Antes da colocação do solo dentro da caixa, foi acrescentada água até atingir uma umidade volumétrica de aproximadamente 30%, verificada com o TDR. O solo foi acomodado de forma natural (com

compactação mínima) até nivelar com a altura da geocélula, com um peso unitário aparente de aproximadamente $6,4 \text{ kN/m}^3$, como dito anteriormente.



Figura 3.11 Preparação da interface do ensaio, com a geocélula e o solo sendo depositado dentro da caixa de confinamento sobre a geomembrana.

Após nivelar o solo com a geocélula, colocou-se uma camada de filme de PVC e uma manta de geotêxtil dentro da caixa, a fim de evitar a perda de umidade do solo e a fuga de solo pelas frestas das placas. As placas foram então apoiadas sobre este sistema, aplicando a carga normal especificada para cada ensaio (1, 3 e 5 kPa) de uma interface. Quando a altura da caixa não era suficiente para esta montagem, fixava-se sobre esta a caixa superior. A Figura 3.12 ilustra esta sequência reportada.

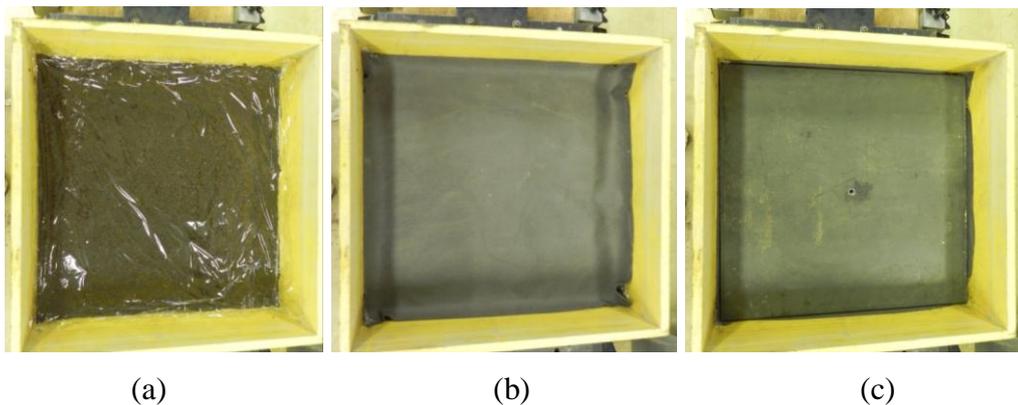


Figura 3.12 Sequência da montagem do ensaio. (a) Colocação de filme de PVC, (b) manta de geotêxtil e (c) placas de aço.

Por fim os deflectômetros eram instalados e o leitor da célula de carga era ligado. O sistema com a geomembrana era inicialmente tracionado até a célula de carga acusar uma pequena carga. Finalmente era fixado na rampa o gancho da corrente da talha manual para dar início ao levantamento da rampa.

O ensaio foi realizado erguendo-se lentamente a rampa para inclinações pré-estabelecidas. Sempre eram realizadas as leituras dos três deflectômetros e da célula de carga para sua respectiva inclinação, até que se atingisse a ruptura, ou seja, o deslizamento da caixa sobre a geomembrana. A Figura 3.13 mostra a ruptura de um dos ensaios realizados.



(a)

(b)

Figura 3.13 Estágio final de dois ensaios com a ruptura da interface. (a) Com geomembrana de PVC e (b) com geomembrana de PEAD lisa.

3.2.4 ENSAIOS REALIZADOS

Foram realizados ensaios em três etapas: ensaios em interface solo/geomembrana, solo-geocélula/geomembrana e solo-geocélula com retalhos/geomembrana. A interface solo-geocélula com retalhos/geomembrana tem a função de aumentar a área de contato entre geocélula e geomembrana por meio da adição de retalhos feitos por corte de geocélulas encaixados nas células existentes, como mostra a Figura 3.14. As três configurações de confinamento foram ensaiadas a fim de verificar se a presença da geocélula ou a diferença da área de células interferem nos parâmetros das interfaces.



Figura 3.14 Configuração da geocélula com retalhos utilizada nos ensaios de interface solo-geocélula com retalhos/geomembrana.

Para a interface solo/geomembrana foram realizados nove ensaios, utilizando-se as três geomembranas (PEAD lisa, PEAD texturizada e PVC lisa) com três tensões aplicadas (1, 3 e 5 kPa) em cada uma. Para a interface solo-geocélula/geomembrana foram realizados 27 ensaios: três geomembranas com três tensões aplicadas e três alturas diferentes de geocélulas (5, 10 e 15 cm). Para a interface solo-geocélula com retalhos/geomembrana também foram realizados 27 ensaios com as mesmas variantes da interface solo-geocélula/geomembrana. Assim, no total puderam-se realizar ensaios com 63 combinações de interfaces.

3.3 INSTALAÇÃO DE GRAMPOS PARA FIXAÇÃO DA GEOCÉLULA

Considerando que o uso de tendões para a fixação da geocélula sobre a geomembrana costuma ser mais custoso em relação aos grampos e possui a desvantagem de não garantir a fixação no sentido perpendicular ao plano do talude, optou-se por estudar uma forma de utilização de grampos para o sistema de cobertura proposto.

O sistema de fixação está ilustrado em detalhe na Figura 3.15. A barra de ferro está enterrada com uma profundidade de 0,7 m e distribuída a cada 0,9 m (três células expandidas). A Figura 3.16 mostra o pino instalado no Morro de Morávia em um trecho experimental.

Na parte inferior se encontra a placa 2 soldada que serve para conduzir o momento para a barra enterrada no terreno. Na área de contato entre a placa 1 e a placa 2 é aplicada uma soldagem da geomembrana por fusão fornecida pelo seu fabricante. Este aditivo é responsável

por selar a geomembrana às placas. O pino da parte superior é instalado posteriormente e tem como objetivo ajustar na vertical a fixação à geocélula.

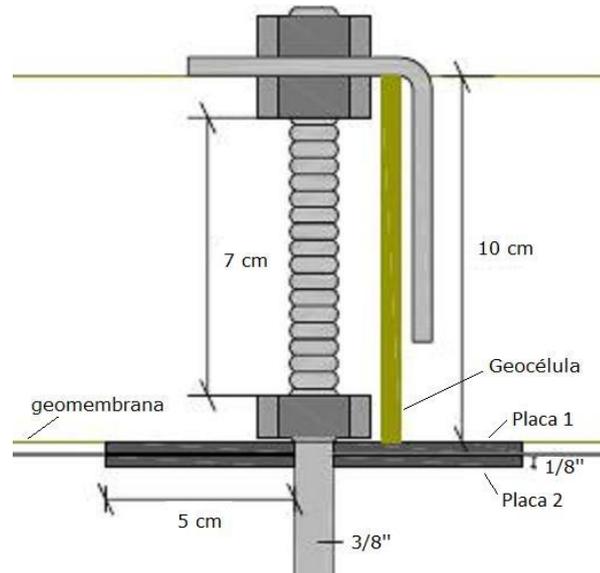


Figura 3.15 Detalhe do grampo para fixação da geocélula sobre a geomembrana.



(a)

(b)

Figura 3.16 Grampo de fixação do sistema geocélula/geomembrana instalado em um trecho experimental do morro. (a) Detalhe do grampo instalado e (b) distribuição de grampos ao longo da geocélula.

Devido ao furo na geomembrana para a instalação dos grampos, o sistema fica suscetível à percolação de líquido. Portanto, foi necessário realizar ensaios para medir a vazão através do furo em um sistema constituído pela geomembrana e o grampo.

3.3.1 ENSAIO DE PERCOLAÇÃO

Para este estudo desenvolveu-se um ensaio não normalizado, a fim de verificar a estanqueidade da geomembrana depois de sua instalação no terreno e furada pelo grampo de fixação da geocélula. A metodologia do ensaio consiste em calcular a vazão que ultrapassa o sistema quando este está submetido a uma carga hidráulica.

3.3.1.1 METODOLOGIA DE ENSAIO

O equipamento utilizado encontra-se no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília. Ele consiste basicamente em dois tubos cilíndricos vazados de acrílico fixados por parafusos entre os flanges (Figura 3.17).

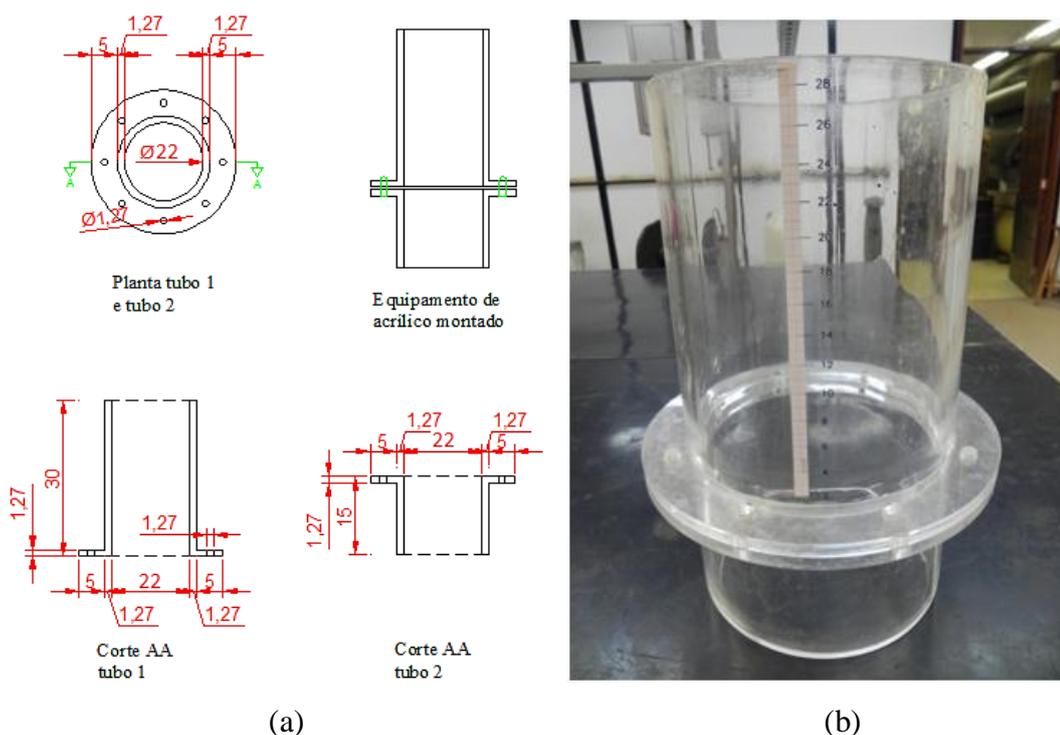


Figura 3.17 Equipamento utilizado no ensaio de percolação. (a) Esquema do equipamento e suas dimensões e (b) foto do equipamento.

A montagem do equipamento iniciou-se com a colocação de uma manta de geotêxtil sobre uma bandeja posicionada na base para que a água percolada seja absorvida pelo geotêxtil

abaixo. Também se adicionou uma camada de geotêxtil em volta da parede interna do tubo inferior para que a parede do tubo não se danificasse.

Colocou-se o tubo inferior sobre a bandeja, e então ele foi preenchido com brita para que a geomembrana acima não sofresse deformação (Figura 3.18). Para proteção de geomembrana ao puncionamento, apoiou-se uma manta de geotêxtil saturada com um furo na porção central, permitindo assim a passagem do grampo. O ideal seria realizar os ensaios com o material de RSU sob a geomembrana, porém, considerando que o material se encontra em Medellín e os ensaios foram feitos em Brasília, não haveria a possibilidade de transporte do mesmo.



Figura 3.18 Tubo inferior do equipamento preenchido com brita.

A geomembrana era apoiada sobre o flange. Para que a água não passasse entre o flange superior e a geomembrana, adicionou-se vaselina no contato entre eles.

O tubo superior foi fixado à geomembrana e ao tubo inferior por parafusos. Para garantir que não ocorresse a passagem de água entre o flange e a geomembrana, aplicou-se bentonita ao redor do tubo e da geomembrana como ilustra a Figura 3.19.

Após a vedação das bordas com bentonita, iniciou-se o ensaio enchendo o tubo superior com água até a marcação de 28 cm, valor que representa a carga hidráulica inicial sobre o sistema da geomembrana com o grampo. Em seguida, tampou-se a parte superior do tubo com filme de PVC para evitar a evaporação da água (Figura 3.20).

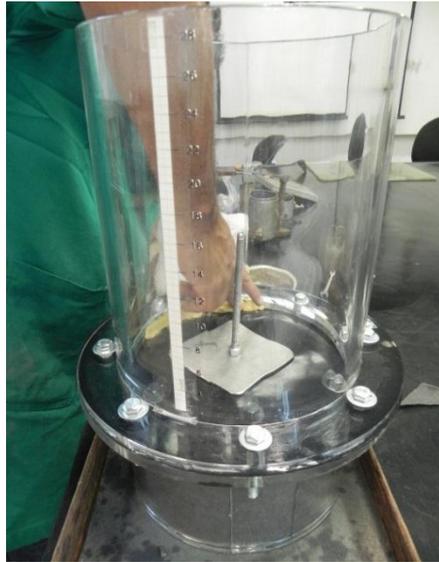


Figura 3.19 Aplicação da bentonita para evitar a percolação entre o flange e a geomembrana.



Figura 3.20 Ensaio de percolação em andamento.

Foram feitas três medições do nível de água ao longo de 24 horas para cada ensaio. Realizaram-se três ensaios para o sistema acima descrito, cada um com um tipo de geomembrana (PEAD lisa, PVC lisa e PEAD texturizada). Outros três ensaios foram realizados, porém com a colocação de epóxi entre a geomembrana e a placa superior, e entre a placa e o parafuso do grampo (Figura 3.21).



Figura 3.21 Epóxi aplicado entre o grampo e a geomembrana.

Para obtenção da vazão através do sistema, considerou-se o ensaio submetido à carga hidráulica constante, como mostra a Equação 3.5:

$$Q = \frac{\Delta V}{t} \quad (3.5)$$

Onde:

Q = vazão através do furo na geomembrana (m³/s);

ΔV = diferença entre o volume inicial e volume final (m³);

t = tempo total de duração do ensaio (s).

3.3.2 RESISTÊNCIA MECÂNICA DOS GRAMPOS

Em uma primeira aproximação para a solução do problema de estabilizar mecanicamente a geocélula sobre a geomembrana, foram construídos trechos experimentais em alguns setores do morro. Devido à inexistência de métodos de análise para este tipo de fixação com grampos, foram utilizadas recomendações dos fabricantes das geocélulas para definir o espaçamento entre os grampos no sistema instalado: um grampo a cada metro quadrado.

Com o propósito de avaliar adequadamente o desempenho mecânico do sistema de fixação e possivelmente diminuir a quantidade de grampos em futuras instalações, foram realizados ensaios de resistência *in situ* em grampos com a aplicação de cargas paralelas à superfície do terreno, como mostra o esquema da Figura 3.22 e a imagem da Figura 3.23. As cargas foram aplicadas por meio de um cabo fixado na cabeça do grampo, sendo esse cabo preso a um

sistema de roldanas que levavam a um tanque preenchido gradualmente por água. Este ensaio é não normalizado e foi realizado conforme definido conjuntamente com a equipe de engenharia responsável pelo projeto do morro em Medellín.

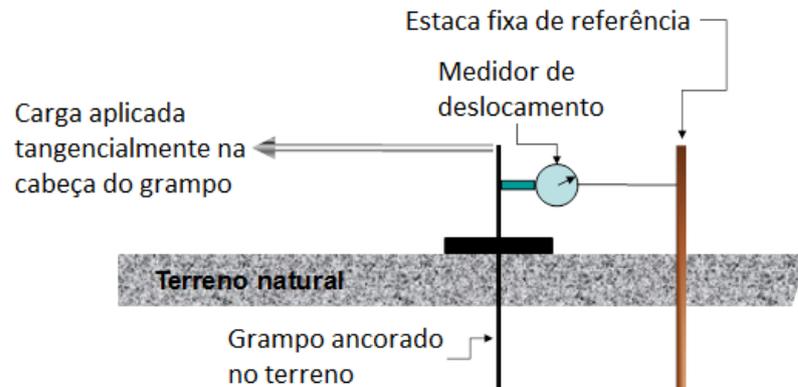


Figura 3.22 Esquema do ensaio de carga tangencial para os grampos de fixação da geocélula.



Figura 3.23 Detalhe da instalação do ensaio de carga tangencial em um grampo.

A carga foi aplicada até que o grampo rompesse sobre o solo, apresentando uma deformação excessiva. A Figura 3.24 mostra o grampo deformado após o ensaio.

Para efeitos práticos, foi considerada unicamente a força necessária para produzir um deslocamento da cabeça do grampo de aproximadamente 10% de sua altura livre sobre o terreno. Foram realizados dois ensaios, onde a força máxima considerada foi a média entre os dois valores encontrados.

O esquema da Figura 3.25 ilustra os diagramas de empuxo passivo e suas forças de reações envolvidas na análise do desempenho mecânico do grampo fixado, considerando que ocorre

uma rotação no ponto O. Tais diagramas foram obtidos por análise numérica com o uso do programa computacional PLAXIS, sendo o empuxo ativo na horizontal considerado desprezível, devido ao seu baixo efeito.



Figura 3.24 Imagem do grampo deformado após a realização do ensaio.

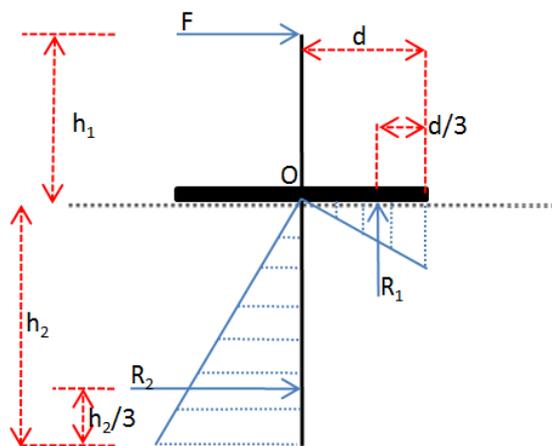


Figura 3.25 Diagrama de forças atuantes no grampo durante o ensaio de carga, considerando os empuxos passivos decorrentes de uma rotação no ponto O.

Foi possível calcular a força teórica necessária para produzir o rompimento do sistema mediante o uso da Equação 3.6 encontrada pelo equilíbrio de momentos ao redor do ponto O:

$$F_{teórico} = \frac{2}{3h_1} (R_1d + R_2h_2) \quad (3.6)$$

As dimensões h_1 , h_2 e d foram determinadas pela equipe de engenharia do Morro de Morávia, adotando um critério qualitativo e tentando manter-se dentro da segurança, sendo seus valores 10, 60 e 5 cm, respectivamente. É importante ressaltar que esta análise foi feita somente considerando o uso da geocélula de 10 cm de altura, que foi a altura utilizada no campo experimental ou trecho piloto instalado na encosta oeste do morro. Além disso, alturas diferentes de geocélulas implicam em diferentes dimensões de grampos, ou seja, diferentes dimensões de h_1 , h_2 e d .

Apenas os valores das reações R_1 e R_2 eram desconhecidos. R_1 foi calculado por meio da teoria da capacidade de carga desenvolvida por Terzaghi (1943) com acréscimo de fatores de forma, (ζ_c , ζ_q e ζ_y), por De Beer (1967). Os fatores de capacidade de carga (N_c , N_q e N_y) utilizados foram propostos por Vesic (1975). Mesmo com uma distribuição de carga triangular, assumiu-se por simplicidade uma distribuição retangular com força equivalente igual a R_1 aplicada em $2d/3$ devido à excentricidade. Assim, calculou-se R_1 através da Equação 3.7:

$$R_1 = \frac{2}{3}d(c_r N_c \zeta_c + \frac{1}{3}\gamma_{nat} d N_y \zeta_y) \quad (3.7)$$

Onde:

c_r = coesão dos resíduos sólidos (kPa);

d = metade da largura da placa (m);

γ_{nat} = peso unitário natural do resíduo sólido (kN/m³).

A reação R_2 foi calculada pela teoria clássica do empuxo de terra de Rankine (1857) pela Equação 3.8:

$$R_2 = \frac{1}{2} \tan(45^\circ + \frac{\phi_r}{2}) \gamma_{nat} h_2^2 \quad (3.8)$$

Onde:

ϕ_r = ângulo de atrito do resíduo sólido (°).

3.3.3 ESPAÇAMENTO ENTRE OS GRAMPOS

Após determinar a resistência mecânica do grampo para o sistema de cobertura proposto e obter as inclinações dos taludes da reconformação topográfica, é possível calcular o espaçamento máximo necessário entre os grampos que garante a fixação desse sistema. A Figura 3.26 apresenta o esquema de um trecho fixado com o grampo.

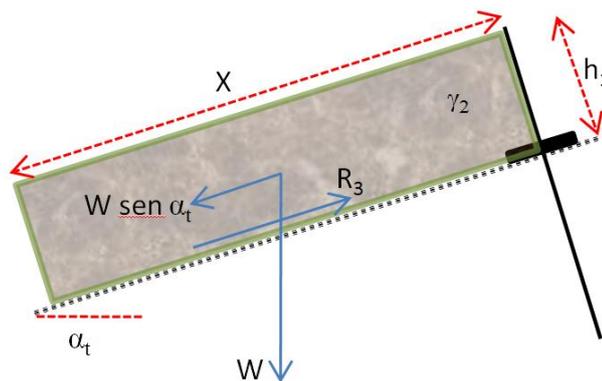


Figura 3.26 Esquema representativo de um trecho fixado com grampo.

Com o equilíbrio limite, observa-se que a força de resistência tangencial do grampo depende da diferença entre a componente tangencial do peso e a reação R_3 , dada pela Equação 3.9:

$$F_{real} = W \sen \alpha_t - R_3 = Xh_1\gamma_2 \sen \alpha_t - X\tau_3 \quad (3.9)$$

Onde:

F_{real} = força resistente do grampo, menor entre a teórica e a experimental (kN/m);

W = peso da camada de solo sobre a geomembrana (kN/m);

α_t = ângulo de inclinação de projeto do talude;

R_3 = força cisalhante da interação solo/geomembrana para o peso da camada de solo confinado (kN/m).

Resolvendo para X (espaçamento entre os grampos) e considerando um fator de redução de 0,7 para a força resistente nos grampos, obtém-se a Equação 3.10:

$$X = \frac{0,7F_{real}}{h_1\gamma_2 \text{ sen } \alpha_t - \tau_3} \quad (3.10)$$

Não há um critério estabelecido para este fator de redução, ou pelo menos não para este tipo de aplicações. Assim, busca-se somente manter o sistema dentro da segurança, considerando apenas 70% da resistência teórica. O valor de τ_3 é obtido pela envoltória de ruptura de cada interação encontrada nos ensaios de plano inclinado (τ_{rup}), considerando somente o peso próprio do solo como tensão confinante. Portanto, sabe-se que para cada tipo de geomembrana utilizada existe um espaçamento máximo diferenciado.

A equação do espaçamento X entre os grampos será considerada como a equação da área de influência A para os espaçamentos S_1 e S_2 (Figura 3.27). Esta consideração se deve ao fato de que nos cálculos o espaçamento lateral S_1 está sempre implícito como 1 m, porém também pode variar.

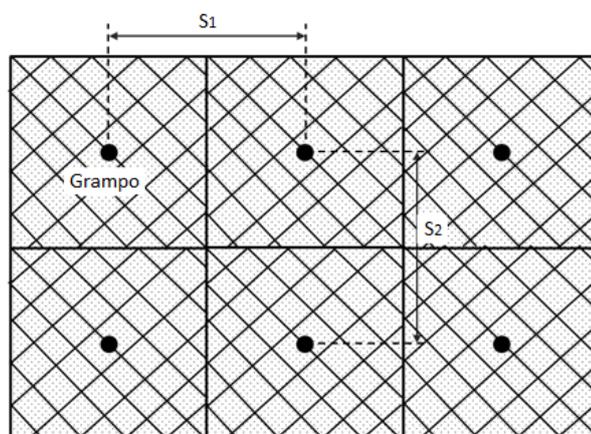


Figura 3.27 Área de influência de um grampo fixado. Esquema de distribuição. S_1 : espaçamento na direção horizontal. S_2 : espaçamento na direção vertical.

É importante lembrar que existe também o critério de espaçamento máximo para o levantamento da geocélula, caso ocorra um alto fluxo superficial de água entre a interface geocélula/geomembrana, a fim de evitar o carreamento do solo sob a mesma. Para definir o espaçamento máximo entre os grampos utiliza-se o menor espaçamento encontrado entre esses dois critérios, garantindo a eficiência do sistema de fixação. Entretanto, para este estudo será realizado somente o critério descrito anteriormente, que garante suportar o peso da camada de solo mais geocélula.

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo primeiramente serão apresentados os resultados das análises probabilísticas de estabilidade dos perfis do Morro de Morávia, com uma sugestão de sua possível reconformação topográfica (quando esta for necessária, ou seja, quando houver valores de FS baixos), além de análises de risco social para os taludes classificados como de baixa confiabilidade.

Logo após serão mostrados os resultados obtidos com o ensaio de plano inclinado para as variadas interfaces, apresentando uma comparação entre as geomembranas (de PEAD lisa, PVC lisa e PEAD texturizada) e os diferentes confinamentos utilizados.

Também serão apresentados os resultados e as análises sobre a utilização de grampos para fixação da geocélula sobre a geomembrana, a fim de verificar a melhor forma de sua utilização.

Além das análises citadas acima, foi possível observar os trechos experimentais realizados no morro com a instalação de coberturas com geocélula e geomembrana. Com o conjunto de informações gerado, pode-se sugerir uma forma de implantação do sistema de cobertura no Morro de Morávia.

4.1 ANÁLISE DOS PERFIS DO MORRO

Para realizar as análises probabilísticas de estabilidade dos perfis foram utilizados os valores médios e desvios padrão apresentados na Tabela 4.1. Conforme citado anteriormente, os valores de γ_{nat} e γ_{sat} foram obtidos por Londono (2011).

Tabela 4.1 Média e desvio padrão das propriedades geotécnicas utilizadas.

	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c_r (kPa)	$\text{tg}\phi_r$
Média	14,0	16,0	21,32	0,54
Desvio padrão	1,4	1,4	12,51	0,091

Os parâmetros geotécnicos de resistência médios, c_r e ϕ_r , calculados por meio de todos os valores da Tabela 2.2, foram 21 kPa e 28° , respectivamente. Observa-se na Figura 2.8 que esses valores encontram-se na faixa recomendada de parâmetros de resistência dos RSU, estando bem próximos da região de parâmetros recomendados para projetos e dentro da região de resultados de laboratório.

O resultado do fator de segurança médio encontrado para cada perfil está apresentado na Tabela 4.2, sendo mostrado ainda seu respectivo resultado da análise probabilística (probabilidade de ruptura, índice de confiabilidade e nível de confiabilidade). É importante lembrar que cada valor encontrado de confiabilidade se refere a confiabilidade do talude analisado (Equação 2.4), e não dos resultados obtidos. No Apêndice A encontram-se os perfis naturais e suas respectivas superfícies críticas com o fator de segurança médio.

Tabela 4.2 Resultado das análises de estabilidade dos perfis do trecho oriental do morro.

Perfil	FS médio	P[R] (%)	β	Confiabilidade
1	1,4	36	0,3	Baixa
2	1,8	27	0,6	Baixa
3	1,6	34	0,4	Baixa
4	1,7	32	0,5	Baixa
5	1,7	21	0,8	Média
6	1,9	21	0,8	Média
7	3,0	11	1,2	Alta
8	5,5	8	1,4	Alta
9	1,3	38	0,3	Baixa
10	1,8	27	0,6	Baixa
11	1,6	14	1,1	Média
12	1,4	21	0,8	Média
13	1,4	17	1,0	Média
14	1,3	22	0,8	Média
15	1,4	16	1,0	Média
16	1,5	15	1,0	Média
17	1,5	14	1,1	Média
18	1,4	20	0,8	Média
19	1,4	17	1,0	Média
20	1,4	18	0,9	Média
21	1,4	18	0,9	Média
22	1,7	11	1,2	Alta
23	1,5	20	0,8	Média
24	2,0	13	1,1	Média
25	1,6	18	0,9	Média
26	2,0	15	1,0	Média
27	2,2	17	0,9	Média
28 B	2,3	19	0,9	Média
28 A	2,5	12	1,2	Alta
29 B	2,5	15	1,0	Média
29 A	2,8	13	1,1	Média
30 B	2,9	12	1,2	Alta
30 A	3,1	13	1,1	Média
31	2,0	19	0,9	Média
32	2,1	17	1,0	Média
33	2,4	14	1,1	média
34	3,0	3	1,9	Alta
35	2,2	6	1,5	Alta
36	1,4	25	0,7	Baixa
37	1,7	16	1,0	Média

Para os perfis de confiabilidade baixa ($\beta < 0,8$) realizaram-se novas análises considerando modificações mínimas nas geometrias de seus taludes (por meio de cortes), diminuindo a inclinação dos locais menos estáveis. O critério adotado para o retaludamento foi diminuir as inclinações dos taludes acima de 45° por meio de pequenos volumes de corte até que fossem obtidos índices de confiabilidades aceitáveis. Estas modificações também estão apresentadas no Apêndice A. Na Tabela 4.3 encontram-se os novos resultados obtidos para as seções onde foram necessárias mudanças na inclinação dos taludes.

Tabela 4.3 Resultados das análises de estabilidade dos perfis de baixa confiabilidade.

Perfil	FS médio	P[R] (%)	β	confiabilidade
1	1,8	11	1,2	Alta
2	2,3	18	0,9	Média
3	2,2	20	0,8	Média
4	1,9	14	1,0	Média
9	1,3	38	0,3	Baixa
10	2,2	12	1,2	Média
36	1,4	25	0,7	Baixa

A Figura 4.1 mostra o resultado da análise de estabilidade do perfil 1 com seu talude natural, ressaltando as superfícies de ruptura com fator de segurança abaixo de 1,5. A Figura 4.2 mostra o resultado com modificações na geometria. No Apêndice A encontram-se os resultados obtidos para todos os outros perfis analisados.

Os Perfis 9 e 36 não responderam favoravelmente à modificação de suas geometrias, mantendo seus níveis de confiabilidade em valores baixos. Foram realizadas várias tentativas de cortes na geometria destes taludes, porém as mudanças que forneciam valores de FS confiáveis eram inviáveis devido ao grande volume de corte necessário. Portanto, optou-se por manter suas geometrias naturais. Isto significa que nestas áreas é possível que ocorram deslizamentos dos taludes e conseqüentemente as pessoas da região podem ser afetadas. Uma solução para o problema seria a demarcação de corredores seguros com a evacuação de moradores próximos ao local, juntamente com a construção de estruturas de contenção frente aos perfis de baixa confiabilidade.

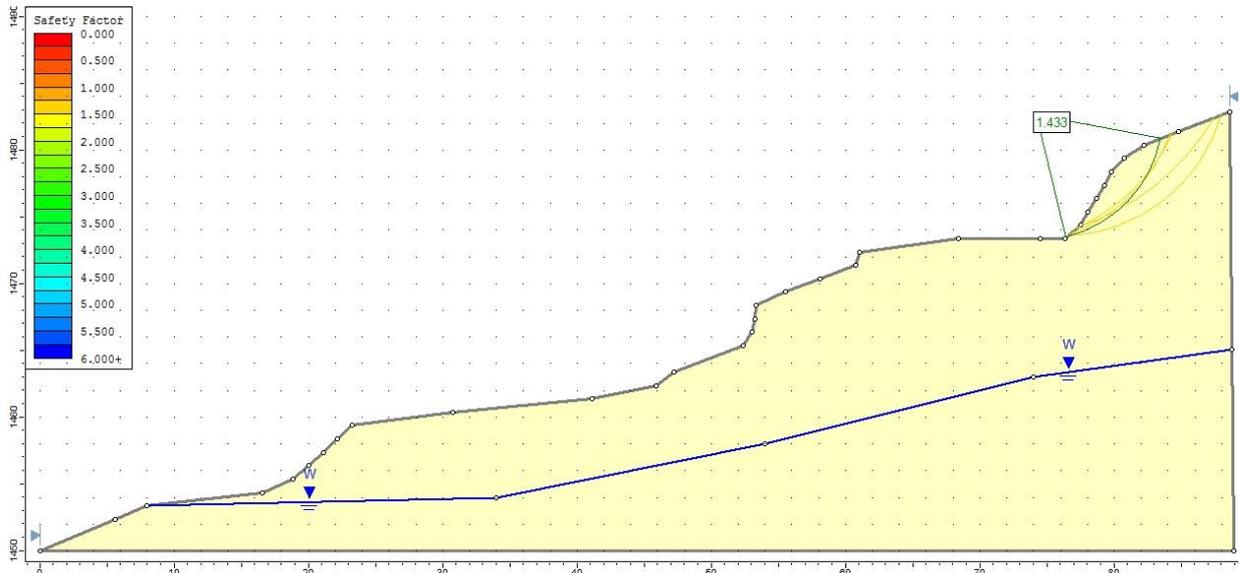


Figura 4.1 Análise de estabilidade do Perfil 1 com seu talude natural. FS=1,4.

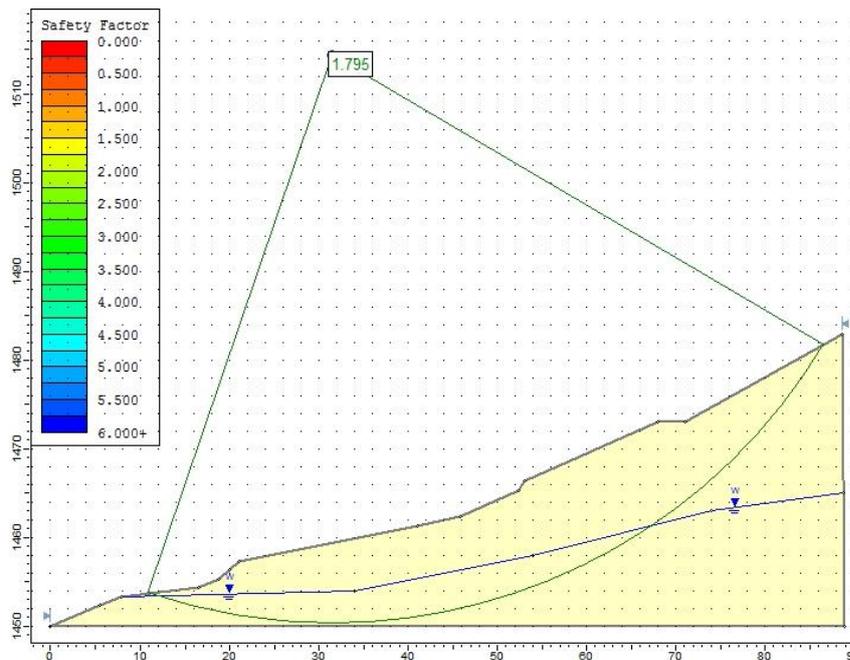


Figura 4.2 Análise de estabilidade do Perfil 1 com a geometria de seu talude modificada.
FS=1,8.

Observaram-se com as análises probabilísticas, que a coesão foi a variável individual de maior influência na variação do FS para todos os perfis. A média das variáveis está apresentada na Figura 4.3, com uma representação gráfica das porcentagens de influência das variâncias de cada parâmetro, com relação à variância total do fator de segurança. Esta

distribuição é muito similar a todos os perfis, onde a influência da coesão se mostra mais acentuada, sempre acima de 60%.

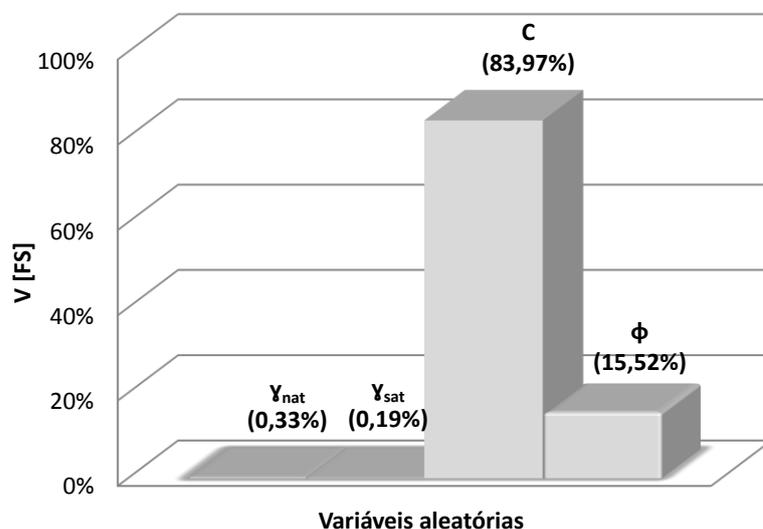


Figura 4.3 Diagrama da influência das variáveis aleatórias em relação a variação do FS.

4.1.1 RISCO SOCIAL DOS TALUDES

Para a análise do risco social dos taludes do Morro de Morávia, optou-se por avaliar principalmente os taludes 1, 2, 3, 4, 9, 10 e 36 antes (i) e depois (f) de suas pequenas modificações na geometria.

Para calcular o risco social, foram utilizadas a Equação 3.1 até a Equação 3.4. Sabe-se que para tanto é necessário conhecer a ameaça (probabilidade de ruptura de um talude) e a vulnerabilidade das pessoas que possam ser afetadas. A ameaça é conhecida devido às análises probabilísticas realizadas no ítem anterior. O número de moradores nas casas ameaçadas foi calculado considerando que em cada casa moram 2 famílias, e cada família possui 5 pessoas, ou seja, 10 moradores por casa (Carvajal, 2012). Para definir o número de casas ameaçadas por um talude, foi verificado em uma planta baixa quantas casas se apresentavam próximas ao mesmo.

O índice de vulnerabilidade das pessoas foi calculado em função dos índices de fragilidade de tipo e estado de manutenção da estrutura. Estes valores de acordo com as tabelas de Uzielli *et al.* (2008) são respectivamente 0,9 (tipo de estrutura leve com resistência muito baixa) e 0,4

(estado de manutenção da estrutura baixo). Assim, o valor da fragilidade das estruturas encontrado foi de 0,94 e, conseqüentemente, o valor do índice de vulnerabilidade das pessoas foi de 0,82, multiplicado pela intensidade dos deslizamentos. Esta intensidade, que varia de 0 a 1, foi determinada em função do tamanho e da posição que se encontra a provável superfície de ruptura de um talude.

A Tabela 4.4 mostra os critérios e valores adotados de intensidade de deslizamento. A posição do talude, (alta, média ou baixa) foi definida tendo em vista a altura da massa instável em relação à base da encosta. O tamanho (grande, médio ou pequeno) está relacionado à área da massa de provável ruptura, comparado com a dimensão da seção total do talude analisado. É importante citar que podem ocorrer também rupturas progressivas, que não foram consideradas neste presente estudo. Como exemplo, pode-se observar que na Figura 4.1 do perfil 1 a massa de provável ruptura está em uma posição alta e possui um tamanho pequeno. Já para o perfil 1 modificado (Figura 4.2), a massa está em uma posição baixa, próxima ao pé do talude, com um grande tamanho.

Tabela 4.4 Valores adotados de intensidade dos deslizamentos em função do tamanho e da posição da provável superfície de ruptura de um perfil.

POSICÃO TAMANHO	Alta	Média	Baixa
Grande	0,6	0,8	1,0
Médio	0,4	0,5	0,8
Pequeno	0,1	0,3	0,4

A Tabela 4.5 mostra os valores utilizados para os cálculos de risco social para os taludes inicialmente de baixa confiabilidade.

É importante ressaltar que a modificação da geometria reduziu um pouco a probabilidade de ruptura, entretanto o risco social aumentou em alguns casos. Ao observar os dados do perfil 1 nota-se que a probabilidade de ruptura que inicialmente era de 36%, passou para 11% ao realizar cortes na geometria. Porém, o risco social que antes era de 2 pessoas, aumentou para 5 pessoas. Neste caso, a superfície de ruptura anterior oferecia uma intensidade de deslizamento baixa (0,1) e a nova superfície passou para uma intensidade de deslizamento alta (1,0).

Tabela 4.5 Análise de risco social para os perfis 1, 2, 3, 4, 9, 10 e 36, de baixa confiabilidade.

ANÁLISE DE RISCO SOCIAL PARA TALUDES INICIALMENTE DE BAIXA CONFIABILIDADE							
Perfil	1	2	3	4	9	10	36
Número de casas afetadas	5	6	6	6	4	4	4
Quantidade de moradores	50	60	60	60	40	40	40
Ameaça_i (A_i)	0,36	0,27	0,34	0,32	0,38	0,27	0,25
Ameaça_f (A_f)	0,11	0,18	0,20	0,14	-	0,12	-
Vulnerabilidade_i (V)	4,10	4,92	14,77	19,69	13,13	3,28	26,25
Vulnerabilidade_f (V)	41,02	4,92	4,92	19,69	-	13,13	-
Intensidade_i do deslizamento	0,1	0,1	0,3	0,4	0,4	0,1	0,8
Intensidade_f do deslizamento	1,0	0,1	0,1	0,4	-	0,4	-
Risco_i	2	2	6	7	5	1	7
Risco_f	5	1	1	3	-	2	-

Assim, conclui-se que mesmo diminuindo a ameaça, nem sempre o risco diminui. Mais importante que a probabilidade de ruptura, deve-se verificar o tamanho e a posição da provável superfície, a fim de avaliar corretamente o risco social associado ao perfil. Para o perfil 10 foi verificada esta mesma situação do perfil 1, assim, recomenda-se a não modificação destes taludes, apenas uma suavização dos mesmos.

Na Figura 4.4, proposta por Restrepo (2011) a partir da análise de risco social de 120 projetos habitacionais em Medellín, pode-se verificar que os taludes analisados, tanto na situação antes da modificação na geometria como depois, apresentam-se dentro da área inaceitável para a cidade.

Para os taludes restantes, onde não foram recomendadas modificações geométricas, as análises de risco social se encontram na Tabela 4.6 e Figura 4.5. Nestes casos, pode-se observar que quase todos os perfis se encontram também na área inaceitável. O número de casas prováveis afetadas por cada talude foi considerado igual a 4, acontecendo o mesmo para o número de moradores, sendo esse valor igual a 40.

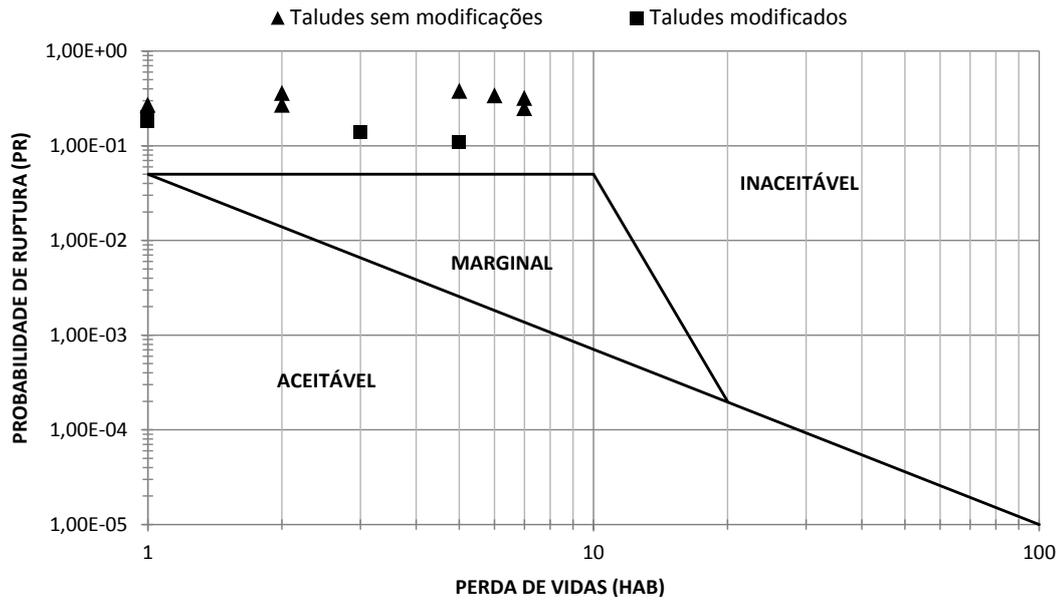


Figura 4.4 Risco social tolerável para a cidade de Medellín - Colômbia, associado aos taludes analisados de baixa confiabilidade (Modificado – Restrepo, 2011).

Tabela 4.6 Análise de risco social para os perfis que não foram recomendadas as modificações geométricas.

ANÁLISE DE RISCO SOCIAL							
Perfil	5	6	7	8	11	12	13
Ameaça (A)	0,21	0,21	0,11	0,08	0,14	0,21	0,17
Vulnerabilidade (V)	26,25	26,25	26,25	26,25	32,81	32,81	32,81
Intensidade do deslizamento	0,8	0,8	0,8	0,8	1,0	1,0	1,0
Risco	6	6	3	3	5	7	6
Perfil	14	15	16	17	18	19	20
Ameaça (A)	0,22	0,16	0,15	0,14	0,20	0,17	0,18
Vulnerabilidade (V)	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81	32,81
Intensidade do deslizamento	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Risco	8	6	5	5	7	6	6
Perfil	21	22	23	24	25	26	27
Ameaça (A)	0,18	0,11	0,20	0,13	0,18	0,15	0,17
Vulnerabilidade (V)	32,81	26,25	32,81	32,81	32,81	32,81	26,25
Intensidade do deslizamento	1,0	0,8	1,0	1,0	1,0	1,0	0,8
Risco	6	3	7	5	6	5	5
Perfil	28 A	28 B	29 A	29 B	30 A	30 B	31
Ameaça (A)	0,12	0,19	0,13	0,15	0,13	0,12	0,19
Vulnerabilidade (V)	16,41	16,41	16,41	26,25	16,41	26,25	16,41

ANÁLISE DE RISCO SOCIAL							
Intensidade do deslizamento	0,5	0,5	0,5	0,8	0,5	0,8	0,5
Risco	2	4	3	4	3	4	4
Perfil							
	32	33	34	35	37		
Ameaça (A)	0,17	0,14	0,03	0,06	0,16		
Vulnerabilidade (V)	13,13	13,13	26,25	32,81	26,25		
Intensidade do deslizamento	0,4	0,4	0,8	1,0	0,8		
Risco	3	2	1	2	5		

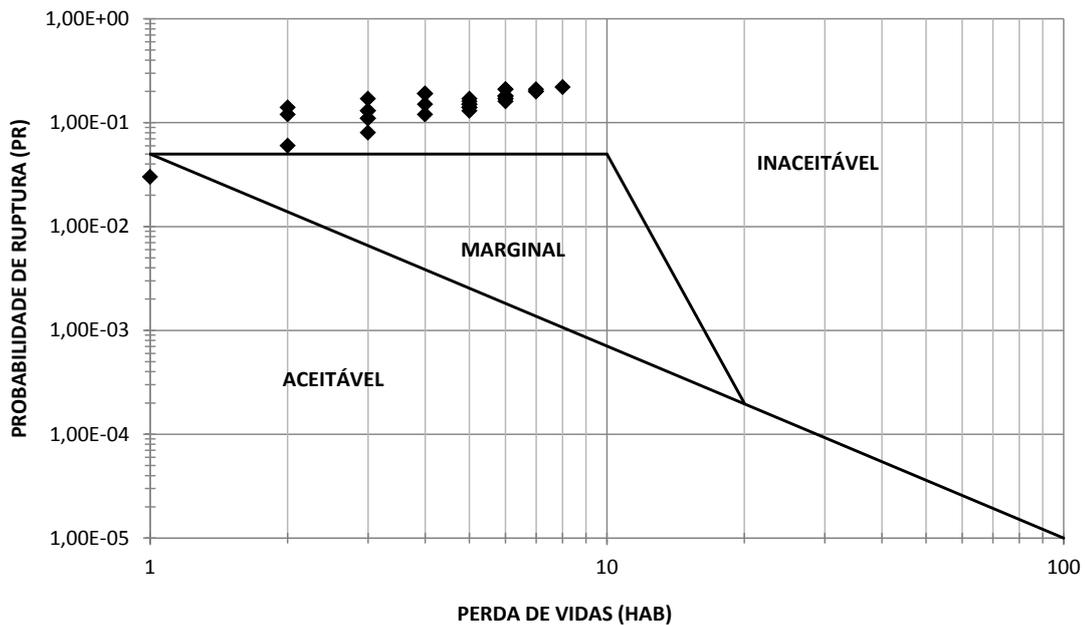


Figura 4.5 Risco social tolerável para a cidade de Medellín - Colômbia, associado aos taludes que não foram recomendadas as modificações geométricas (Modificado – Restrepo, 2011).

Para os perfis se tornarem aceitáveis é necessário reduzir a vulnerabilidade. Esta observação se deve ao fato de que reduzir a probabilidade de ruptura nem sempre é uma solução benéfica em relação ao risco social. Além disso, não é recomendável a remoção de solo contaminado devido às limitações ambientais e existe grande dificuldade de execução de obras de contenção nas encostas constituídas exclusivamente por lixo. Poderia ser recomendada a construção de estruturas de contenção na base das encostas, porém as mesmas deveriam ser calculadas para conter a quantidade total dos fluxos de lixo decorrentes dos escorregamentos potenciais, sendo alguns de grande volume. Portanto, a melhor solução nesse caso seria a retirada e realocação dos moradores ameaçados do local. O ideal é que o critério de relocação seja atrelado ao risco social calculado para cada perfil, com prioridade para os moradores que

se encontram nas áreas de maiores riscos. A Tabela 4.7 mostra em ordem decrescente a prioridade de remoção dos moradores, relacionada ao risco social de cada perfil.

Tabela 4.7 Ordem decrescente de prioridade para a remoção dos moradores, relacionada ao risco social de cada perfil.

PERFIL	RISCO	PERFIL	RISCO	PERFIL	RISCO	
14	8	9	5	4	3	
36	7	11				
12		16				
18		17				
23		24				
5	6	26		4		29 A
6		27				30 A
13		37	32			
15		28 B	1			
19		29 B	28 A			
20		30 B	33			
21		31	35			
25				2		
			3	1		
			10			
			34			

4.1.2 INCLINAÇÕES DO TERRENO DO MORRO

O mapa da Figura 4.6 representa em planta as inclinações do terreno natural do Morro de Morávia. Apresentam-se também as projeções dos perfis de baixa confiabilidade (perfis 1, 2, 3, 4, 9, 10 e 36). Este mapa foi realizado com a planta topográfica existente por meio de um modelo numérico do terreno desenvolvido no programa SPRING 5.2.1.

Ao longo das projeções dos perfis 2, 3 e 4 apresentadas na Figura 4.6, observam-se regiões com inclinações superiores à 45°. A reconformação topográfica ocorre com a suavização destes taludes por meio de cortes, conforme estão apresentados no Apêndice A, com o propósito de melhorar suas condições de estabilidade. Não foi realizado um mapa de reconformação, pois este teria pequenas modificações quando comparado ao mapa de terreno natural. Os perfis 1, 9, 10 e 36 mantiveram suas geometrias naturais, como já dito anteriormente.

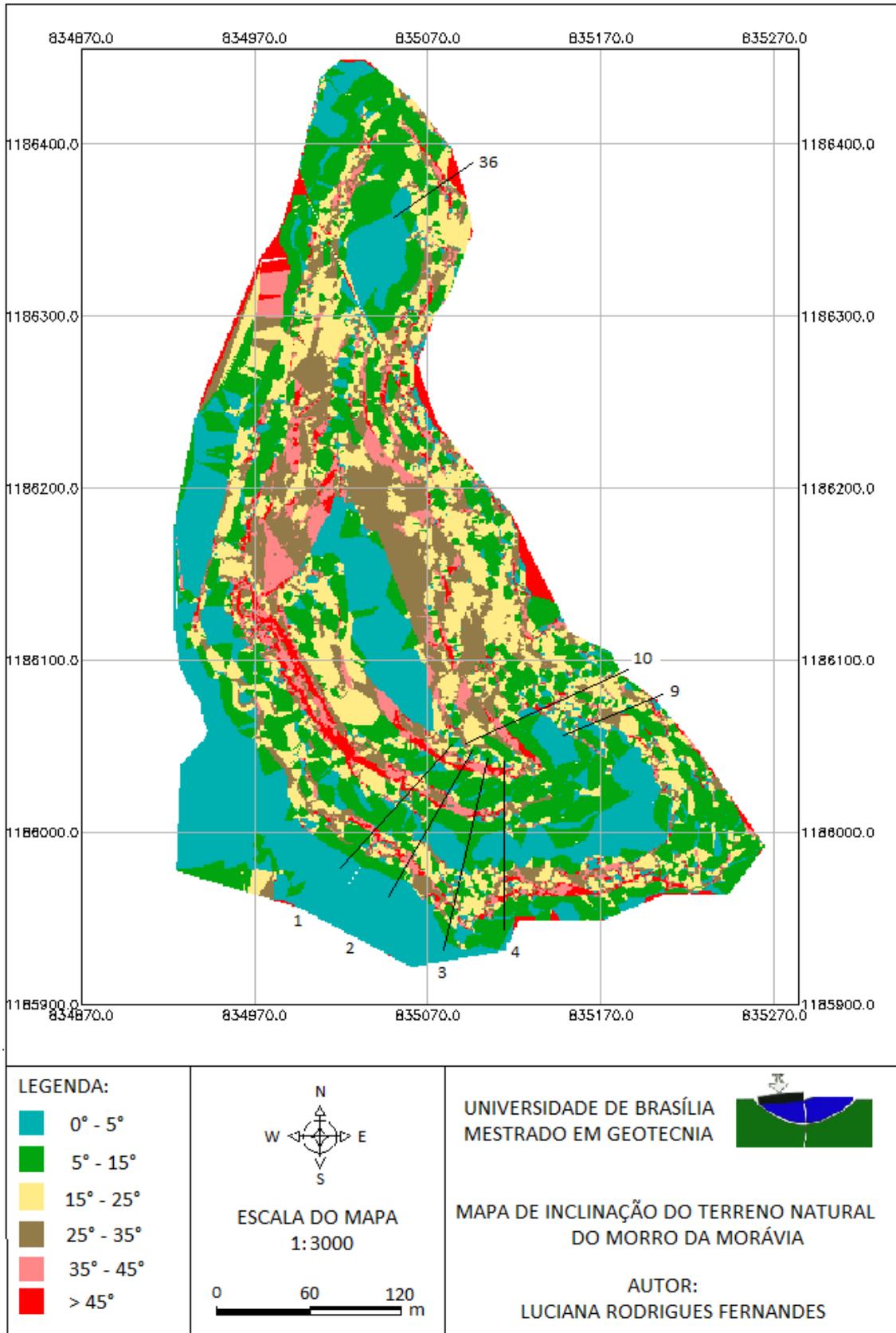


Figura 4.6 Mapa de inclinação do terreno natural do Morro de Morávia com traçados dos perfis de baixa confiabilidade.

4.2 ANÁLISE DOS ENSAIOS DE PLANO INCLINADO

Para esses ensaios, as geomembranas utilizadas apresentarão as seguintes abreviações: GM PEAD L (geomembrana de PEAD lisa), GM PVC L (geomembrana de PVC lisa) e GM PEAD TEXT (geomembrana de PEAD texturizada).

As abreviações para o confinamento do solo serão: SOLO (sem o uso de geocélula); SOLO GL5, SOLO GL10 e SOLO GL15 (solo e geocélula com altura de 5, 10 e 15 cm, respectivamente); e SOLO GL5R, SOLO GL10R e SOLO GL15R (solo e geocélula com retalhos).

As tabelas apresentam valores de tensão normal inicial (σ_i) quando a rampa está na horizontal, tensão normal na ruptura (σ_{rup}), tensão cisalhante na ruptura (τ_{rup}), ângulo da rampa na ruptura (α_{rup}) e ângulo de atrito da interface (ϕ_{sg}). O ângulo da rampa correspondente a ruptura é representado nos gráficos pelo penúltimo ponto, com a borda do marcador realçada.

Os valores obtidos da adesão das interfaces (a_{sg}) foram todos praticamente nulos (máximo valor encontrado de 0,3 kPa), podendo ser observados nas envoltórias de ruptura das interfaces e em suas respectivas equações. Os parâmetros de resistência do solo orgânico obtidos nos ensaios de cisalhamento direto convencional foram 28° para o ângulo de atrito e zero para a coesão. Isto comprova a inexistência da adesão para as interface ensaiadas, como já era esperado. A Figura 4.7 apresenta a envoltória de ruptura do solo e a Figura 4.8 mostra a curva tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal.

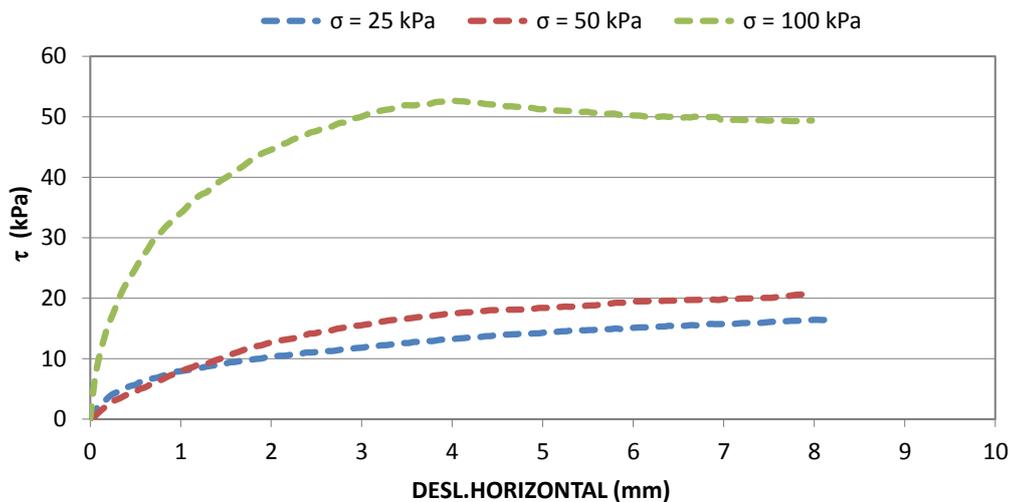


Figura 4.7 Curva de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal para o solo orgânico

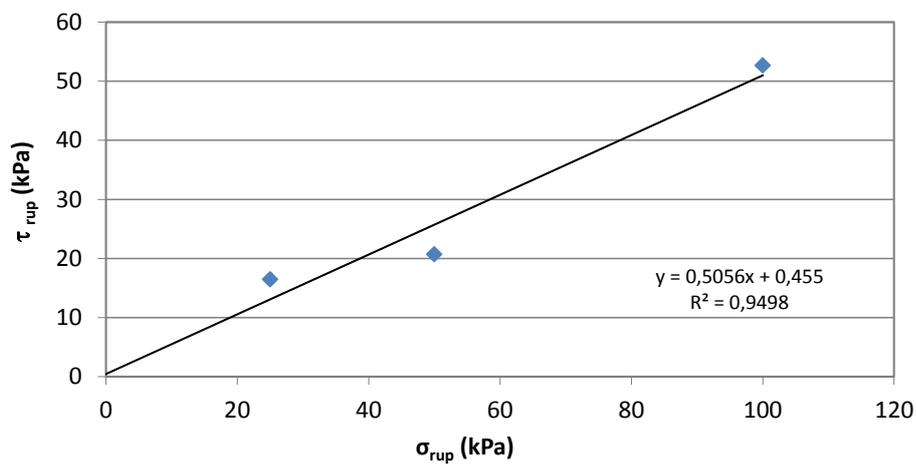


Figura 4.8 Envoltória de ruptura para o solo orgânico. $\phi = 28^\circ$ e $c = 0$.

4.2.1 INTERFACES SOLO/GEOMEMBRANA

Nessa primeira etapa serão analisadas as interfaces sem geocélulas, quais sejam: SOLO/GM PEAD L, SOLO/GM PVC L e SOLO/GM PEAD TEXT. A camada de solo possui uma altura de 5 cm.

A Tabela 4.8 mostra um resumo dos resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO/GM PEAD L. Na Figura 4.9 é apresentada a evolução dos deslocamentos à medida que a rampa é inclinada e na Figura 4.10 observa-se a envoltória de ruptura da interface.

Tabela 4.8 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO/GM PEAD L.

Interface	σ_i (kPa)	σ_{rup} (kPa)	τ_{rup} (kPa)	α_{rup} (°)	ϕ_{sg} (°)
SOLO/GM PEAD L	1,29	1,18	0,52	24	20
	3,21	2,96	1,25	23	
	5,13	4,79	1,84	21	

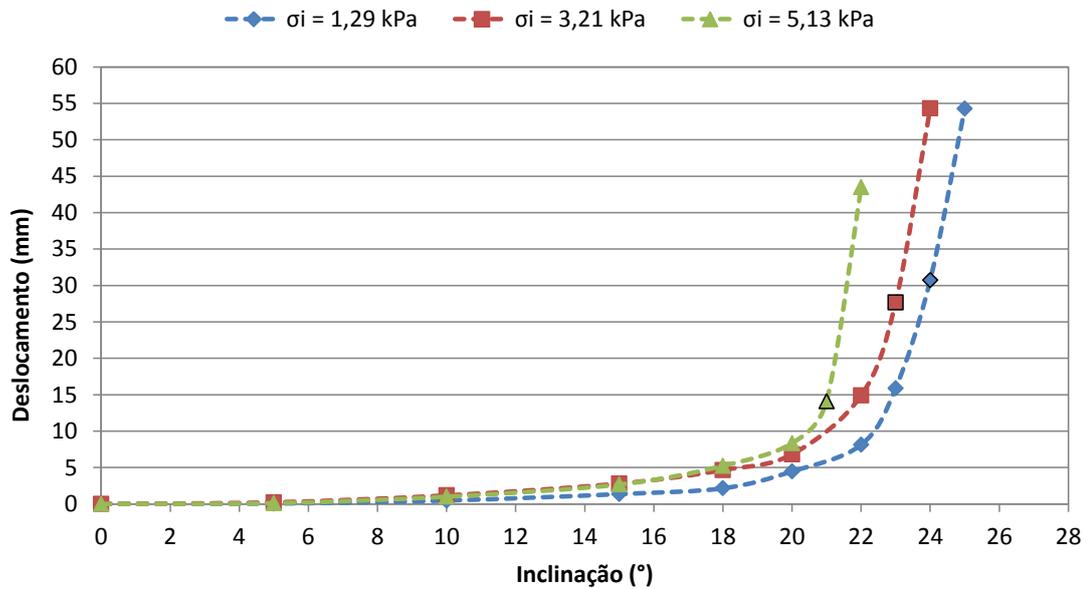


Figura 4.9 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO/GM PEAD L.

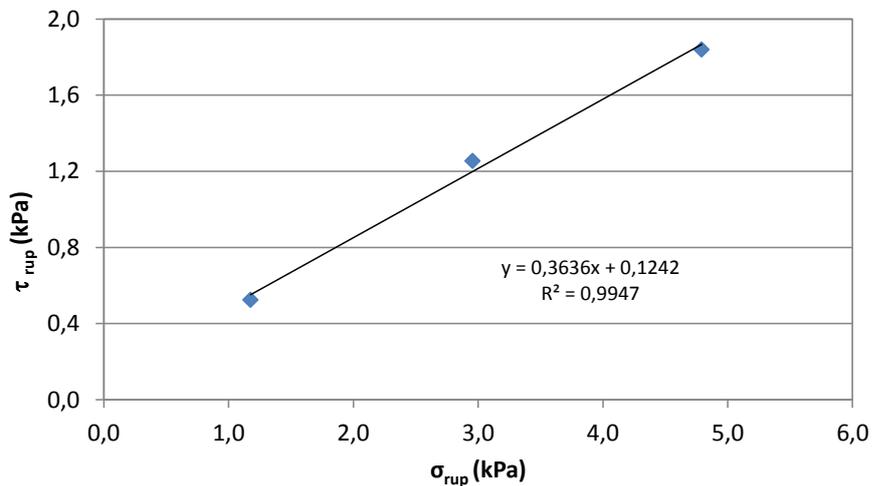


Figura 4.10 Envoltória de ruptura da interface SOLO/GM PEAD L.

Pode-se observar que, os deslocamentos horizontais ocorrem antes da ruptura e iniciam-se aproximadamente a partir da inclinação de 5°. Observa-se ainda que as três curvas, com diferentes tensões normais aplicadas, tendem a se afastar com o aumento da inclinação da

rampa, ou seja, os deslocamentos horizontais aumentam em maiores proporções para maiores tensões normais. Verificou-se também que, quanto maior o valor da tensão normal aplicada, menor o ângulo da rampa na ruptura. Para esse caso o ângulo de atrito da interface obtido foi de 20°.

Um resumo dos resultados dos ensaios da interface SOLO/GM PVC L está apresentado na Tabela 4.9. A Figura 4.11 e Figura 4.12 mostram a evolução de deslocamentos e envoltória de ruptura para esta interface, respectivamente.

Tabela 4.9 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO/GM PVC L

Interface	σ_i (kPa)	σ_{rup} (kPa)	τ_{rup} (kPa)	α_{rup} (°)	ϕ_{sg} (°)
SOLO/GM PVC L	1,29	1,17	0,54	25	24
	3,21	2,93	1,31	24	
	5,13	4,69	2,09	24	

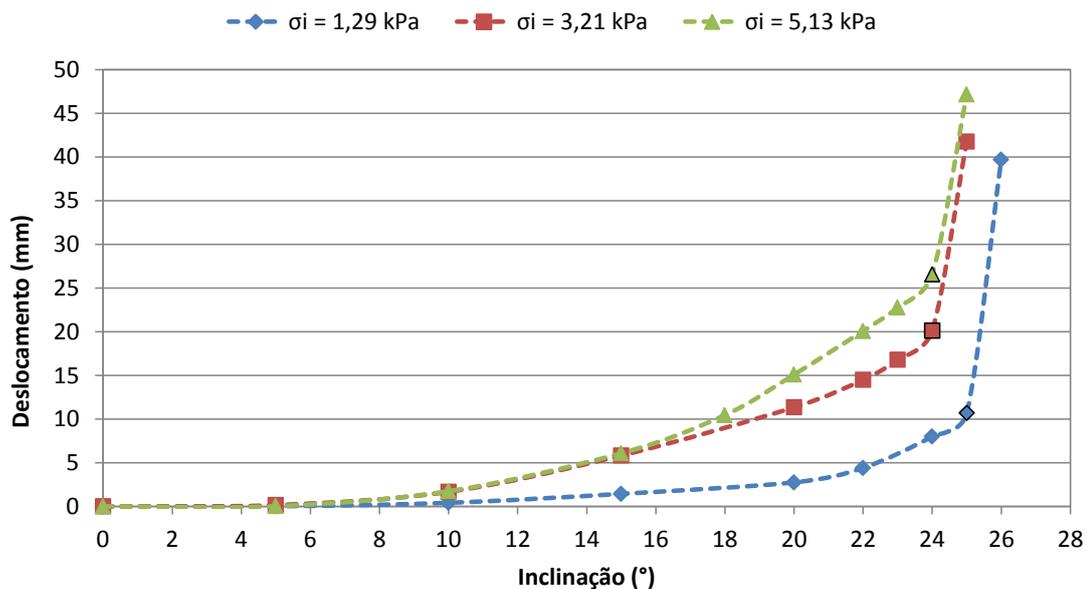


Figura 4.11 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO/GM PVC L

Pode-se observar que o valor encontrado do ângulo de atrito de interface com geomembrana de PVC lisa (24°) é maior que o da geomembrana de PEAD lisa (20°). Este fato já foi observado por outros autores, como O'Rourke *et al.* (1990). Eles afirmam que as geomembranas têm mecanismos de deslocamentos dos grãos diferenciados. Para superfícies mais rígidas, como a de PEAD, os grãos tendem a deslizar sobre a superfície, enquanto que para as superfícies mais moles e compressíveis, como a de PVC, existe a tendência de

rolamento dos grãos sobre a superfície, o que dificulta o deslizamento, ocorrendo um acréscimo da resistência cisalhante da interface.

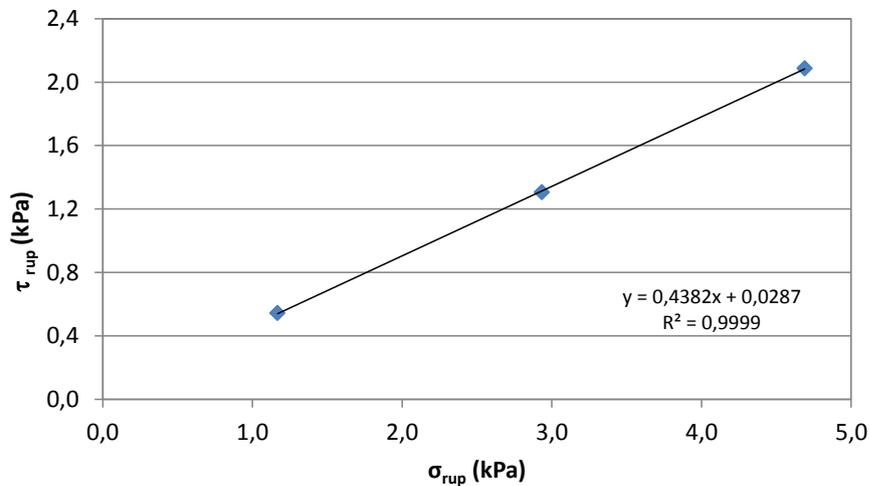


Figura 4.12 Envoltória de ruptura da interface SOLO/GM PVC L

Ao comparar a evolução dos deslocamentos das interfaces, verifica-se que, com a geomembrana de PEAD, ela ocorre com um aumento exponencial, enquanto que com a de PVC o aumento tende a linearidade até ocorrer a ruptura brusca da interface. Isso acontece pelo mesmo fato já citado acima. Os valores encontrados dos ângulos da rampa na ruptura foram muito próximos, diminuindo somente 1° da menor para a maior tensão normal aplicada.

A Tabela 4.10 apresenta um resumo dos resultados encontrados para a interface SOLO/GM PEAD TEXT. Por sua vez, a Figura 4.13 mostra a evolução de deslocamentos com a inclinação e a Figura 4.14 apresenta a envoltória de resistência para esta interface.

Tabela 4.10 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO/GM PEAD TEXT.

Interface	σ_i (kPa)	σ_{rup} (kPa)	τ_{rup} (kPa)	α_{rup} (°)	ϕ_{sg} (°)
SOLO/GM PEAD TEXT	1,29	1,03	0,78	37	32
	3,21	2,63	1,84	35	
	5,13	4,30	2,80	33	

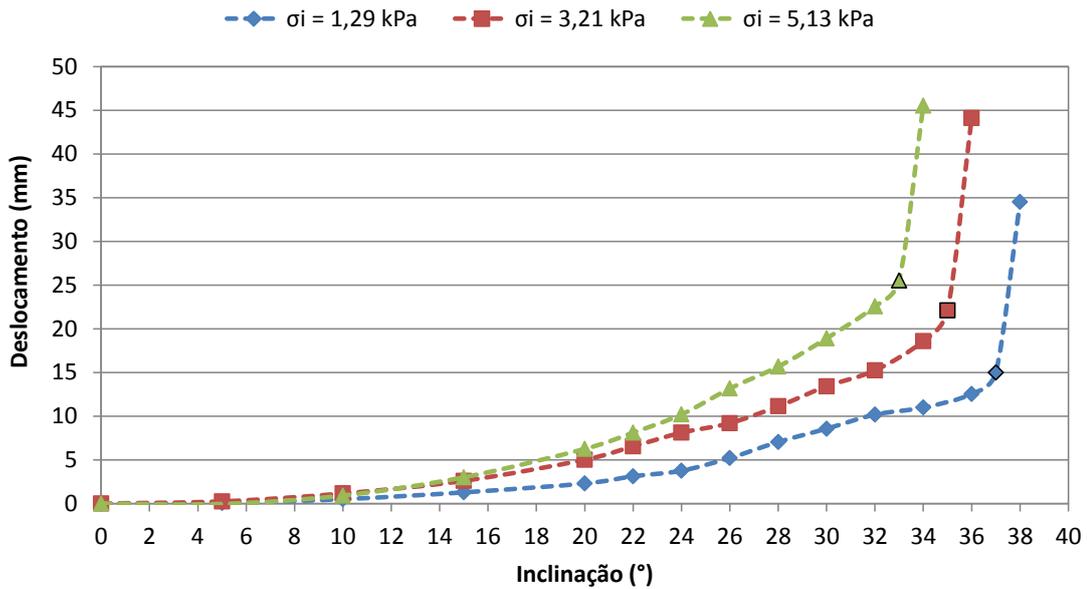


Figura 4.13 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO/GM PEAD TEXT.

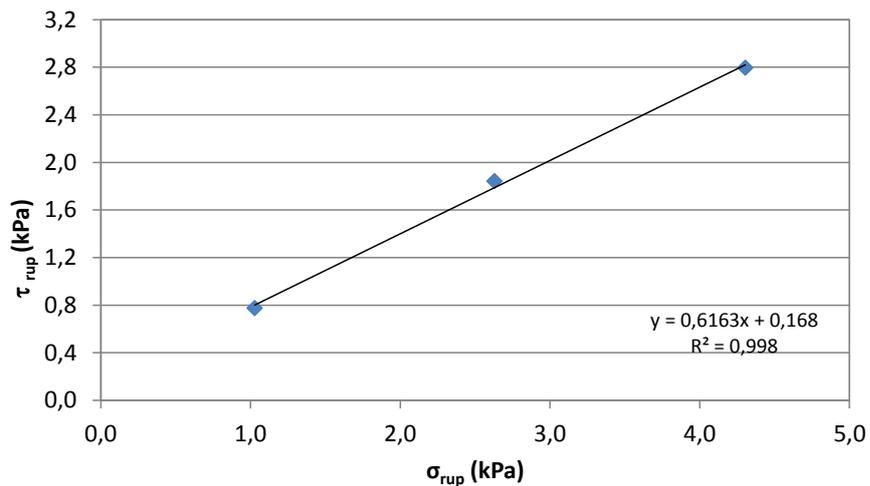


Figura 4.14 Envoltória de ruptura da interface SOLO/GM PEAD TEXT.

O ângulo de atrito da interface com geomembrana de PEAD texturizada (32°) foi bastante superior aos valores encontrados para as geomembranas de PEAD lisa (20°) e PVC lisa (24°), como já era esperado. O mesmo pode-se observar para os ângulos da rampa na ruptura, variando de 33° a 37° para as tensões normais aplicadas.

Como observado por Mello (2001), deve-se ter cuidado ao pensar que a geomembrana texturizada, por ter maior resistência na interface, substitui a geomembrana lisa. Esta alta resistência acarreta em altas solicitações na geomembrana, dependendo da espessura da camada de solo e do comprimento do talude. Portanto, é interessante que a interface inferior

seja também texturizada para que transmita os esforços não desejados para a camada de solo de base.

Verifica-se que a evolução dos deslocamentos para a interface com geomembrana PEAD texturizada ocorre com uma tendência linear antes da ruptura. Acredita-se que isso acontece dada a dificuldade de deslocamento dos grãos devido aos ressaltos das texturas da geomembrana.

Monteiro (2012) realizou ensaios de plano inclinado com as mesmas geomembranas ensaiadas neste trabalho, variando-se o grau de saturação do solo na interface utilizando uma areia como solo da interface. Para o maior grau de saturação utilizado (90%), a autora obteve ângulos de atrito das interfaces bastante superiores aos encontrados no presente estudo, como mostra a Tabela 4.11. Isso se deve ao fato de que a pesquisa de Monteiro (2012) foi executada com a realização de compactação da areia, obtendo maior contato entre solo e geomembrana, e também devido à estrutura angulosa dos grãos de areia comparada ao solo orgânico utilizado para esse trabalho.

Tabela 4.11 Comparação entre ângulos de atrito da interface obtidos por Monteiro (2012) e pelo presente estudo.

GM	Monteiro (2012) (AREIA/GM)	Presente estudo (SOLO ORGÂNICO/GM)
	Ângulo de atrito da interface (ϕ_{sg})	
PEAD L	27°	20°
PVC L	34°	24°
PEAD TEXT	39°	32°

4.2.2 INTERFACES SOLO-GEOCÉLULA/GEOMEMBRANA

Nessa etapa serão analisadas nove interfaces: para geocélulas de 5 cm de altura, serão utilizados SOLO GL5/GM PEAD L, SOLO GL5/GM PVC L e SOLO GL5/GM PEAD TEXT; para geocélulas de 10 cm de altura, SOLO GL10/GM PEAD L, SOLO GL10/GM PVC L e SOLO GL10/GM PEAD TEXT; por fim, para geocélulas de 15 cm de altura, SOLO GL15/GM PEAD L, SOLO GL15/GM PVC L e SOLO GL15/GM PEAD TEXT.

4.2.2.1 INTERFACES SOLO GL5/GEOMEMBRANA

A Tabela 4.12 apresenta o resumo dos resultados obtidos para a interface SOLO GL5/GM PEAD L. A evolução dos deslocamentos com o aumento da inclinação e a envoltória de ruptura da interface estão representados na Figura 4.15 e na Figura 4.16, respectivamente.

Como se pode observar, o ângulo de atrito da interface encontrado (16°) foi inferior comparado ao da interface sem geocélula (20°), com uma diferença de 4° . Acredita-se que, para o caso sem geocélula, ao aplicar-se maior parte da tensão normal por meio das placas de aço, ocorre o adensamento do solo e a transferência da tensão normal das placas para o solo, sendo boa parte da tensão aplicada transferida para a geomembrana. Porém, com o uso da geocélula, a deformação vertical diminui e o adensamento é reduzido, pois as geocélulas são mais rígidas e absorvem parte da tensão normal das placas, transferindo-as diretamente para a geomembrana.

Portanto, para os ensaios de plano inclinado, pode-se dizer que com o uso da geocélula, o ângulo de atrito da interface muda devido à absorção parcial da tensão normal por tal elemento geossintético.

Observa-se que as curvas de inclinação *versus* deslocamento estão bem definidas e mais afastadas uma das outras. Isto acarreta em valores de ângulos da rampa na ruptura mais variados, com uma diferença de 5° (de 18° à 23°) entre a tensão normal máxima e mínima ensaiadas. Para o caso dos ensaios sem a utilização de geocélula, com essa mesma geomembrana a diferença foi de 3° (de 21° à 24°).

Tabela 4.12 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL5/GM PEAD L.

Interface	σ_i (kPa)	σ_{rup} (kPa)	τ_{rup} (kPa)	α_{rup} ($^\circ$)	ϕ_{sg} ($^\circ$)
SOLO GL5/GM PEAD L	1,29	1,19	0,50	23	16
	3,21	3,00	1,15	21	
	5,13	4,88	1,59	18	

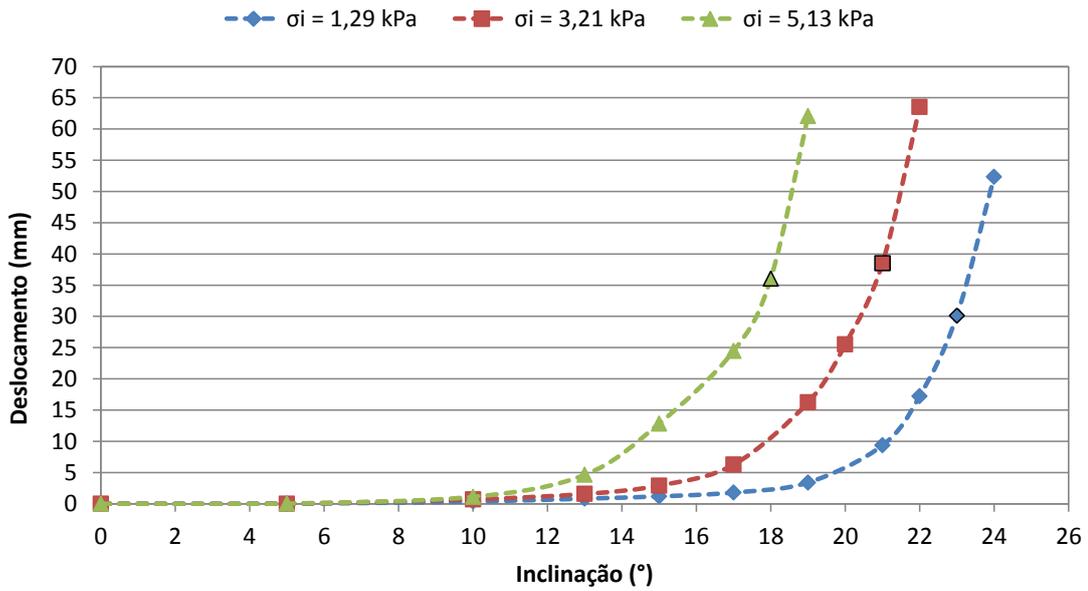


Figura 4.15 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL5/GM PEAD L.

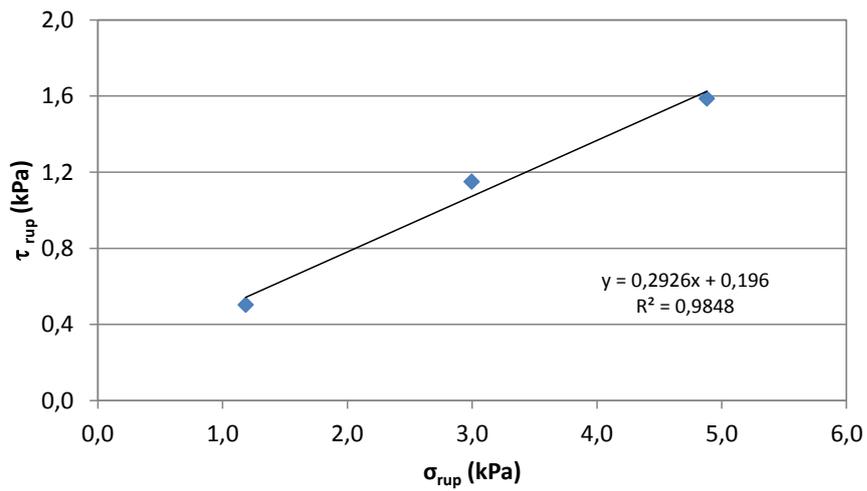


Figura 4.16 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL5/GM PEAD L.

Um resumo dos resultados dos ensaios da interface SOLO GL5/GM PVC está apresentado na Tabela 4.13. A Figura 4.17 mostra a evolução dos deslocamentos e a Figura 4.18 apresenta a envoltória de ruptura da interface.

Assim como para a interface com geomembrana de PEAD lisa, a com PVC lisa também apresenta um ângulo de atrito da interface menor com o uso da geocélula. Sem a geocélula o ϕ_{sg} é de 24° e com a geocélula é de 21°.

Tabela 4.13 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL5/GM PVC L.

Interface	σ_i (kPa)	σ_{rup} (kPa)	τ_{rup} (kPa)	α_{rup} (°)	ϕ_{sg} (°)
SOLO GL5/GM PVC L	1,29	1,18	0,52	24	21
	3,21	2,98	1,20	22	
	5,13	4,76	1,92	22	

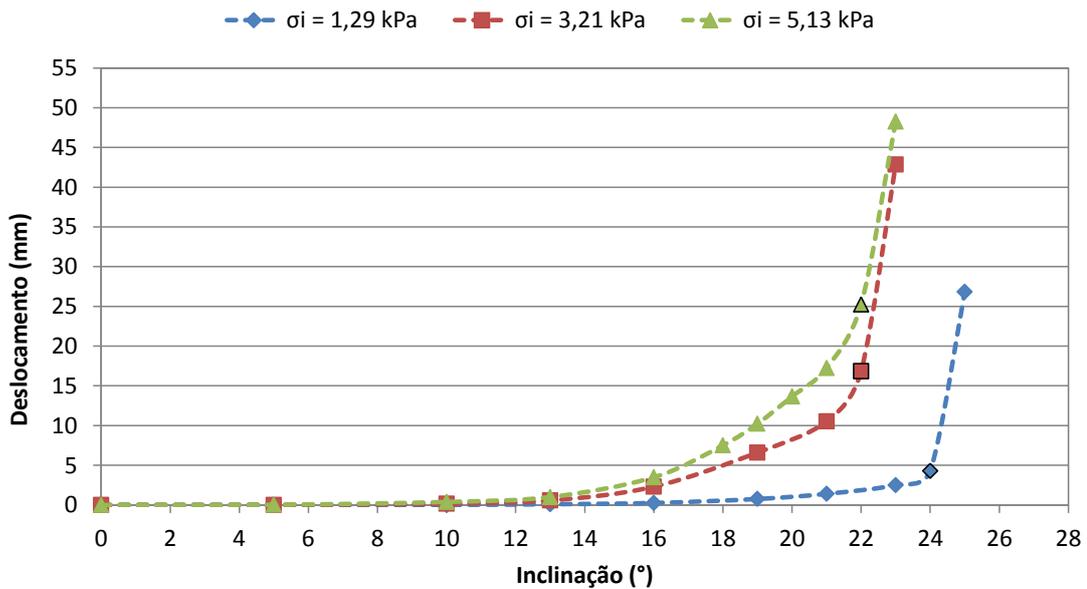


Figura 4.17 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL5/GM PVC L.

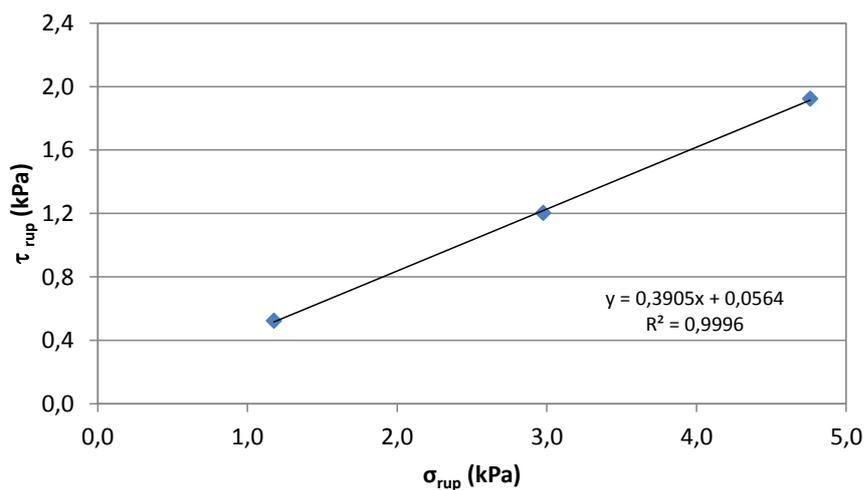


Figura 4.18 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL5/GM PVC L.

Por sua vez, a Tabela 4.14 apresenta um resumo dos resultados obtidos nos ensaios da interface SOLO GL5/GM PEAD TEXT. As evoluções dos deslocamentos com a inclinação

da rampa e a envoltória de ruptura da interface estão representadas, respectivamente, na Figura 4.19 e na Figura 4.20.

Tabela 4.14 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL5/GM PEAD TEXT.

Interface	σ_i (kPa)	σ_{rup} (kPa)	τ_{rup} (kPa)	α_{rup} (°)	ϕ_{sg} (°)
SOLO GL5/GM PEAD TEXT	1,29	1,03	0,78	37	32
	3,21	2,63	1,84	35	
	5,13	4,30	2,80	33	

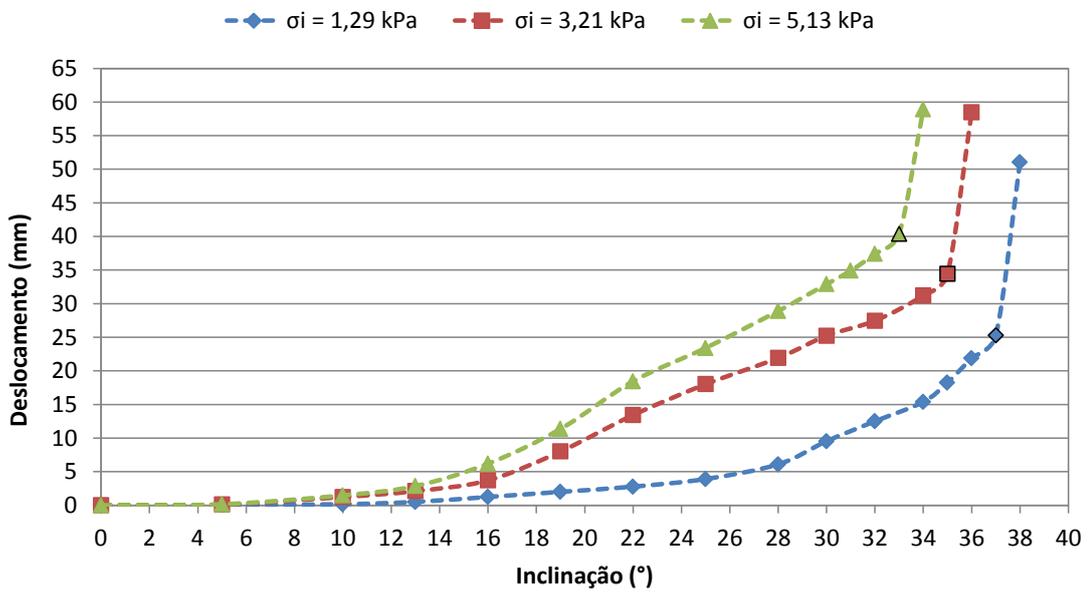


Figura 4.19 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL5/GM PEAD TEXT.

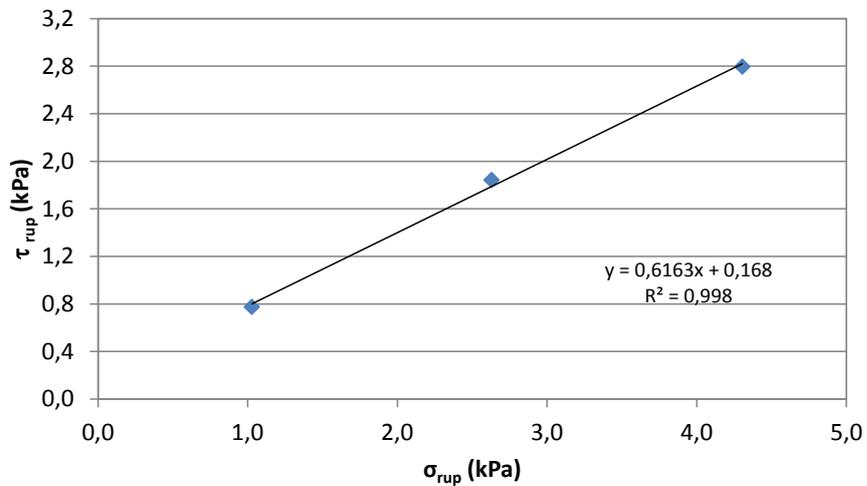


Figura 4.20 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL5/GM PEAD TEXT.

Pode-se observar que os valores encontrados dos ângulos de atrito das interfaces com e sem geocélula são iguais (32°) para a geomembrana de PEAD texturizada. Porém, ao comparar os deslocamentos antes da ruptura, verifica-se que os ensaios sem geocélula apresentam deslocamentos menores, atingindo 25 mm, enquanto que com a geocélula esses valores atingem de 34 a 38 mm.

4.2.2.2 INTERFACES SOLO GL10/GEOMEMBRANA

Os resultados dos ensaios da interface SOLO GL10/GM PEAD L estão apresentados na Tabela 4.15. A Figura 4.21 mostra a evolução dos deslocamentos e a Figura 4.22 apresenta a envoltória de ruptura da interface.

Tabela 4.15 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL10/GM PEAD L.

Interface	σ_i (kPa)	σ_{rup} (kPa)	τ_{rup} (kPa)	α_{rup} ($^\circ$)	ϕ_{sg} ($^\circ$)
SOLO GL10/GM PEAD L	1,54	1,45	0,50	19	15
	3,46	3,31	1,01	17	
	5,38	5,17	1,48	16	

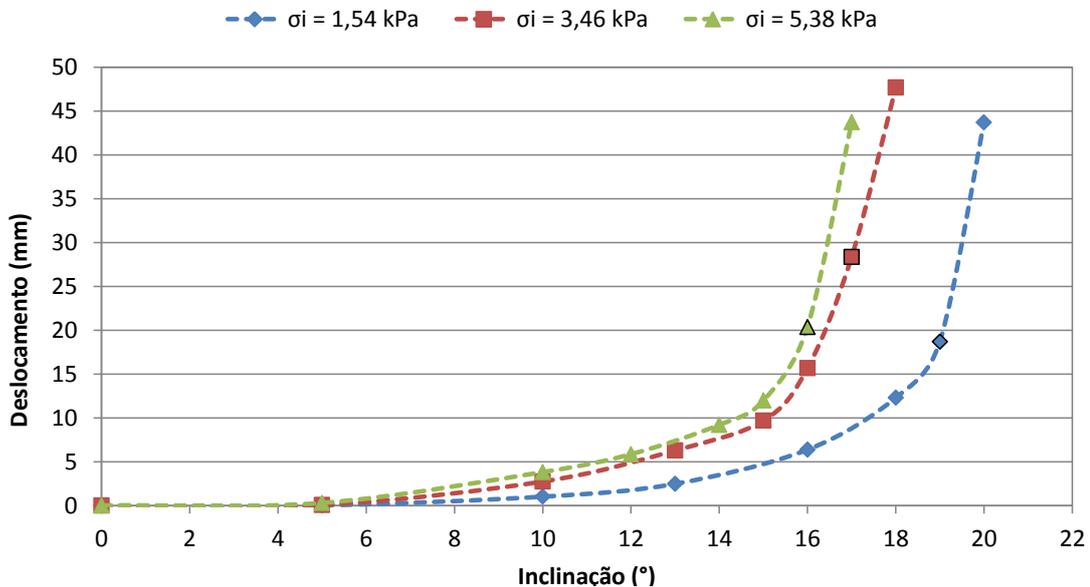


Figura 4.21 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL10/GM PEAD L.

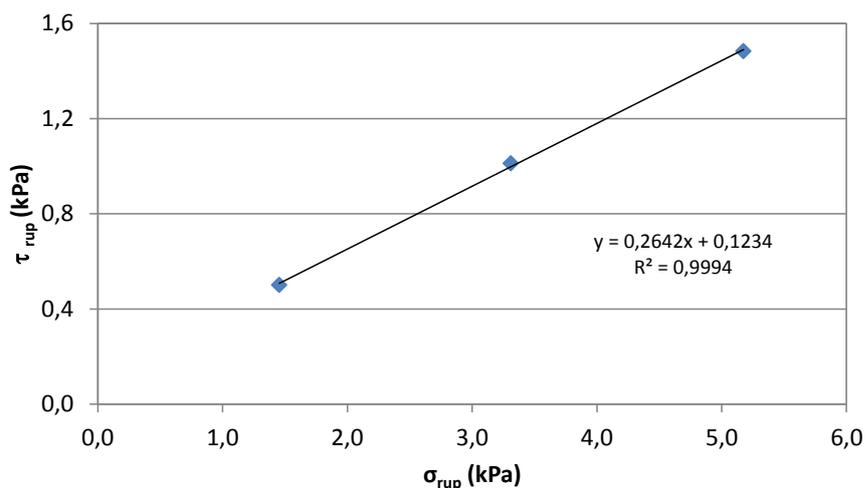


Figura 4.22 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL10/GM PEAD L.

Comparando o resultado do ensaio utilizando a geocélula de 5 cm com o da geocélula de 10 cm nota-se que os ângulos de atrito de interface são muito próximos, com apenas 1° a mais para a interface com a geocélula de 5 cm (16°). Estes resultados apresentam-se coerentes, visto que a interface é a mesma, ocorrendo somente um pequeno aumento das tensões aplicadas devido ao maior peso da cobertura.

Os resultados obtidos para a interface SOLO GL10/GM PVC L, apresentados na Tabela 4.16, na Figura 4.23 e na Figura 4.24, também não diferem muito em relação à interface com geocélula de 5 cm de altura e o mesmo tipo de geomembrana. Os ângulos de atrito das interfaces possuem o mesmo valor (21°) e as curvas de deslocamento são muito próximas, com a mesma configuração.

Tabela 4.16 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL10/GM PVC L.

Interface	σ_i (kPa)	σ_{rup} (kPa)	τ_{rup} (kPa)	α_{rup} (°)	ϕ_{sg} (°)
SOLO GL10/GM PVC L	1,54	1,40	0,63	24	21
	3,46	3,19	1,35	23	
	5,38	4,99	2,02	22	

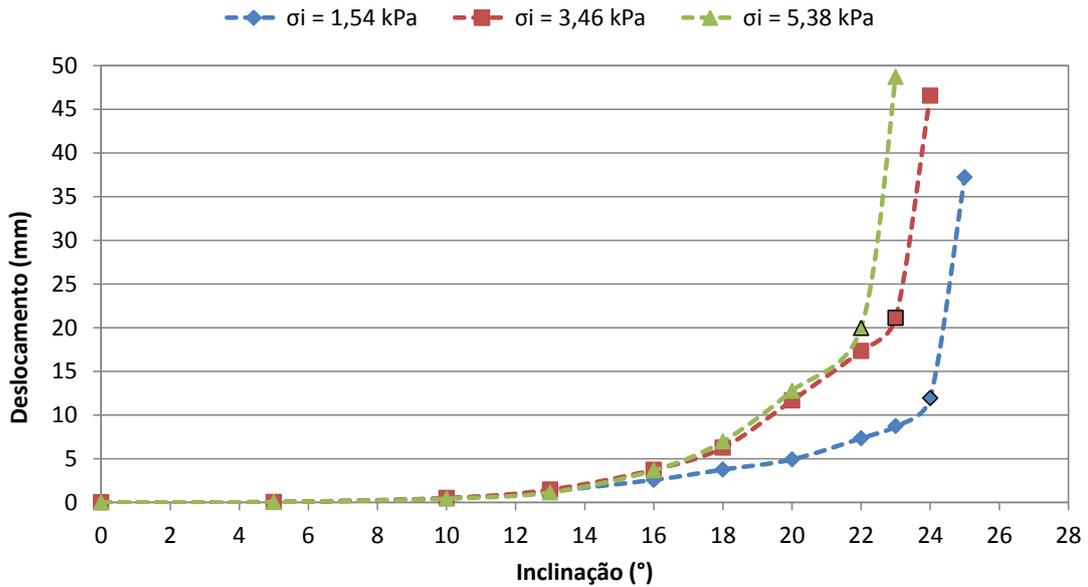


Figura 4.23 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL10/GM PVC L.

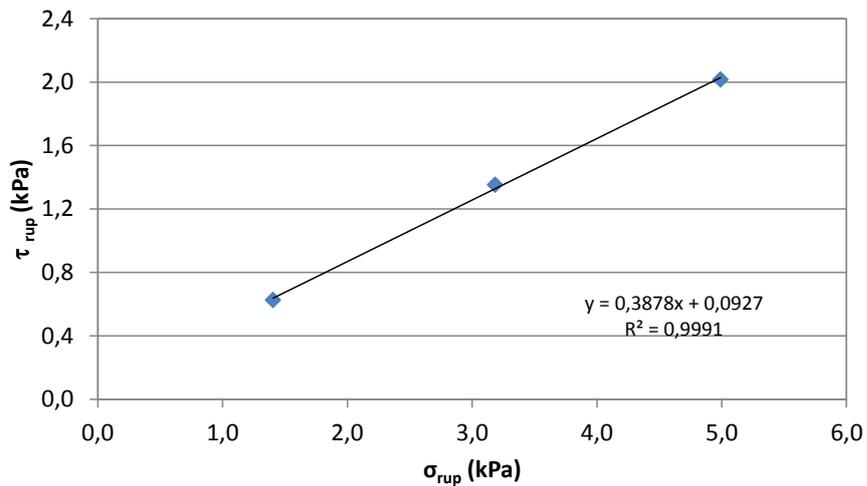


Figura 4.24 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL10/GM PVC L.

A Tabela 4.17 apresenta os resultados dos ensaios para a interface SOLO GL10/GM PEAD TEXT, juntamente com a Figura 4.25 e a Figura 4.26.

Assim como foi observado para a geomembrana de PEAD lisa, a de PEAD texturizada também obteve valores muito próximos de ângulo de atrito da interface com geocélula de 5 cm de altura (32°) e 10 cm de altura (31°). As evoluções dos deslocamentos também ocorreram de forma muito similar ao comparar as mesmas interfaces de diferentes alturas, com ângulos iguais da rampa na ruptura para as três tensões normais aplicadas.

Tabela 4.17 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL10/GM PEAD TEXT.

Interface	σ_i (kPa)	σ_{rup} (kPa)	τ_{rup} (kPa)	α_{rup} (°)	ϕ_{sg} (°)
SOLO GL10/GM PEAD TEXT	1,54	1,23	0,93	37	31
	3,46	2,83	1,98	35	
	5,38	4,51	2,93	33	

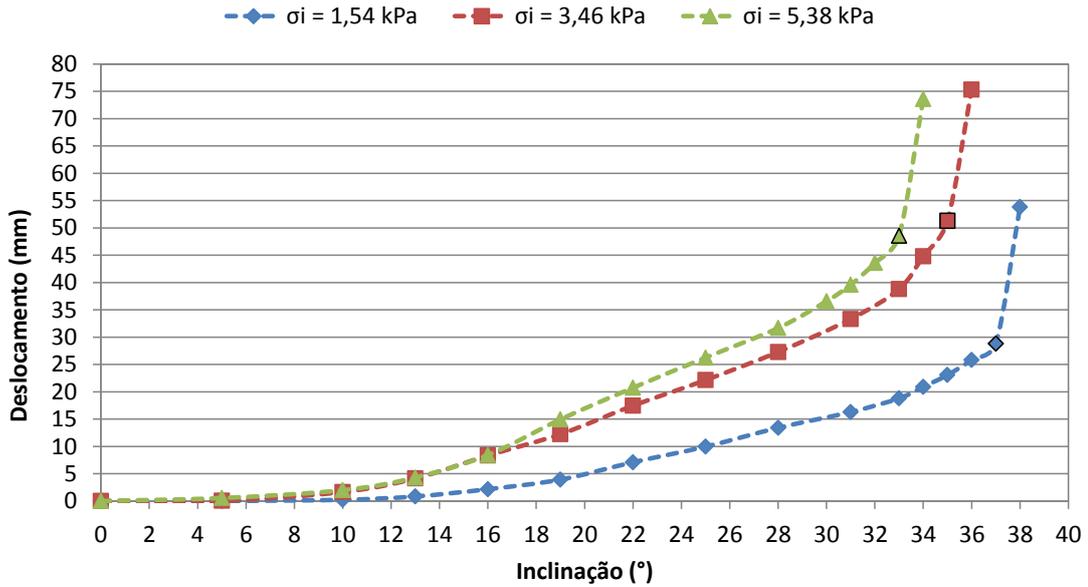


Figura 4.25 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL10/GM PEAD TEXT.

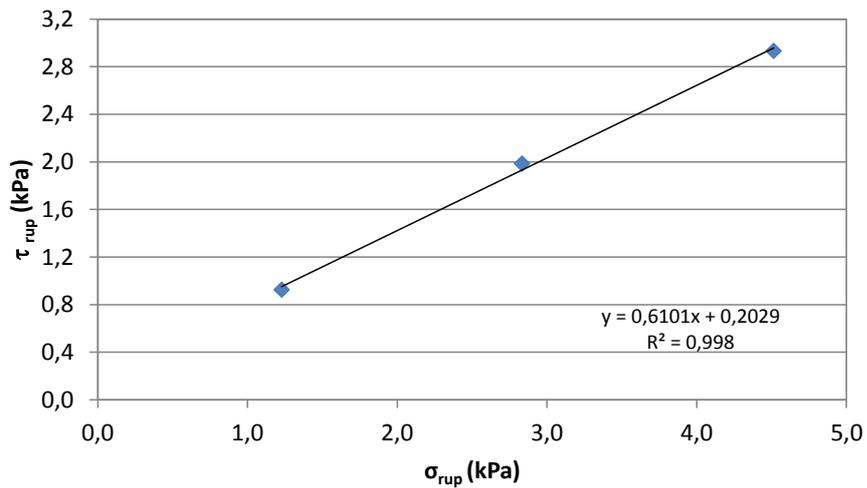


Figura 4.26 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL10/GM PEAD TEXT.

4.2.2.3 INTERFACES SOLO GL15/GEOMEMBRANA

Um resumo dos resultados dos ensaios da interface SOLO GL15/GM PEAD L está apresentado na Tabela 4.18. A Figura 4.27 mostra a evolução dos deslocamentos e a Figura 4.28 apresenta a envoltória de ruptura da interface.

Verificou-se que o ângulo de atrito desta interface (15°), com geomembrana de PEAD lisa e geocélula de 15 cm de altura, é igual ao obtido com a mesma geocélula de 10 cm de altura e muito próximo ao obtido com a geocélula de mesmo material de 5 cm de altura (16°). Assim, para o PEAD, a altura da geocélula pouco influencia na resistência de interface.

Tabela 4.18 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL15/GM PEAD L.

Interface	σ_i (kPa)	σ_{rup} (kPa)	τ_{rup} (kPa)	α_{rup} (°)	ϕ_{sg} (°)
SOLO GL15/GM PEAD L	1,83	1,73	0,59	19	15
	3,75	3,57	1,16	18	
	5,67	5,45	1,56	16	

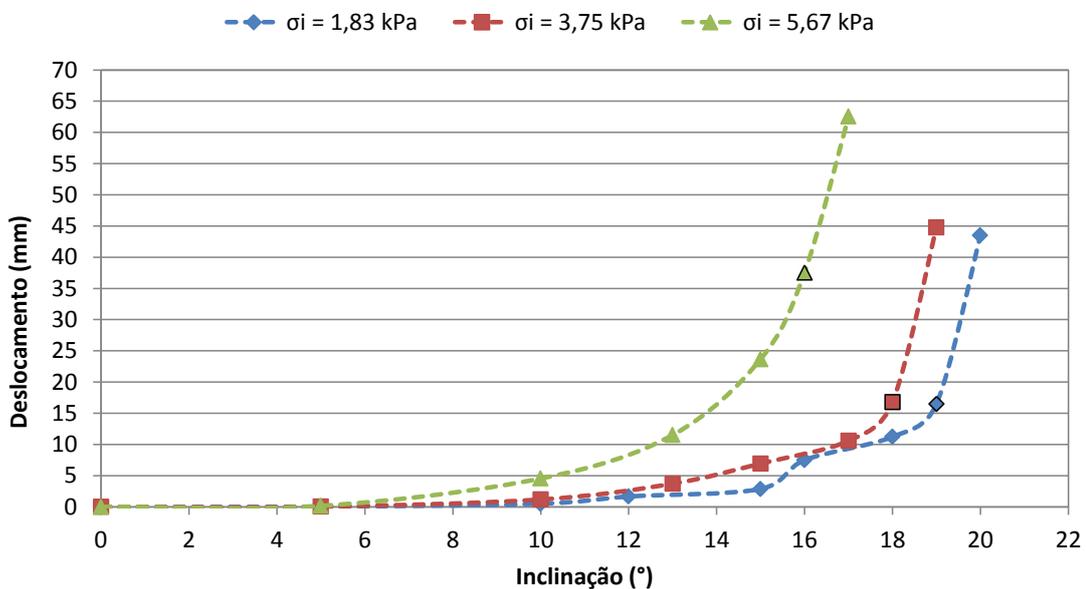


Figura 4.27 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL15/GM PEAD L.

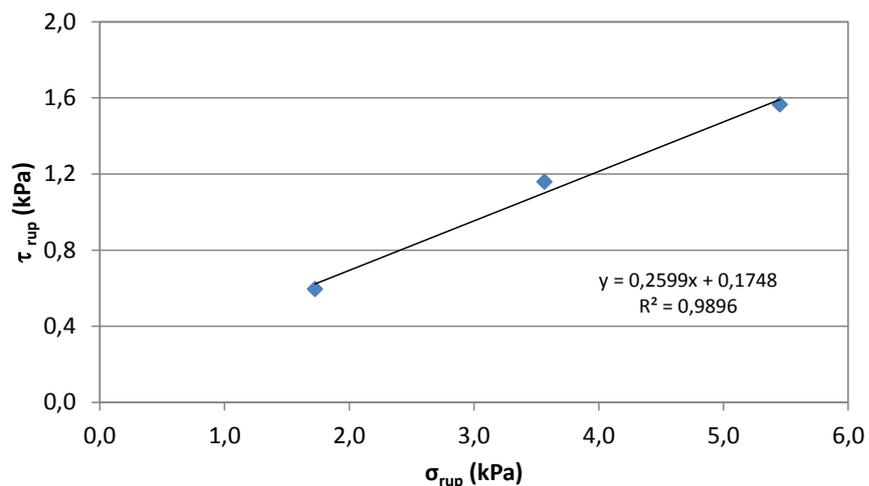


Figura 4.28 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL15/GM PEAD L.

A Tabela 4.19, a Figura 4.29 e a Figura 4.30 apresentam os resultados dos ensaios para a interface SOLO GL15/GM PVC L.

Tabela 4.19 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL15/GM PVC L.

Interface	σ_i (kPa)	σ_{rup} (kPa)	τ_{rup} (kPa)	α_{rup} (°)	ϕ_{sg} (°)
SOLO GL15/GM PVC L	1,83	1,68	0,71	23	22
	3,75	3,45	1,46	23	
	5,67	5,26	2,12	22	

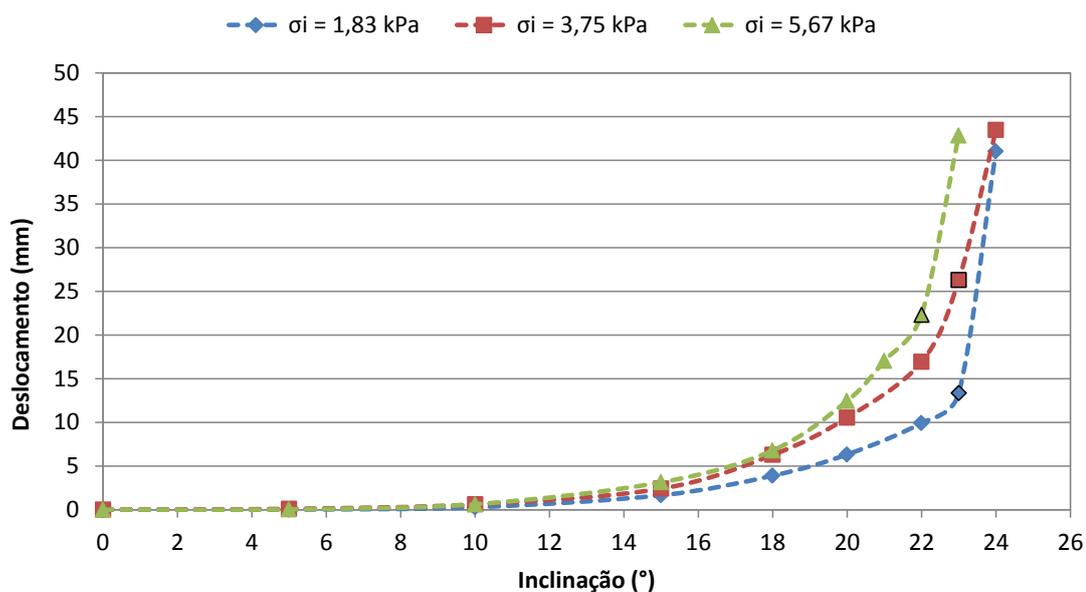


Figura 4.29 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL15/GM PVC L.

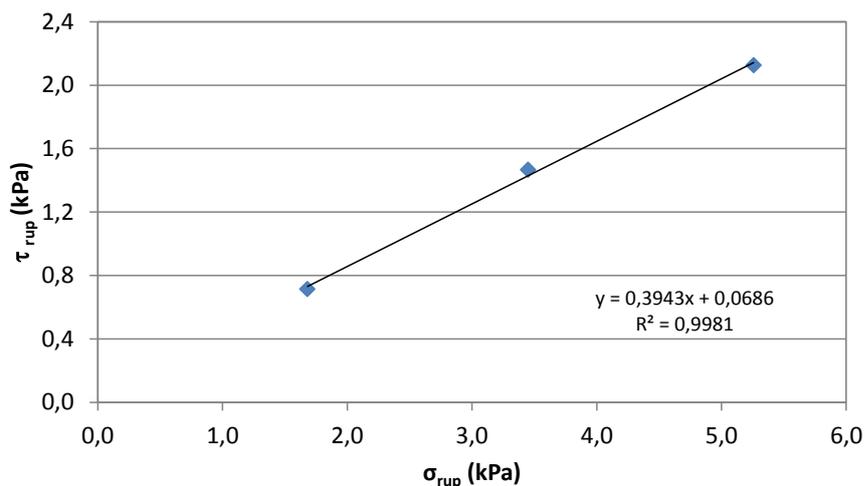


Figura 4.30 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL15/GM PVC L.

Foi obtido um ângulo de atrito de 22° para esta interface. O valor encontrado é muito próximo aos valores obtidos com as geocélulas de 5 cm de altura (21°) e 10 cm de altura (21°). Novamente, a variação e altura da geocélula pouco influencia na resistência de interface.

Para a interface SOLO GL15/GM PEAD TEXT os resultados obtidos são apresentados na Tabela 4.20, Figura 4.31 e Figura 4.32 e, assim como nos outros casos, também não diferem muito em relação à interface com geocélula de 5 cm e 10 cm de altura para o mesmo tipo de geomembrana. Os ângulos de atrito das interfaces diminuem 1° à medida que se aumenta a altura da geocélula, com valores de 32° (geocélula de 5 cm), 31° (geocélula de 10 cm) e 30° (geocélula de 15 m).

Com esses resultados e análises comparativas, pode-se dizer que diferentes alturas de geocélulas não influenciam significativamente no valor de ângulo de atrito da interface.

Tabela 4.20 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL15/GM PEAD TEXT.

Interface	σ_i (kPa)	σ_{rup} (kPa)	τ_{rup} (kPa)	α_{rup} ($^\circ$)	ϕ_{sg} ($^\circ$)
SOLO GL15/GM PEAD TEXT	1,83	1,48	1,07	36	30
	3,75	3,11	2,10	34	
	5,67	4,81	3,01	32	

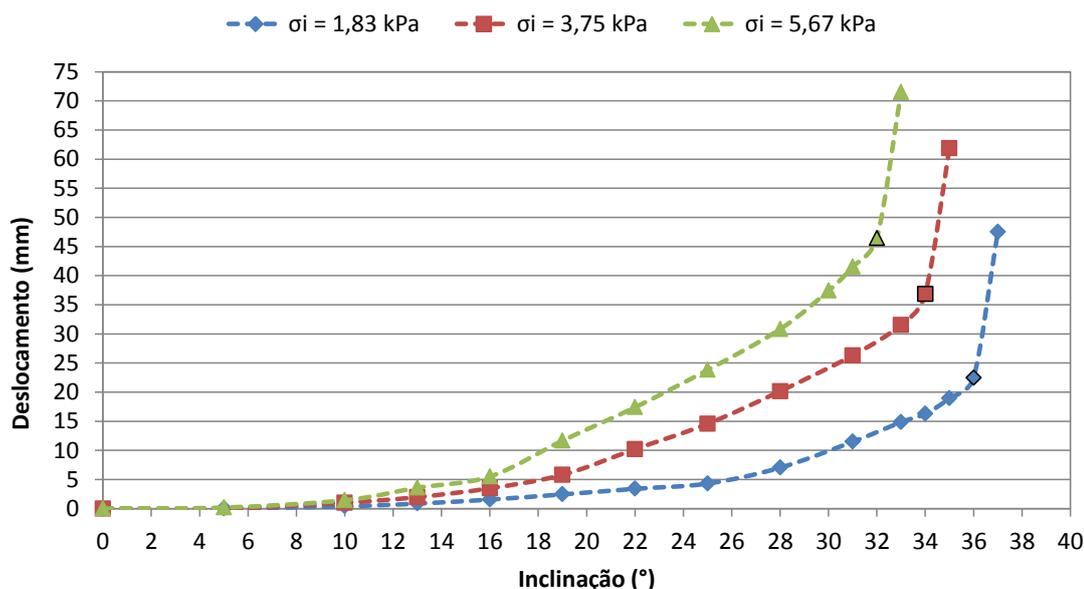


Figura 4.31 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL15/GM PEAD TEXT.

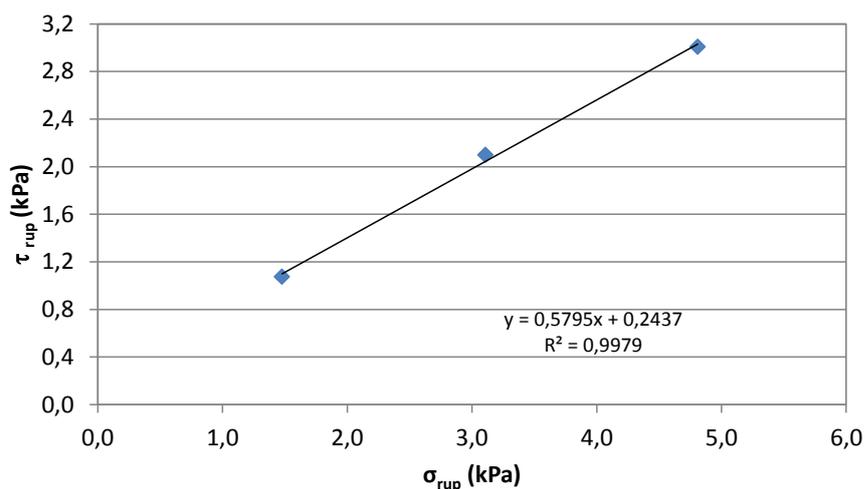


Figura 4.32 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL15/GM PEAD TEXT.

4.2.3 INTERFACES SOLO-GEOCÉLULA COM RETALHOS/GEOMEMBRANA

Nessa última etapa são apresentados os resultados de nove interfaces de geocélulas com retalhos, sendo elas: SOLO GL5R/GM PEAD L, SOLO GL5R/GM PVC L e SOLO GL5R/GM PEAD TEXT (para geocélulas de 5 cm de altura); SOLO GL10R/GM PEAD L, SOLO GL10R/GM PVC L e SOLO GL10R/GM PEAD TEXT (para geocélulas de 10 cm de altura); e SOLO GL15R/GM PEAD L, SOLO GL15R/GM PVC L e SOLO GL15R/GM PEAD TEXT (para geocélulas de 15 cm de altura).

4.2.3.1 INTERFACES SOLO GL5R/GEOMEMBRANA

A Tabela 4.21 apresenta o resumo dos resultados obtidos para a interface SOLO GL5R/GM PEAD L. A evolução dos deslocamentos com o aumento da inclinação e a envoltória de ruptura da interface estão representados na Figura 4.33 e Figura 4.34, respectivamente.

Observa-se que, ao utilizar retalhos de geocélula, os resultados obtidos são praticamente iguais. Ao comparar o ensaio que utiliza geocélula de 5 cm de altura sem retalho e o ensaio com retalho, verifica-se que os ângulos de atritos das interfaces são iguais (16°) e todas as tensões aplicadas ao plano, também. As evoluções dos deslocamentos se apresentam da mesma forma, porém, sem o uso de retalhos as curvas estão mais bem definidas.

Tabela 4.21 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL5R/GM PEAD L.

Interface	σ_i (kPa)	σ_{rup} (kPa)	τ_{rup} (kPa)	α_{rup} ($^\circ$)	ϕ_{sg} ($^\circ$)
SOLO GL5R/GM PEAD L	1,29	1,19	0,50	23	16
	3,21	3,00	1,15	21	
	5,13	4,88	1,59	18	

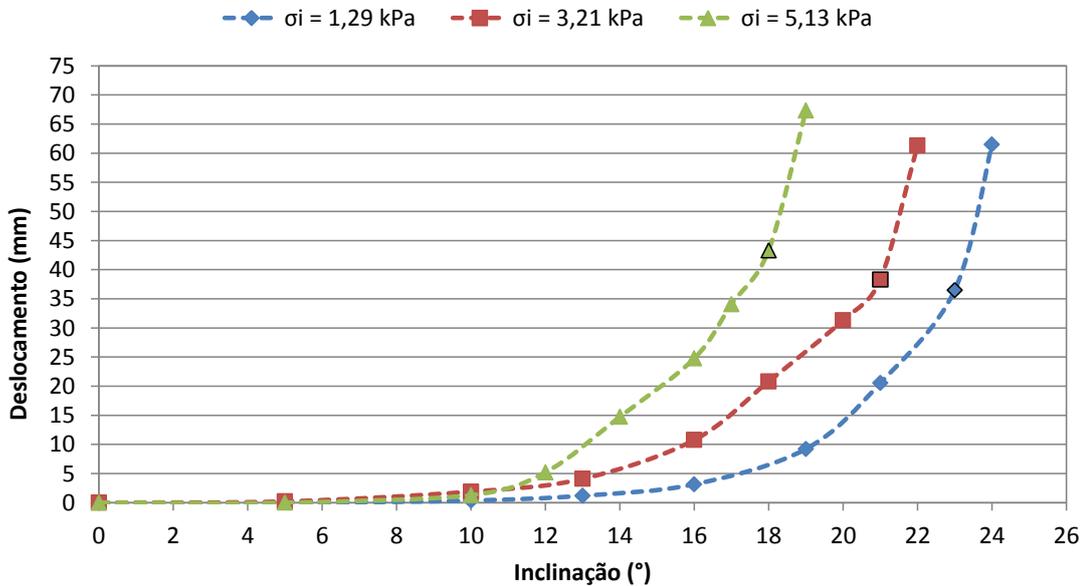


Figura 4.33 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL5R/GM PEAD L.

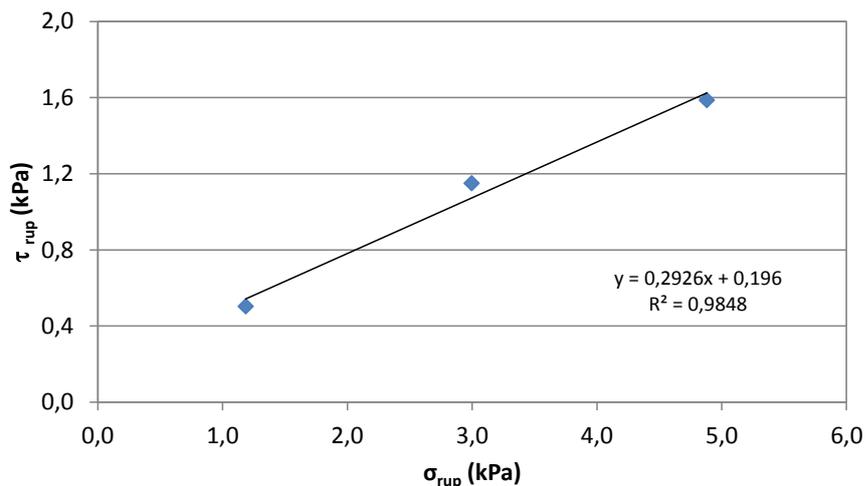


Figura 4.34 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL5R/GM PEAD L.

Os resultados dos ensaios da interface SOLO GL5R/GM PVC L estão apresentados na Tabela 4.22, na Figura 4.35 e na Figura 4.36.

Tabela 4.22 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL5R/GM PVC L.

Interface	σ_i (kPa)	σ_{rup} (kPa)	τ_{rup} (kPa)	α_{rup} (°)	ϕ_{sg} (°)
SOLO GL5R/GM PVC L	1,29	1,17	0,54	25	22
	3,21	2,93	1,31	24	
	5,13	4,72	2,01	23	

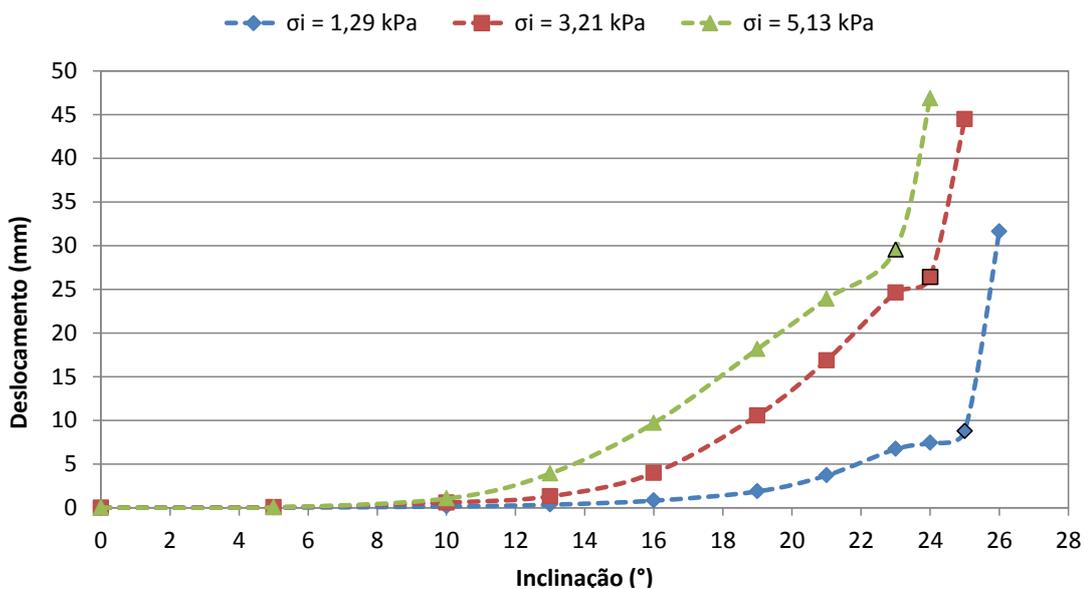


Figura 4.35 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL5R/GM PVC L.

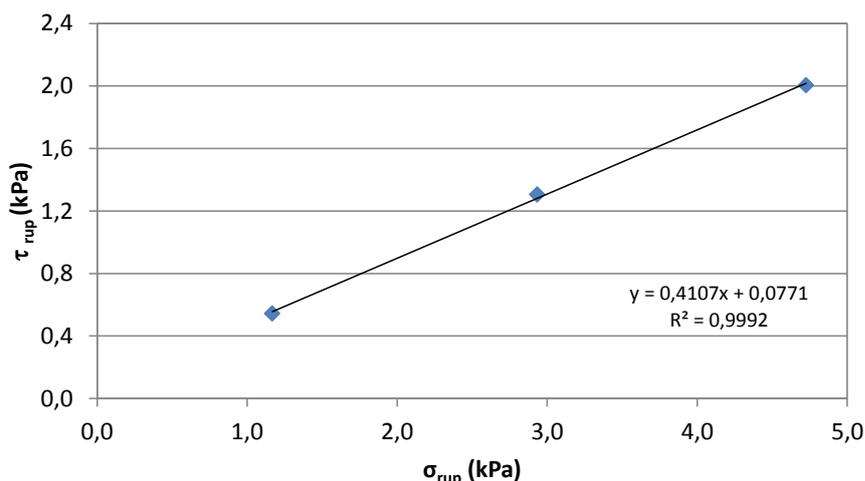


Figura 4.36 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL5R/GM PVC L.

Pode-se observar que, para a geomembrana de PVC lisa, os resultados utilizando a geocélula de 5 cm de altura com retalhos são bem próximos em relação aos ensaios sem retalhos. O ângulo de atrito da interface sem retalho é de 21°, enquanto para a interface com retalho é de 22°.

A Tabela 4.23, a Figura 4.37 e a Figura 4.38 apresentam os resultados dos ensaios para a interface SOLO GL5R/GM PEAD TEXT. O valor do ângulo de atrito da interface é de 32°, o mesmo encontrado para a interface com geomembrana de PEAD texturizada e geocélula de 5 cm de altura sem retalhos. Porém, verifica-se que, mesmo com valores iguais de ϕ_{sg} , os ângulos da rampa na ruptura aumentam para as mesmas tensões normais aplicadas. Os valores dos ângulos da rampa na ruptura são 37°, 35° e 33° (da menor para a maior tensão normal aplicada) com a interface sem retalhos e 39°, 37° e 34° para a interface com retalho.

Tabela 4.23 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL5R/GM PEAD TEXT.

Interface	σ_i (kPa)	σ_{rup} (kPa)	τ_{rup} (kPa)	α_{rup} (°)	ϕ_{sg} (°)
SOLO GL5R/GM PEAD TEXT	1,29	1,00	0,81	39	32
	3,21	2,56	1,93	37	
	5,13	4,26	2,87	34	

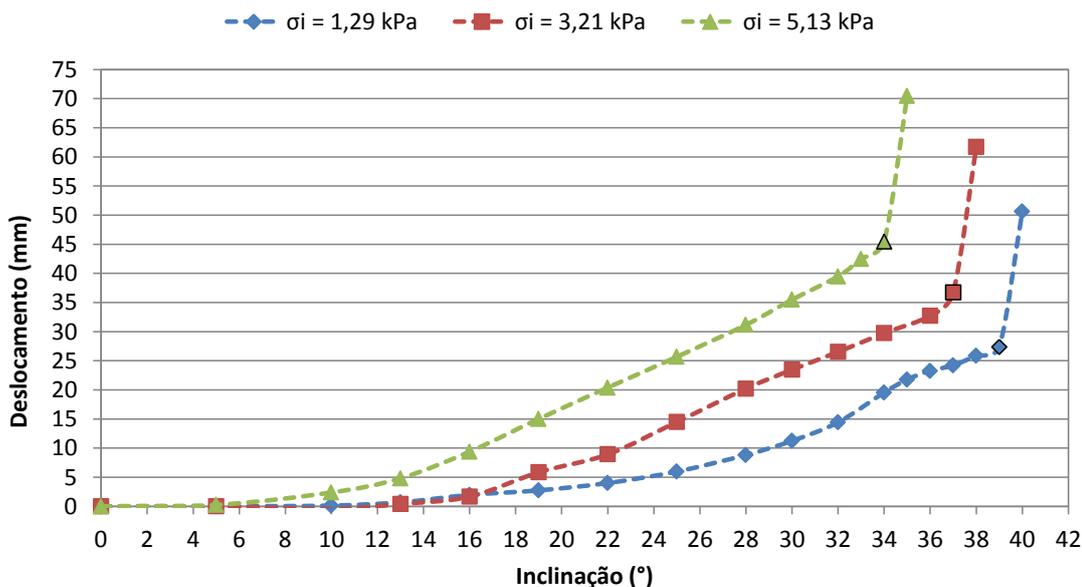


Figura 4.37 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL5R/GM PEAD TEXT.

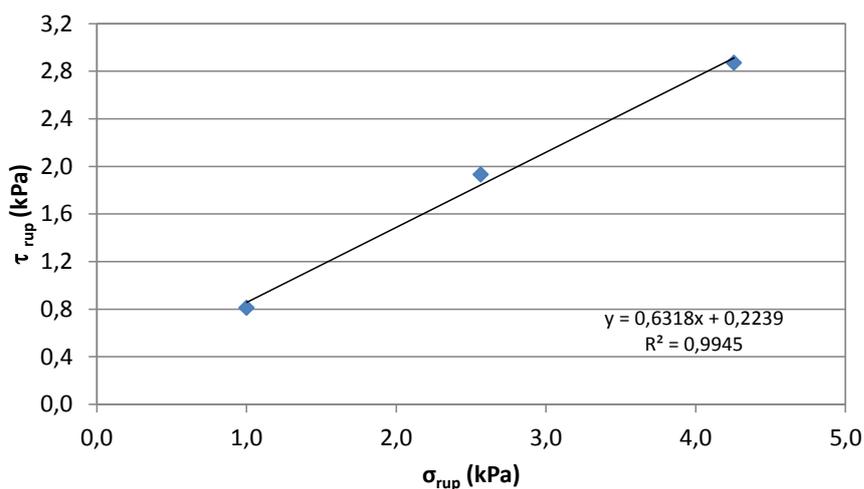


Figura 4.38 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL5R/GM PEAD TEXT.

4.2.3.2 INTERFACES SOLO GL10R/GEOMEMBRANA

Um resumo dos resultados dos ensaios da interface SOLO GL10R/GM PEAD L está apresentado na Tabela 4.24. A Figura 4.39 mostra a evolução dos deslocamentos e a Figura 4.40 apresenta a envoltória de ruptura da interface. Ao comparar os valores do ângulo de atrito da interface SOLO GL10/GM PEAD L (15°) com o dessa interface SOLO GL10R/GM PEAD L (16°), nota-se um aumento de somente 1°. O mesmo ocorre para os ângulos da rampa na ruptura. Para a interface com geocélula de 5 cm de altura e retalhos, o ângulo de atrito da interface é igual, porém com maiores ângulos da rampa na ruptura.

Tabela 4.24 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL10R/GM PEAD L.

Interface	σ_i (kPa)	σ_{rup} (kPa)	τ_{rup} (kPa)	α_{rup} (°)	ϕ_{sg} (°)
SOLO GL10R/GM PEAD L	1,54	1,45	0,53	20	16
	3,46	3,29	1,07	18	
	5,38	5,15	1,57	17	

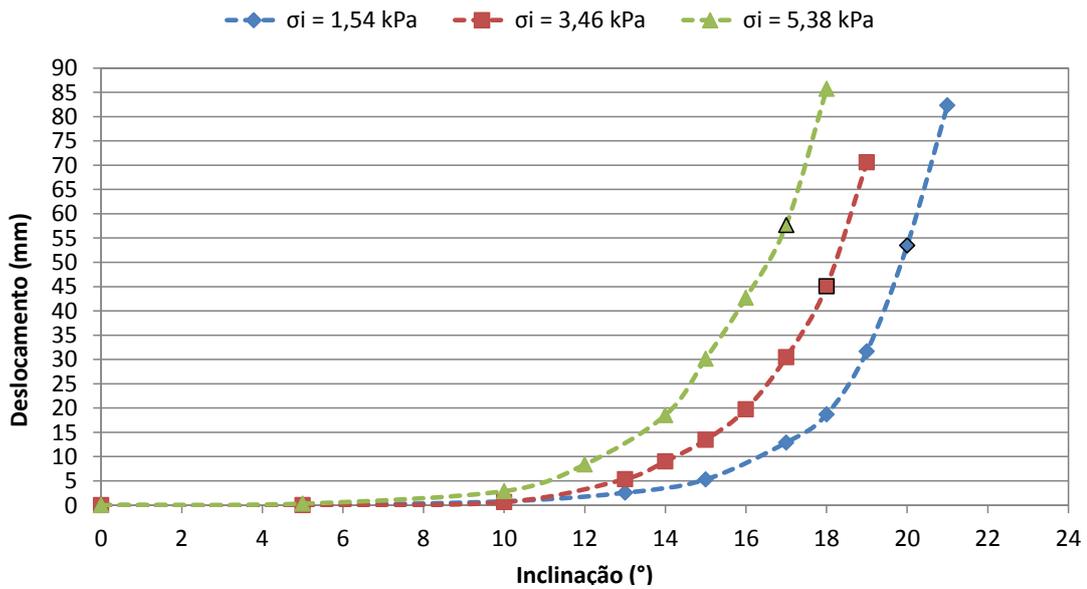


Figura 4.39 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL10R/GM PEAD L.

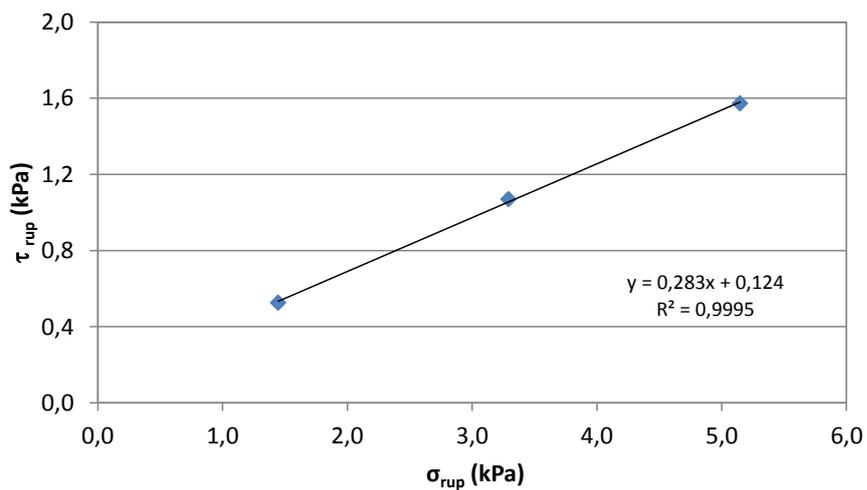


Figura 4.40 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL10R/GM PEAD L.

A Tabela 4.25, a Figura 4.41 e a Figura 4.42 apresentam os resultados dos ensaios para a interface SOLO GL10R/GM PVC L.

Tabela 4.25 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL10R/GM PVC L.

Interface	σ_i (kPa)	σ_{rup} (kPa)	τ_{rup} (kPa)	α_{rup} (°)	ϕ_{sg} (°)
SOLO GL10R/GM PVC L	1,54	1,38	0,67	26	22
	3,46	3,14	1,46	25	
	5,38	4,95	2,10	23	

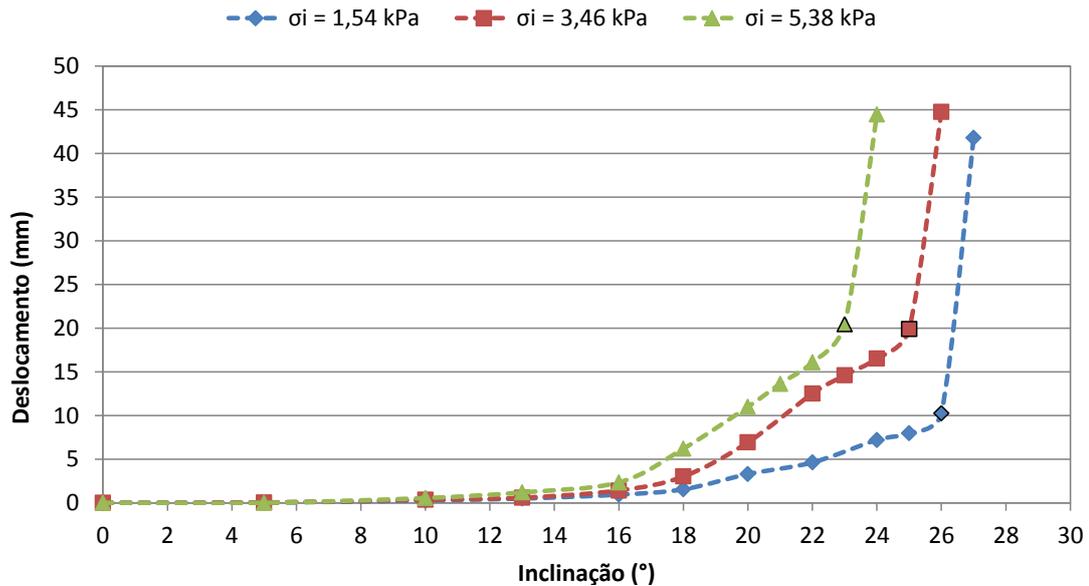


Figura 4.41 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL10R/GM PVC L.

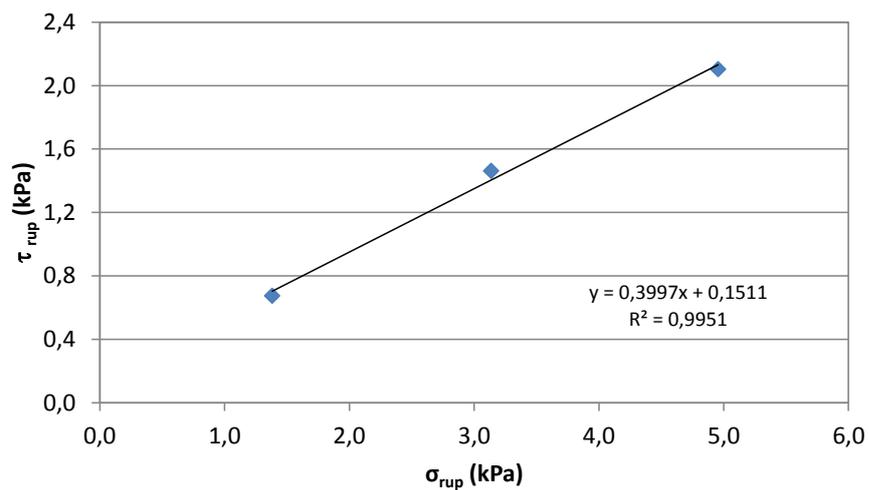


Figura 4.42 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL10R/GM PVC L.

Para esta interface também se observou um acréscimo de apenas 1° no ângulo de atrito em comparação com a interface sem retalhos (SOLO GL10/GM PVC L) que foi de 21°. O ϕ_{sg}

para a interface com geocélula de 5 cm de altura e retalhos (22°) apresentou-se igual ao dessa interface, mostrando que o aumento da tensão normal aplicada somente acarretou em um pequeno aumento dos ângulos da rampa na ruptura.

Os resultados obtidos para a interface SOLO GL10R/GM PEAD TEXT, apresentados na Tabela 4.26, Figura 4.43 e Figura 4.44, também mostraram pouca diferença em relação à interface SOLO GL10/GM PEAD TEXT sem retalhos.

Ao comparar os resultados destes ensaios com a interface SOLO GL5R/GM PEAD TEXT, observam-se valores de ângulos de atrito da interface e ângulos da rampa na ruptura iguais.

Tabela 4.26 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL10R/GM PEAD TEXT.

Interface	σ_i (kPa)	σ_{rup} (kPa)	τ_{rup} (kPa)	α_{rup} (°)	ϕ_{sg} (°)
SOLO GL10R/GM PEAD TEXT	1,54	1,20	0,97	39	32
	3,46	2,76	2,08	37	
	5,38	4,46	3,01	34	

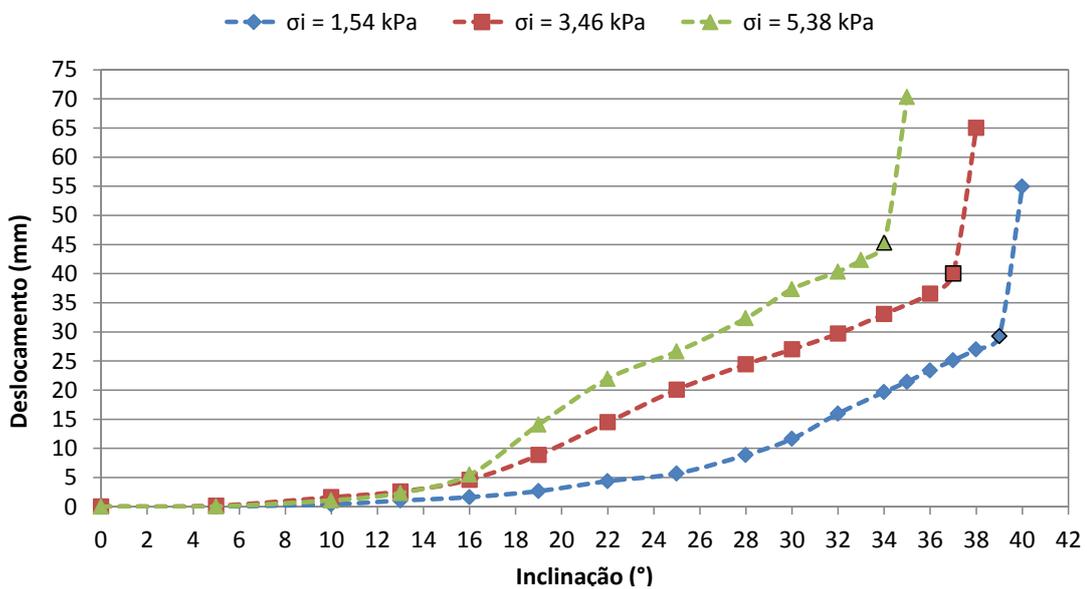


Figura 4.43 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL10R/GM PEAD TEXT.

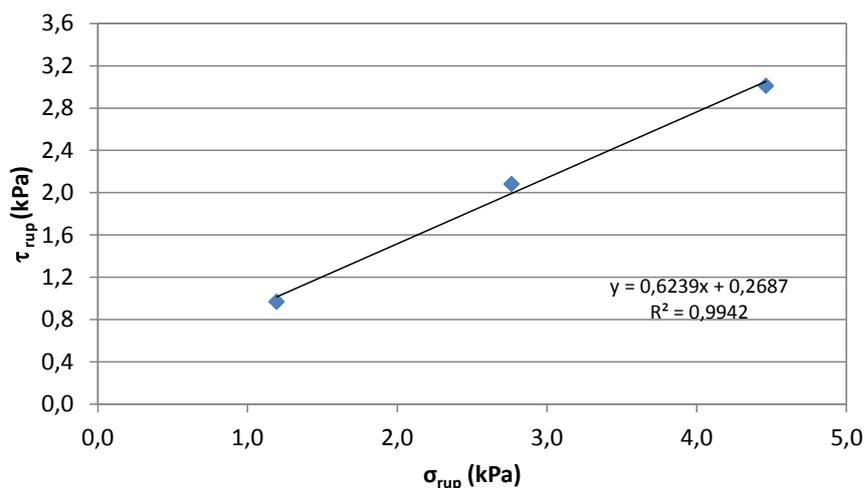


Figura 4.44 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL10R/GM PEAD TEXT.

4.2.3.3 INTERFACES SOLO GL15R/GEOMEMBRANA

A Tabela 4.27 apresenta o resumo dos resultados obtidos para a interface SOLO GL15R/GM PEAD L. A evolução dos deslocamentos com o aumento da inclinação e a envoltória de ruptura da interface estão representados na Figura 4.45 e Figura 4.46, respectivamente.

O ângulo de atrito desta interface, 16° , é muito próximo ao valor encontrado para a interface sem retalhos (SOLO GL15/GM PEAD L) que é de 15° . Já para as interface com geocélulas de altura de 5 cm e 10 cm com retalhos, os valores de ϕ_{sg} são iguais, com 16° , ainda próximos do valor sem retalhos.

Tabela 4.27 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL15R/GM PEAD L.

Interface	σ_i (kPa)	σ_{rup} (kPa)	τ_{rup} (kPa)	α_{rup} ($^\circ$)	ϕ_{sg} ($^\circ$)
SOLO GL15R/GM PEAD L	1,83	1,72	0,62	20	16
	3,75	3,57	1,16	18	
	5,67	5,42	1,66	17	

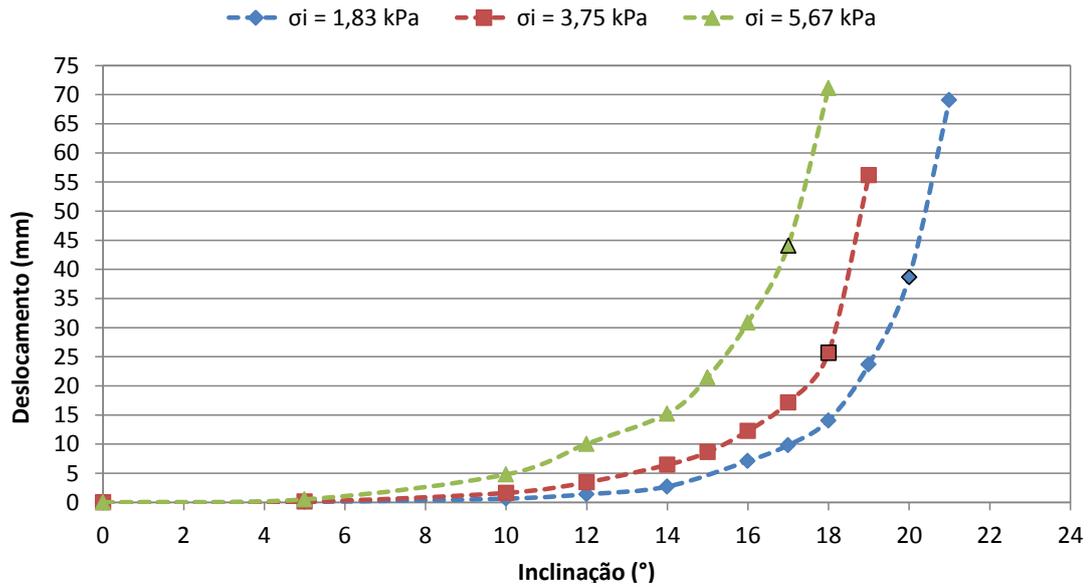


Figura 4.45 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL15R/GM PEAD L.

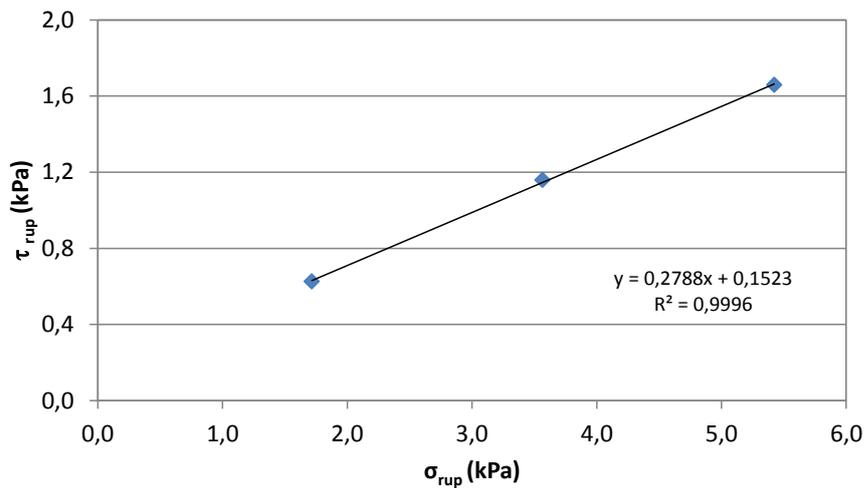


Figura 4.46 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL15R/GM PEAD L.

A Tabela 4.28, a Figura 4.47 e a Figura 4.48 apresentam os resultados dos ensaios para a interface SOLO GL15R/GM PVC L.

Ao comparar os valores dos ângulos de atrito das interfaces SOLO GL15/GM PVC L sem retalhos (22°), SOLO GL5R/GM PVC L (22°) com retalhos, SOLO GL10R/GM PVC L com retalhos (22°) e essa interface com geocélula de 15 cm de altura com retalhos (23°), observa-se um aumento de 1° em relação às interfaces citadas acima, valor considerado pequeno.

Tabela 4.28 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL15R/GM PVC L.

Interface	σ_i (kPa)	σ_{rup} (kPa)	τ_{rup} (kPa)	α_{rup} (°)	ϕ_{sg} (°)
SOLO GL15R/GM PVC L	1,83	1,67	0,74	24	23
	3,75	3,42	1,52	24	
	5,67	5,22	2,22	23	

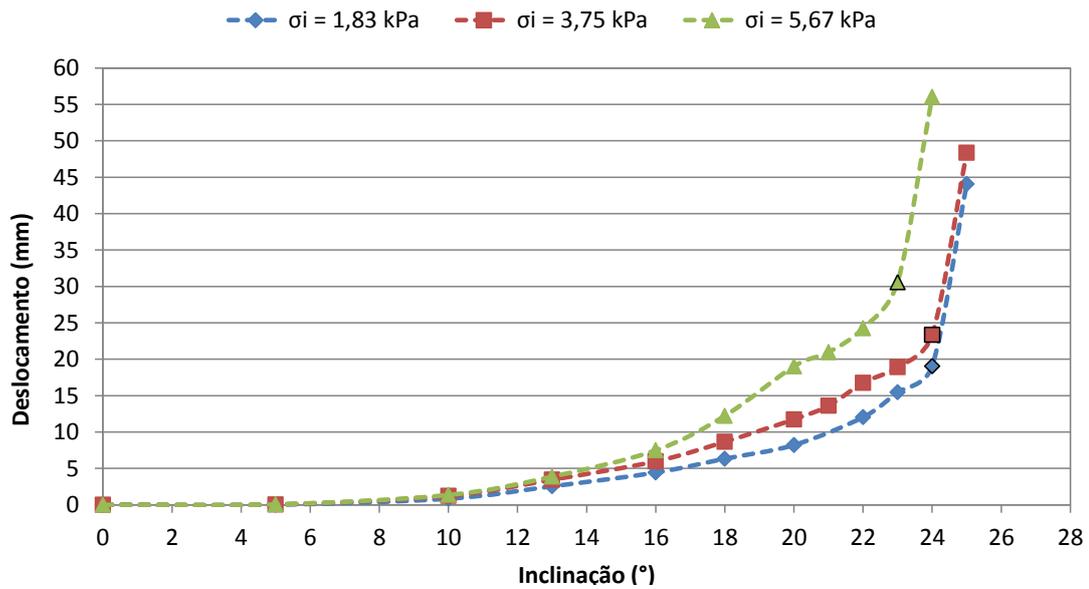


Figura 4.47 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL15R/GM PVC L.

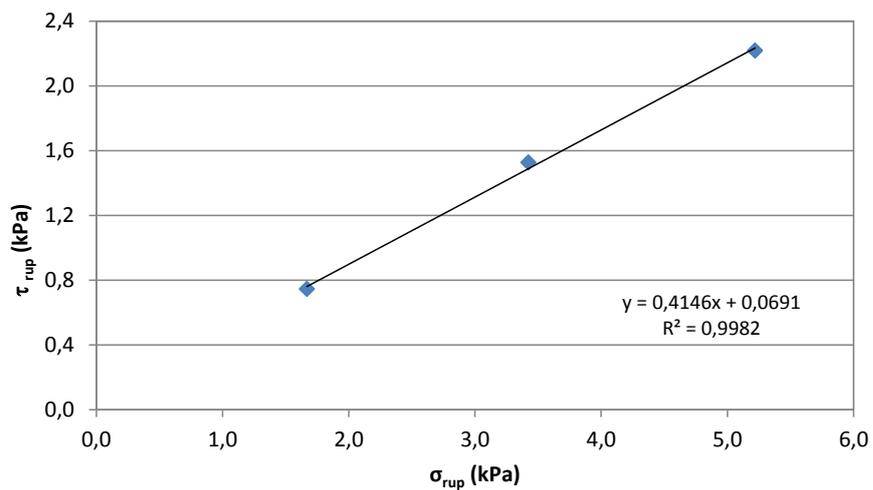


Figura 4.48 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL15R/GM PVC L.

Os resultados obtidos para a interface SOLO GL15R/GM PEAD TEXT são apresentados na Tabela 4.29, Figura 4.49 e Figura 4.50.

Tabela 4.29 Resultados dos ensaios de plano inclinado para a interface SOLO GL15R/GM PEAD TEXT.

Interface	σ_i (kPa)	σ_{rup} (kPa)	τ_{rup} (kPa)	α_{rup} (°)	ϕ_{sg} (°)
SOLO GL15R/GM PEAD TEXT	1,83	1,46	1,10	37	31
	3,75	3,07	2,15	35	
	5,67	4,76	3,09	33	

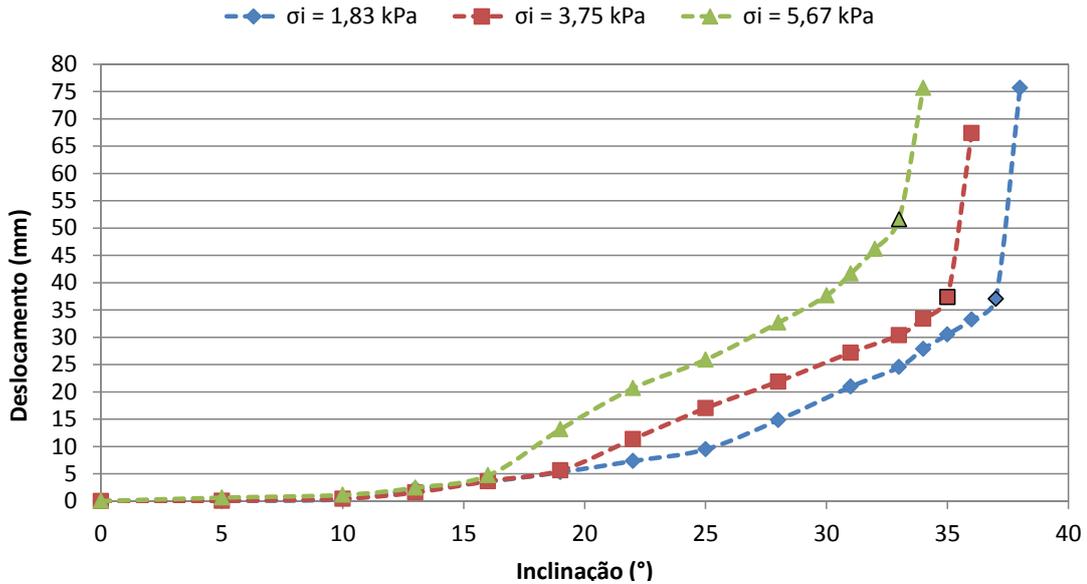


Figura 4.49 Evolução dos deslocamentos da interface SOLO GL15R/GM PEAD TEXT.

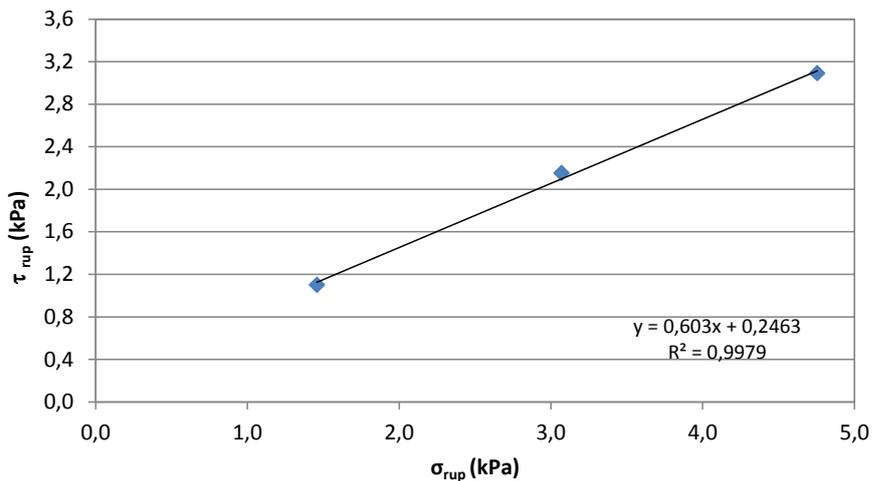


Figura 4.50 Envoltória de ruptura da interface SOLO GL15R/GM PEAD TEXT.

Estes resultados também não diferem muito em relação à interface com geocélula de 5 cm e 10 cm de altura com retalhos.

A Tabela 4.30 e a Tabela 4.31 apresentam resumos com os valores de ângulos de atrito e menores ângulos da rampa na ruptura, respectivamente, obtidos para todas as interfaces ensaiadas.

Tabela 4.30 Resumo dos resultados de ângulo de atrito das diversas interfaces ensaiadas.

ÂNGULO DE ATRITO DA INTERFACE (ϕ_{sg})			
TIPO DE COBERTURA	GEOMEMBRANA		
	PEAD L	PVC L	PEAD TEXT
Solo (5cm)	20°	24°	32°
Geocélula (5cm)	16°	21°	32°
Geocélula (10cm)	15°	21°	31°
Geocélula (15cm)	15°	22°	30°
Geocélula com retalhos (5cm)	16°	22°	32°
Geocélula com retalhos (10cm)	16°	22°	32°
Geocélula com retalhos (15cm)	16°	23°	31°

Tabela 4.31 Resumo dos resultados de menor ângulo da rampa na ruptura das diversas interfaces ensaiadas.

MENOR ÂNGULO DA RAMPA NA RUPTURA (α_{rup})			
TIPO DE COBERTURA	GEOMEMBRANA		
	PEAD L	PVC L	PEAD TEXT
Solo (5cm)	21°	24°	33°
Geocélula (5cm)	18°	22°	33°
Geocélula (10cm)	16°	22°	33°
Geocélula (15cm)	16°	22°	32°
Geocélula com retalhos (5cm)	18°	23°	34°
Geocélula com retalhos (10cm)	17°	23°	34°
Geocélula com retalhos (15cm)	17°	23°	33°

Pode-se verificar que, para todas as interfaces com as mesmas geomembranas, os resultados obtidos não variam de forma significativa. Os ângulos de atrito da interface alteram no máximo em 4° para uma mesma altura de geocélula (com a geomembrana de PEAD lisa), enquanto que para os ângulos da rampa na ruptura a variação máxima é de 3°. Observando-se a Tabela 4.30, pode-se notar ainda que a presença da geocélula diminui o ângulo de atrito de interface para o tipo de material acima da geomembrana utilizado (matéria orgânica) para o caso das geomembranas lisas de PEAD e de PVC. Cabe salientar ainda que isso não ocorre para a geomembrana texturizada de PEAD.

Os cálculos dos valores de eficiência de resistência por atrito das interfaces foram realizados pela Equação 2.7. A partir dos menores valores encontrados de ângulos de atrito das interfaces com os três tipos de geomembranas (15° - PEAD lisa, 21° - PVC lisa e 30° - PEAD texturizada) e do ângulo de atrito do solo orgânico de 28°, calcularam-se as eficiências que se apresentam na Tabela 4.32. Nota-se que a eficiência encontrada para a interface com geomembrana de PEAD lisa é baixa, com valor de 0,5. Para a interface com geomembrana de PVC lisa o valor de 0,72 mostra uma boa eficiência, enquanto que para a interface com geomembrana de PEAD texturizada a eficiência é ainda superior, acima de 1.

Tabela 4.32 Eficiências de resistência por atrito das interfaces com as geomembranas de PEAD lisa, PVC lisa e PEAD texturizada.

EFICIÊNCIA DE RESISTÊNCIA POR ATRITO DAS INTERFACES (E_t)		
PEAD L	PVC L	PEAD TEXT.
0,50	0,72	1,09

4.3 ANÁLISE DOS GRAMPOS

Para avaliar a funcionalidade dos grampos como um sistema de fixação da geocélula sobre a geomembrana foi necessário realizar ensaios para medir a vazão por meio do grampo e da geomembrana, medir a resistência mecânica dos grampos e definir o espaçamento máximo entre os mesmos para cada inclinação de projeto do talude. O projeto de como isso deveria ser executado já havia sido realizado pela Área Metropolitana de Medellín e os ensaios foram realizados de acordo com tal especificação.

4.3.1 VAZÃO ENTRE GRAMPO E GEOMEMBRANA

A partir dos ensaios realizados com os tubos de acrílico, foram obtidos três resultados de permeabilidade para o sistema sem epóxi e três resultados para o sistema com epóxi. Observou-se que para os três ensaios sem o uso de epóxi a perda de carga hidráulica foi de 0,1 cm, diminuindo de 28 cm para 27,9 cm em 24 horas. Já para os ensaios com epóxi não houve perdas. As médias das vazões obtidas encontram-se na Tabela 4.33.

Assim, é possível afirmar que o sistema sem epóxi, ao ser submetido a uma carga hidráulica de 28 cm, possui uma vazão de aproximadamente 10^{-10} m³/s, enquanto o sistema com epóxi é

estanque para os ensaios realizados. Se considerarmos o sistema submetido a esta mesma carga hidráulica durante um ano, o volume de água percolado através de um grampo é de 0,014 m³.

Tabela 4.33 Vazão média calculada para os sistemas sem epóxi e com epóxi.

VAZÃO Q (m ³ /s)	
Sem epóxi	Com epóxi
4,4x10 ⁻¹⁰	0

Os resultados dos ensaios mostram a estanqueidade do sistema ao utilizar epóxi entre o grampo e a geomembrana. Porém, é importante ressaltar que para garantir a sua eficiência seria necessário considerar as deformações dos grampos em condições naturais de campo.

4.3.2 RESISTÊNCIA MECÂNICA DOS GRAMPOS

Para avaliar a resistência mecânica dos grampos, foram realizados dois ensaios *in situ* com a aplicação de cargas paralelas à superfície do terreno sobre os grampos. Também foi possível calcular o valor da resistência global do grampo por meio das forças atuantes durante o ensaio de carga e suas dimensões. O valor médio obtido dos ensaios *in situ* e o valor teórico calculado por meio de Equação 3.10 estão apresentados na Tabela 4.34.

Tabela 4.34 Valores das resistências do grampo obtidos por cálculo e por ensaio em campo.

RESISTÊNCIA DO GRAMPO	
F _{teórica} (kN/m)	F _{ensaio} (kN/m)
26,25	29,47

Pode-se observar que os valores possuem uma diferença relativa de 12%, valor aceitável tendo em vista as simplificações nas análises teóricas utilizadas e as próprias fontes de incerteza do ensaio. Não foram encontrados na literatura valores de referência para que se possam realizar comparações. Portanto, adota-se o menor valor encontrado como resistência do grampo, igual a 26 kN/m. Tal valor foi calculado admitindo-se o grampo cravado no talude a 60 cm e metade do comprimento da placa de 5 cm.

É importante ressaltar que as dimensões do grampo são de fundamental importância para obter a resistência necessária. Observando-se a Equação 3.10, ao aumentar a altura externa do grampo (h_1) a capacidade de carga diminui. Porém, ao aumentar a profundidade interna do grampo (h_2) ou o comprimento da placa (d), essa capacidade aumenta.

Esta análise foi feita somente considerando o uso da geocélula de 10 cm de altura, que é a altura externa do grampo (h_1) e das geocélulas utilizadas na área experimental (Trecho 1). O mesmo ocorre para a análise do espaçamento entre os grampos.

4.3.3 ESPAÇAMENTO ENTRE OS GRAMOS

Para o cálculo do espaçamento máximo necessário entre os grampos, que garante a fixação das geocélulas, utilizou-se a Equação 3.6. Esta varia principalmente em função da resistência mecânica do grampo, 26 kN/m, (encontrado no item anterior) e dos valores das tensões cisalhantes na ruptura das interfaces SOLO GL10/GM PEAD L, SOLO GL10/GM PVC L e SOLO GL10/GM PEAD TEXT.

Foi considerado somente o peso próprio do solo mais geocélula (0,64 kPa) como tensão normal inicial aplicada, com seus respectivos valores de σ_{rup} , τ_{rup} , e α_{rup} de cada interface analisada. Esses valores correspondem à ruptura da interface sem o uso de grampos. Para que um talude possa ter maior inclinação é necessário o uso de grampos que suportem esse maior esforço. O cálculo da área de influência de um grampo foi realizado para cada inclinação de talude, α_t , acima do ângulo de ruptura (α_{rup}). Foi utilizado o mesmo valor da tensão cisalhante na ruptura (τ_{rup}) para todas as inclinações α_t , pois ele se mantém o mesmo.

Para as interfaces com geomembranas de PEAD lisa, PVC lisa e PEAD texturizada, os valores de σ_{rup} , τ_{rup} , e α_{rup} encontrados sem o uso de grampos nas suas rupturas encontram-se na Tabela 4.35, Tabela 4.37 e Tabela 4.39, respectivamente. Considerando que a área necessária entre os grampos seja uma seção quadrada ($S \times S$), para cada inclinação de talude (até 45°) os espaçamentos estão apresentados na Tabela 4.36, Tabela 4.38 e Tabela 4.40.

A Figura 4.51 apresenta três curvas das interfaces com diferentes geomembranas, mostrando os valores dos espaçamentos entre os grampos diminuindo à medida que aumenta a inclinação de taludes até 90°.

Tabela 4.35 Valores de σ_{rup} , τ_{rup} , e α_{rup} encontrados para a interface SOLO GL10/GM PEAD L com $\sigma_i = 0,64$ kPa.

SOLO GL10/GM PEAD L (SEM GRAMPOS)		
α_{rup} (°)	σ_{rup} (kPa)	τ_{rup} (kPa)
19	0,61	0,21

Tabela 4.36 Espaçamento entre os grampos para cada inclinação de talude com a interface SOLO GL10/GM PEAD L.

SOLO GL10/GM PEAD L (COM GRAMPOS)		SOLO GL10/GM PEAD L (COM GRAMPOS)	
α_t (°)	S (m)	α_t (°)	S (m)
20	39	33	10
21	27	34	10
22	22	35	10
23	19	36	9
24	17	37	9
25	16	38	9
26	14	39	9
27	14	40	8
28	13	41	8
29	12	42	8
30	12	43	8
31	11	44	8
32	11	45	8

Tabela 4.37 Valores de σ_{rup} , τ_{rup} , e α_{rup} encontrados para a interface SOLO GL10/GM PVC L com $\sigma_i = 0,64$ kPa.

SOLO GL10/GM PVC L (SEM GRAMPOS)		
α_{rup} (°)	σ_{rup} (kPa)	τ_{rup} (kPa)
24	0,58	0,26

Tabela 4.38 Espaçamento entre os grampos para cada inclinação de talude com a interface
SOLO GL10/GM PVC L.

SOLO GL10/GM PVC L (COM GRAMPOS)		SOLO GL10/GM PVC L (COM GRAMPOS)	
α_t (°)	S (m)	α_t (°)	S (m)
25	39	36	11
26	28	37	11
27	23	38	10
28	20	39	10
29	17	40	10
30	16	41	10
31	15	42	9
32	14	43	9
33	13	44	9
34	12	45	9
35	12		

Tabela 4.39 Valores de σ_{rup} , τ_{rup} , e α_{rup} encontrados para a interface SOLO GL10/GM PEAD
TEXT com $\sigma_i = 0,64$ kPa.

SOLO GL10/GM PEAD TEXT (SEM GRAMPOS)		
α_{rup} (°)	σ_{rup} (kPa)	τ_{rup} (kPa)
38	0,50	0,39

Tabela 4.40 Espaçamento entre os grampos para cada inclinação de talude com a interface
SOLO GL10/GM PEAD TEXT.

SOLO GL10/GM PEAD TEXT (COM GRAMPOS)		SOLO GL10/GM PEAD TEXT (COM GRAMPOS)	
α_t (°)	S (m)	α_t (°)	S (m)
39	42	43	19
40	30	44	17
41	24	45	16
42	21		

Pode-se observar que a curva para a interface com geomembrana de PEAD texturizada encontra-se mais afastada a direita, já que o uso de grampos só é necessário a partir de 39°. Verificou-se que as curvas tendem a um espaçamento constante, muito próximo a cinco

metros. Quando se tem 90° os valores dos espaçamentos para as interfaces com PEAD L, PVC L e PEAD TEXT são: 6, 6 e 8 m, respectivamente.

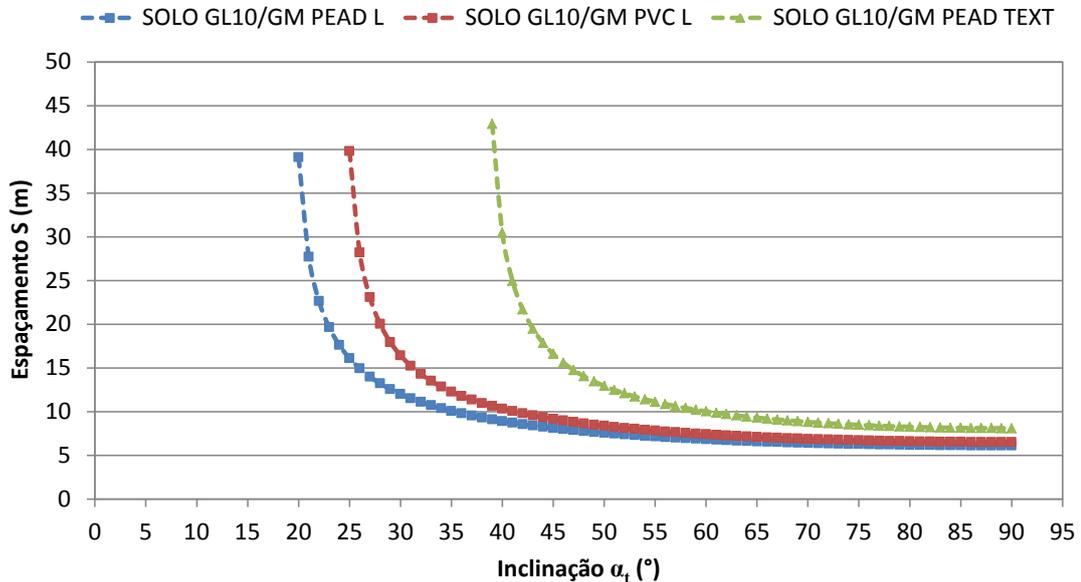


Figura 4.51 Espaçamento entre grampos *versus* inclinação do talude para as interfaces com geomembranas de PEAD L, PVC L e PEAD TEXT.

Se considerarmos que os taludes do Morro de Morávia, em sua maioria, não ultrapassam 45°, observa-se que com o uso de geomembrana de PEAD lisa o espaçamento máximo entre os grampos é de 8 m. Para a geomembrana de PVC lisa o espaçamento máximo é de 9 m e para a geomembrana de PEAD texturizada é de 16 m. Isso mostra que, apesar da geomembrana de PEAD lisa apresentar áreas de influência menores para uma mesma inclinação, comparada às outras geomembranas, os espaçamentos apresentados já são valores altos.

4.4 ANÁLISE VISUAL DOS TRECHOS EXPERIMENTAIS

No ano de 2010 iniciou-se a execução do projeto de proteção, paisagismo e recuperação ambiental do Morro de Morávia. Primeiramente, foi realizada a intervenção no Trecho 1 experimental (Figura 4.52), com uma área de 3314 m², localizado em uma parte da encosta ocidental do morro como visto na Figura 4.53. A recuperação do Trecho 2 iniciou-se em 2011, com uma área total de 4150 m² (Figura 4.54).



Figura 4.52 Recuperação do Trecho 1 experimental.

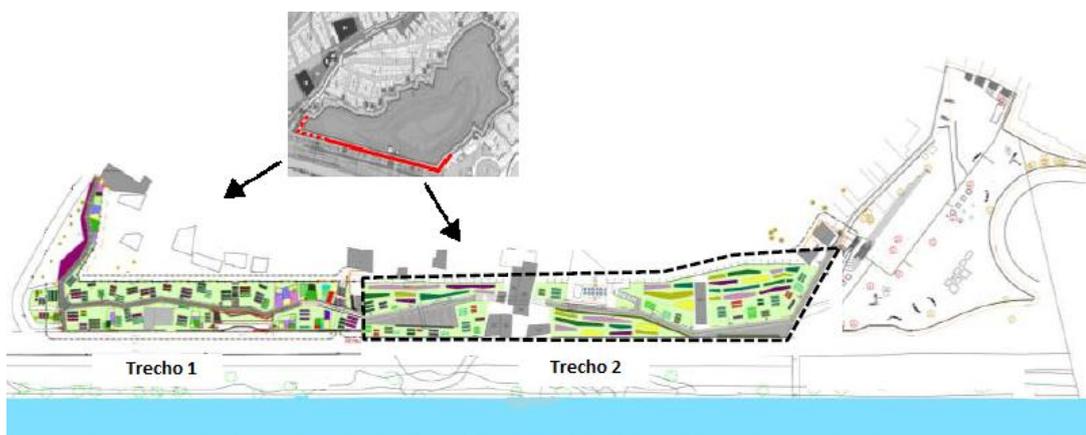


Figura 4.53 Localização em planta dos trechos experimentais 1 e 2 na encosta ocidental do Morro de Moravia.



Figura 4.54 Recuperação do Trecho 2 experimental. (a) Início da recuperação e (b) Trecho 2 finalizado.

4.4.1 TRECHO 1

No Trecho 1 foi instalado o sistema de cobertura com geomembrana de PVC lisa e geocélula de PEAD (com espaços entre as células para drenagem e altura de 10 cm) em uma área de aproximadamente 550 m². A fixação da geocélula sobre a geomembrana foi feita por meio de grampos, espaçados a cada 1 x 1 m². Ao longo desta área, em inclinações muito baixas, foram utilizadas somente as geomembranas, pois o solo estaria estável sobre as mesmas. A Figura 4.55 mostra a sequência de instalação da geocélula sobre a geomembrana no Trecho 1.

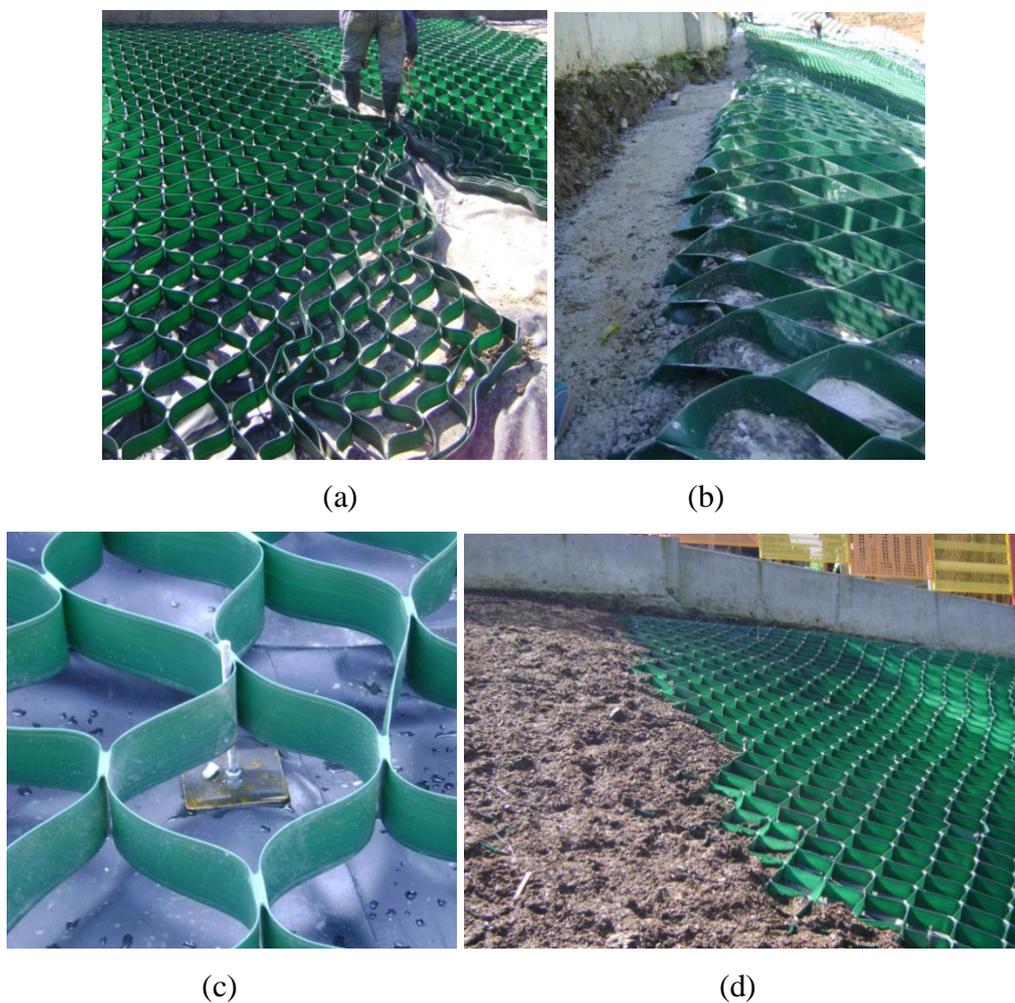


Figura 4.55 Instalação da geocélula sobre a geomembrana no Trecho 1. (a) Expansão dos painéis de geocélula, (b) preenchimento de concreto na canaleta de ancoragem da geocélula e geomembrana, (c) instalação dos grampos e (d) preenchimento das células com solo.

Em alguns locais do Trecho 1 pode-se observar a erosão do solo com grande perda de material e a exposição da geocélula. Entretanto, é importante destacar que o construtor não obedeceu a recomendação de instalar uma geomanta sobre a geocélula para proteção contra a erosão, a qual protegeria o solo enquanto ocorresse a germinação e o estabelecimento das plantas. A Figura 4.56 mostra um talude com inclinação de aproximadamente 45° que se apresenta erodido tanto na plantação de gramas como para as outras vegetações. Verificou-se que para inclinações menores que 35° a grama fixou-se bem ao solo, diferentemente das outras vegetações que não se adaptaram (Figura 4.57), mostrando que o tipo de vegetação também influencia na erosão do solo. É possível que a utilização de uma geocélula mais alta reduza tal processo erosivo.



Figura 4.56 Erosão do talude à altas inclinações com a exposição da geocélula.



Figura 4.57 Erosão do talude onde houve perda de sementes antes da germinação devido a falta de geomanta.

A Figura 4.58 mostra outro problema observado no Trecho 1, que foi o levantamento de bolhas sob a geomembrana, ocasionado devido a formação de gases e a falta de dreno. Além disso, os grampos apresentaram corrosão, já que não foram tratados contra o mesmo. Inclusive os que pareciam estar protegidos por uma calda de cimento, ficaram expostos com o tempo e apresentaram esse tipo de dano (Figura 4.59).



Figura 4.58 Formação de bolha sob a geomembrana.



Figura 4.59 Corrosão aparente do grampo de fixação da geocélula.

4.4.2 TRECHO 2

Em grande parte do Trecho 2 foi utilizada a cobertura com geomembrana de PEAD lisa. Nos locais com inclinações altas, instalaram-se também geocélulas de PE (com tiras perfuradas para drenagem e altura de 12,5 cm). A fixação da geocélula sobre a geomembrana foi realizada por meio de tendões, espaçados a cada 1 m. A Figura 4.60 mostra a instalação da geocélula sobre a geomembrana no Trecho 2.

Pode-se observar que, para este sistema de cobertura, também ocorreram erosões em taludes de altas inclinações para diferentes vegetações. Além da exposição da geocélula, em alguns locais ocorreram o rasgo das tiras de geocélula e a exposição da geomembrana (Figura 4.61). Observou-se também que, mesmo utilizando tendões, alguns locais sofreram o levantamento da geocélula devido ao grande fluxo de águas superficiais. Acredita-se que o ideal seria utilizar um geotêxtil entre a geocélula e a geomembrana para facilitar o fluxo de água, evitando o levantamento e o acúmulo de umidade nas geocélulas.



Figura 4.60 Instalação da geocélula sobre a geomembrana no Trecho 2.



Figura 4.61 Exposição da geocélula e rompimento da mesma ocasionando a exposição da geomembrana.

4.4.3 EROSÃO DO SOLO COM O USO DE GEOCÉLULA

As erosões observadas nos trechos experimentais estão de acordo com os resultados obtidos em um estudo em andamento para o projeto do morro, realizado por Pinzon (no prelo 2012). O estudo avalia a retenção de solo sobre a geomembrana em função da inclinação do terreno

(25°, 35° e 45°), da vegetação e do sistema de cobertura utilizado (geocélula com solo orgânico ou seções de madeira com argila). A Figura 4.62 ilustra as parcelas-modelo utilizadas próximas ao morro, na Universidade Nacional da Colômbia. A Figura 4.63 mostra o crescimento da vegetação na metade superior das parcelas com 25°, enquanto na metade inferior ocorre a erosão devido à falta de vegetação.



Figura 4.62 Parcelas-modelo utilizadas para avaliar a retenção de solo sobre a cobertura dos taludes.



Figura 4.63 Estabelecimento da vegetação e erosão do solo sobre as parcelas-modelo com inclinação de 25° (Pinzon, no prelo 2012).

Assim como nos trechos experimentais, a grama foi a espécie vegetal que melhor se adaptou sobre a cobertura com geocélula, ocorrendo maior retenção do solo quando comparada às outras vegetações. Os estudos mostram que, na última medição, as retenções de solo foram de 95,0, 93,3 e 81,9% para as parcelas com geocélula à 25°, 35° e 45°, respectivamente. A Figura 4.64 apresenta alguns resultados obtidos deste estudo com geocélula (G) e argila (A). O gráfico mostra a tendência da retenção do solo diminuir com o tempo para a inclinação de 45° com geocélula.

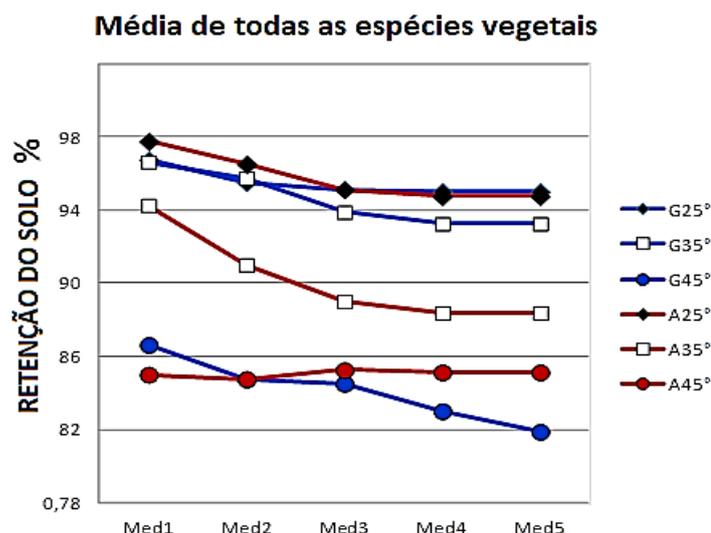


Figura 4.64 Medidas da retenção de solo para cinco medições ao longo do tempo, de acordo com o sistema utilizado de cobertura e inclinação das parcelas (Pinzon, no prelo 2012).

4.5 SISTEMA DE COBERTURA NO MORRO DE MORÁVIA

Para determinar os possíveis sistemas de cobertura no Morro de Morávia, foram utilizados os valores mínimos de ângulo de ruptura das interfaces dos taludes (obtidos com os ensaios de plano inclinado) e o valor limite de ângulo do talude com significativa perda de solo por erosão.

Observou-se que os menores valores obtidos de ângulo de ruptura das interfaces com geomembrana de PEAD lisa, PVC lisa e PEAD texturizada foram 16°, 22° e 32°, respectivamente. Portanto, determinou-se uma faixa de inclinação do morro de 0° a 15°, como possível utilização da interface solo/geomembrana de PEAD lisa. Para a interface solo/geomembrana de PVC lisa determinou-se uma faixa de 0° a 20° e para a interface solo/geomembrana de PEAD texturizada uma faixa de 0° a 30°.

Verificou-se visualmente que as erosões nos trechos experimentais com geocélulas são mais significativas a partir de 35°. O mesmo ocorre para os ensaios de Pinzon (no prelo 2012), mostrando que para inclinações abaixo de 35° a perda de solo nas células é nula com o tempo, enquanto acima de 35° essa perda aumenta significativamente. Assim, determinaram-se faixas, que minimizam as erosões nas células, para o uso de geocélula com grampos de 15° a 35° (com PEAD lisa), 20° a 35° (com PVC lisa) e 30° a 35° (com PEAD texturizada).

Para as inclinações acima de 35°, são possíveis três alternativas. Uma solução seria não utilizar cobertura com geomembrana, visto que, para altas inclinações a infiltração de água é mínima, ocorrendo o escoamento superficial. Porém, a emissão de gases oriundos dos resíduos presentes no morro para a atmosfera continuaria. Outra alternativa seria a realização de cortes para diminuir as inclinações até um valor máximo de 35°. Entretanto, ocorreria o desconfinamento dos RSU, sendo necessárias as análises de estabilidade dos taludes modificados. A terceira alternativa seria a possível realização de aterros com camadas de solo sobre o talude do morro para regularização, diminuindo as inclinações do terreno. Todavia, seria necessário material granular para tal solução.

A Figura 4.65, Figura 4.66 e Figura 4.67 mostram os mapas com os possíveis sistemas de cobertura para determinadas faixas de inclinação, a partir de terreno natural do morro.

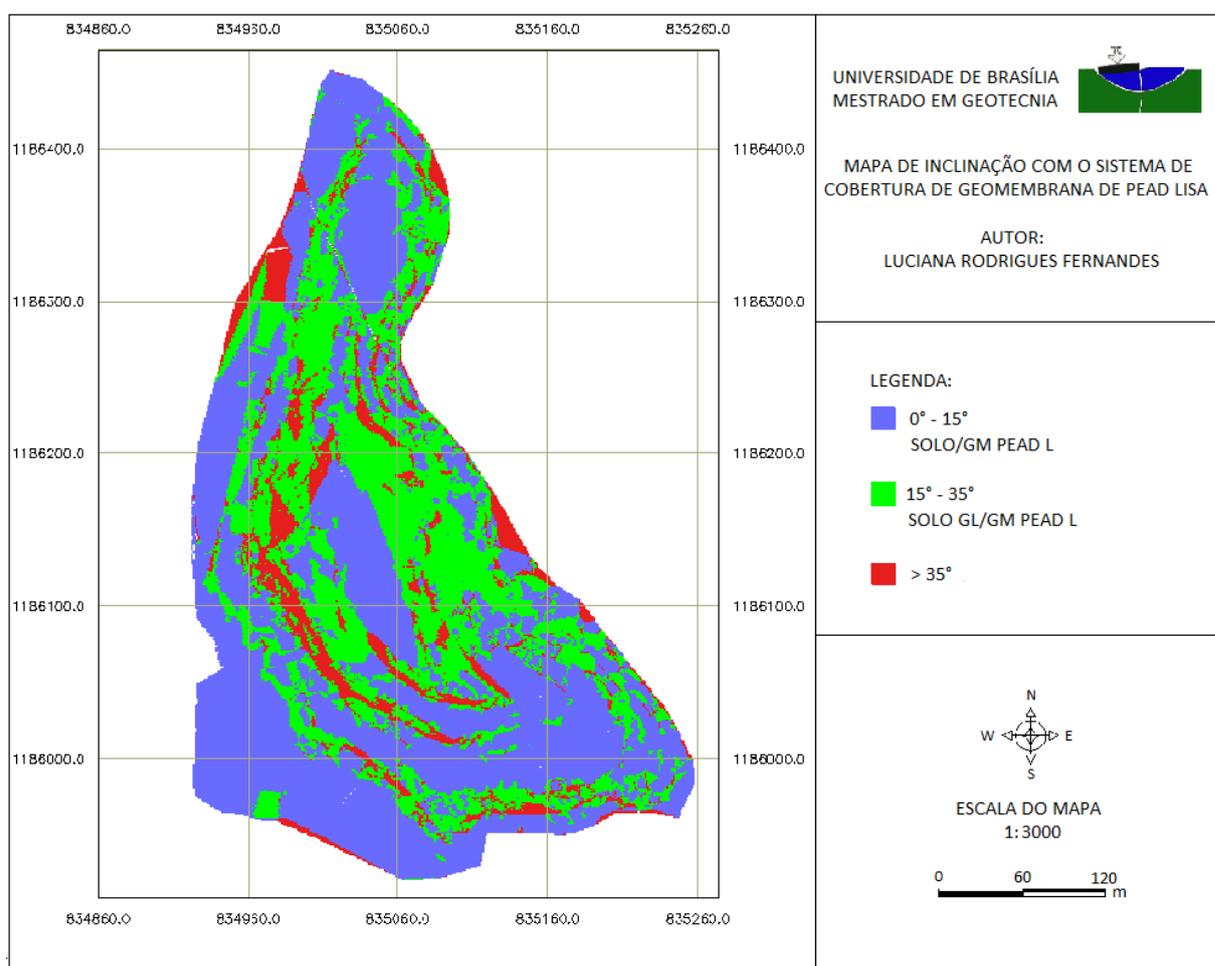


Figura 4.65 Mapa de inclinação com o sistema de cobertura de geomembrana de PEAD lisa.

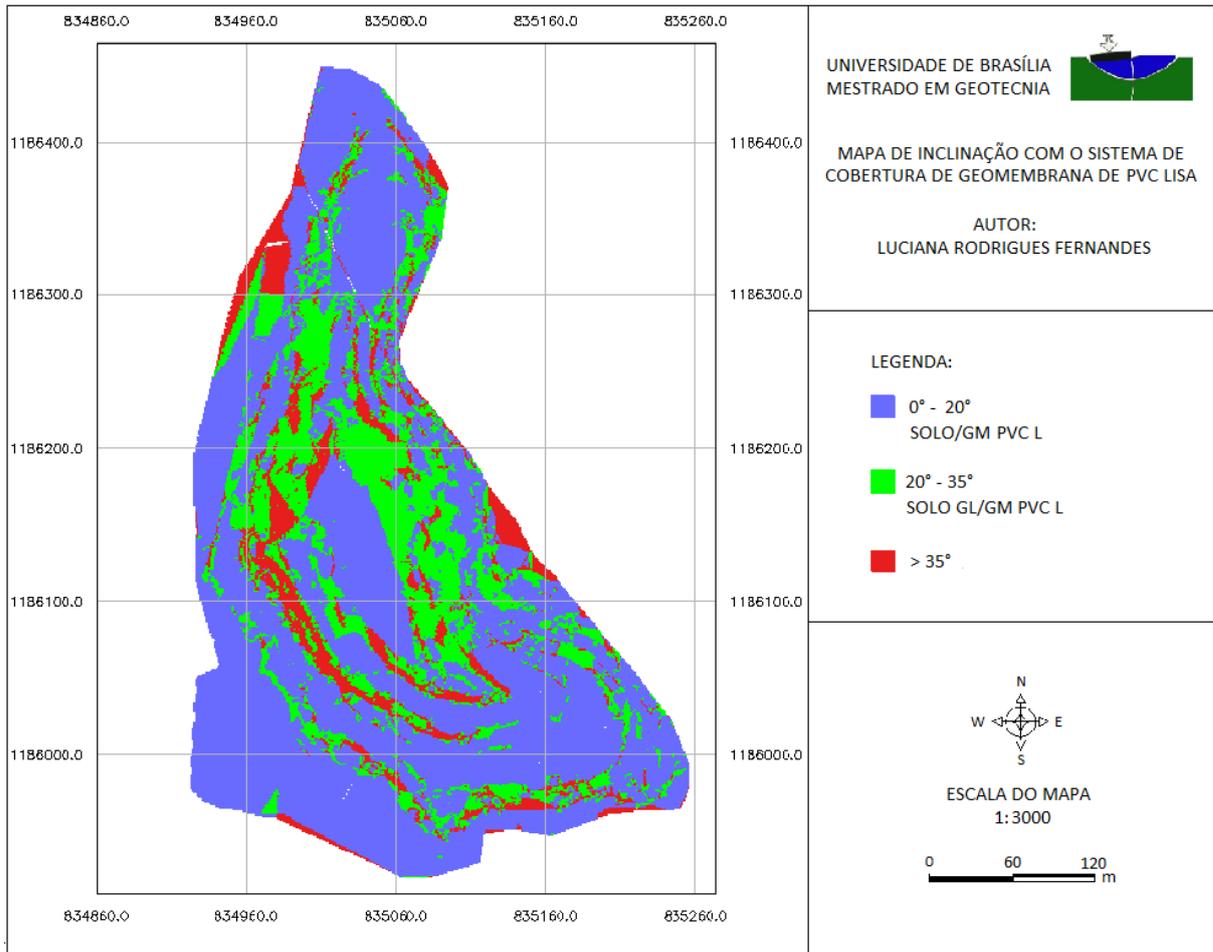


Figura 4.66 Mapa de inclinação com o sistema de cobertura de geomembrana de PVC lisa.

Para escolher entre os três sistemas de cobertura, é necessário obter a área de instalação para cada faixa de inclinação e calcular o preço total dos gastos com materiais e mão de obra, analisando o melhor custo – benefício.

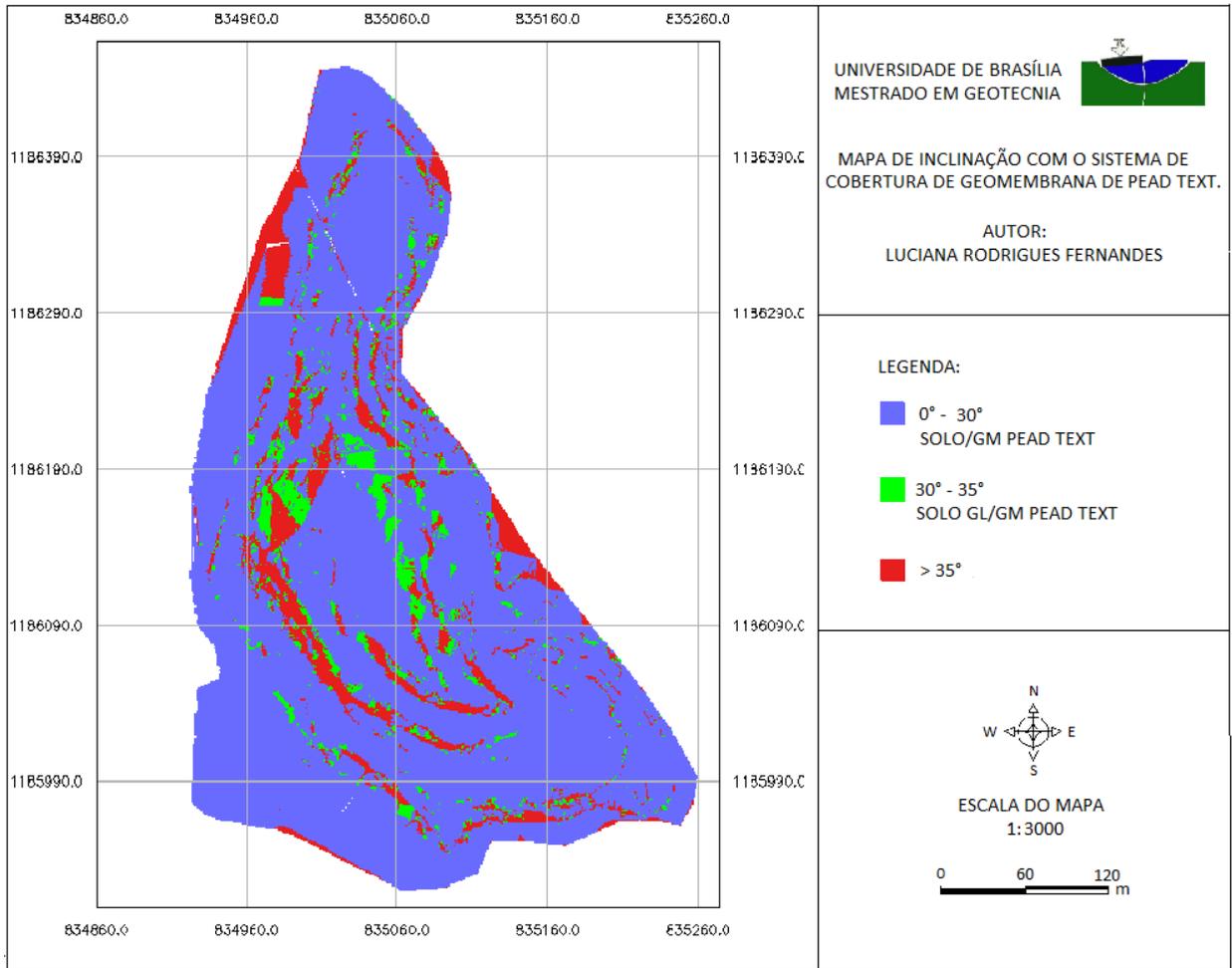


Figura 4.67 Mapa de inclinação com o sistema de cobertura de geomembrana de PEAD texturizada.

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

5.1 CONCLUSÕES

Para realizar as análises probabilísticas de estabilidade dos perfis do morro, observou-se uma grande dispersão dos parâmetros de resistência c_r e ϕ_r dos RSU. Isto resultou em valores de desvios padrões altos e conseqüentemente em valores baixos de índices de confiabilidade, mesmo com probabilidades de ruptura acima de 1,5.

Foi possível determinar os taludes de baixa confiabilidade (perfis 1, 2, 3, 4, 9, 10 e 36). As análises posteriores dos perfis 1, 2, 3, 4 e 10 sofreram modificações nas geometrias com cortes. Já os perfis 9 e 36, após várias tentativas, não responderam favoravelmente às modificações. Com as análises de risco social, observou-se que a modificação da geometria reduziu um pouco a probabilidade de ruptura, entretanto o risco aumentou em alguns casos (perfis 1 e 10) devido ao aumento da intensidade do possível deslizamento. Portanto, para os perfis 1, 9, 10 e 36 não foram recomendadas as modificações dos taludes, apenas a suavização dos mesmos.

Considerando que praticamente todos os perfis estavam dentro da área inaceitável quanto ao risco social, concluiu-se que a melhor solução para o morro seria a retirada e realocação dos moradores ameaçados (diminuindo a vulnerabilidade). Isto se deve ao fato de que não seria possível diminuir a probabilidade de ruptura, principalmente por não ser recomendável a remoção de solo contaminado devido às limitações ambientais.

Os resultados dos ensaios de plano inclinado mostraram que, para as interfaces com mesmas geomembranas, os ângulos de atrito das interfaces e os ângulos da rampa na ruptura não variam de forma significativa quando se reduz a área das células ou com diferentes alturas desse material. Pode-se notar ainda que a presença da geocélula diminui o ângulo de atrito de interface para o tipo de material acima da geomembrana utilizada (matéria orgânica) para o caso das geomembranas lisas de PEAD e de PVC. Porém, isso não ocorre ao utilizar a geomembrana texturizada de PEAD.

O menor valor encontrado de ângulo de atrito foi de 15° para as interfaces com geomembrana de PEAD lisa e geocélula de 10 e 15 cm. Para as interfaces com geomembrana de PVC lisa, o menor valor encontrado de ângulo de atrito foi 21°, utilizando-se geocélulas de 5 e 10 cm. As interfaces com geomembrana de PEAD texturizada apresentaram os maiores valores de ângulo de atrito, como já esperado, sendo o menor valor encontrado de 30° (com a geocélula de 15 cm).

A eficiência de resistência por atrito da interface com geomembrana de PEAD lisa foi baixa, com valor de 0,5. Para a interface com geomembrana de PVC lisa o valor de 0,72 mostra uma boa eficiência, enquanto que para a interface com geomembrana de PEAD texturizada a eficiência foi ainda superior, ligeiramente acima de 1.

Os ensaios de percolação, para os grampos de fixação da geocélula sobre a geomembrana, mostraram que o sistema se mostrou permeável através do furo realizado na geomembrana. Entretanto, ao se utilizar epóxi entre a geomembrana e a placa superior do grampo, o sistema se mostrou impermeável, garantindo a estanqueidade do mesmo.

Por meio dos ensaios que avaliaram a resistência mecânica dos grampos, foi possível determinar o espaçamento máximo necessário entre os mesmos, garantindo a estabilidade do sistema. Foram encontrados resultados para as interfaces com geocélula de 10 cm (tipo utilizado no campo) e os três tipos de geomembrana (PEAD lisa, PVC lisa e PEAD texturizada). Para uma mesma inclinação, o espaçamento entre os grampos é menor para a geomembrana de PEAD lisa, devido a menor resistência da interface. Entretanto, os valores encontrados são altos, sendo para 35° de inclinação, necessário um espaçamento entre os grampos de 10 m para a interface com geomembrana de PEAD lisa.

Baseando-se na análise visual dos trechos experimentais, observou-se a instalação de dois tipos de sistemas de cobertura com geocélula e geomembrana no Morro. Verificou-se que alguns locais do Trecho 1 apresentaram problemas como erosão superficial e exposição da geocélula devido às altas inclinações, corrosão do grampo e a formação de bolhas sob a geomembrana devido à falta de drenos. Para o Trecho 2 também ocorreram problemas com erosão superficial e exposição da geocélula. Além disso, houve o levantamento da geocélula devido ao grande fluxo de águas superficiais. Baseando-se nisso, o recomendado seria a

utilização de geotêxtil entre a geocélula e a geomembrana para facilitar o fluxo de água. Nesse caso seriam necessários ensaios de plano inclinado para as interfaces com geotêxtil. Concluiu-se também que os taludes do morro com inclinações menores que 35° possuem pouca perda de solo por erosão, principalmente quando a vegetação é composta por grama.

Foram determinados possíveis sistemas de cobertura no Morro de Morávia baseando-se nos resultados dos ensaios de plano inclinado e do valor limite de ângulo do talude com significativa perda de solo por erosão. Apresentaram-se mapas para os sistemas de cobertura com geomembranas de PEAD lisa, PVC lisa e PEAD texturizada. A escolha final deve ser decorrente de uma análise de custo - benefício de cada sistema obtido pelas áreas mostradas nos mapas.

5.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Com o presente trabalho, são apresentadas algumas sugestões para pesquisas futuras de maneira que novos trabalhos sejam realizados nessa linha de pesquisa. Pode-se citar:

- Utilização de um sistema de aquisição de dados para os ensaios de plano inclinado, com utilização de extensômetros elétricos presos à geomembrana para medir as deformações pontuais.
- Aperfeiçoamento do sistema de levantamento da rampa por meio de um motor elétrico para evitar o trabalho manual e minimizar a possibilidade de solavancos.
- Realização de ensaios de plano inclinado com diferentes graus de saturação do solo orgânico a fim de verificar a influência da umidade na resistência das interfaces.
- Execução de ensaios com a interface solo orgânico/geotêxtil, visto que é necessário o uso deste geossintético para facilitar a drenagem de escoamento superficial para o caso estudado do Morro de Morávia.
- Execução de ensaios com a interface geogrelha 3D/geomembrana ou geogrelha 3D/geotêxtil a fim de verificar a eficiência do uso de um material alternativo à geocélula para estabilização de solo.
- Definir um método de ensaio para verificar quantitativamente a perda de solo (erosão) nas geocélulas com o tempo, para diferentes inclinações de taludes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABRAMENTO, M.; ROCHA CAMPOS, M. M.; SENF, D. F.; VASQUEZ BASTIAS, C. (2008). Failure of a Landfill Cover and Remediation Using Geocells. In: The First Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition, Março de 2008, Cancun, México. 10 p.
- ABREU, R. C. (2000). Compressibilidade de Maciços Sanitários. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP. 241 p.
- AGUIAR, V. R. (2003). Ensaio de Rampa para o Estudo 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.
- AGUIAR, V. R. (2008). Ensaio de Rampa para o Estudo da Resistência de Interfaces Solo-Geossintético. Tese de Doutorado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, RJ, 372 p.
- ALBERTE, E. P. V. (2003). Análise de Técnicas de Recuperação de Áreas Degradadas por Disposição de Resíduos Sólidos Urbanos: Lixões, Aterros Controlados e Aterros Sanitários. Bahia – Brasil, Faculdade de Tecnologia e Ciências, Salvador.
- ALMEIDA, F. (2011). Morro do Bumba Recebe Obras de Recuperação e Revitalização. Revista Fundações & Obras Geotécnicas - Geotecnia Ambiental, 20(1): 78-81.
- ALMEIDA, M. L. O. & VILHENA, A. (2000). Lixo municipal – Manual de Gerenciamento Integrado. Segunda edição, São Paulo: IPT/CEMPRE - Publicação IPT 2622.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1992). ASTM D 4439: Standard Terminology for Geosynthetics. ASTM Standards on Geosynthetics.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (2000). ASTM E 96: Standard Test Methods for Water Vapor Transmission of Materials. Annual Book of ASTM Standards, Vol 14.02.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (2004). ASTM D 3080: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. West Conshohocken.
- ANDRADE, M. H. N. (1990). Retroanálise de Escorregamento da Encosta do Cactáreo, Jardim Botânico: Mecanismos de Ruptura – Tese de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, RJ.
- ASSIS, A. P.; ESPÓSITO, T. J.; GARDONI, M. G.; SILVA, P. D. E. A. (2002). Apostila: Publicação G.AP.–002/01 - Métodos Estatísticos e Probabilísticos em Geotecnia. Universidade de Brasília, Brasília, DF.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1986). ABNT NBR-6457: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização, Rio de Janeiro, 9 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2009). ABNT NBR-11682: Estabilidade de Taludes, Rio de Janeiro, 33 p.

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

BENVENUTO, C.; CUNHA, M. A. (1991). Escorregamento em Massa de Lixo no Aterro Sanitário Bandeirantes em São Paulo, SP. Anais do II Simpósio sobre Barragens de Rejeitos e Disposição de Resíduos, vol. 2, 55–66.

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

BUENO, B. S. (2004). Matérias-Primas. In: José Carlos Vertematti. (Org.). Manual Brasileiro de Geossintéticos. : Editora Edgard Blücher, 1 ed. São Paulo: ABINT, p. 13-25.

BRIAÇON, L.; GIRARD, H.; POULAIN, D. (2002). Slope Stability of Lining Systems- Experimental Modeling of Frictional at Geosynthetic Interfaces. Geotextiles and Geomembrans. V. 13 (5), p. 147-172.

CAAWS (2012). Clean Air and Water Systems, LLC. Disponível em: <<http://caawsystems.com/products/geomembranes.html>>. Acesso em: 19 de Jul. 2012.

CAICEDO, B.; YAMIN, L.; GIRALDO, E.; CORONADO, O. (2002). Geomechanical Properties of Municipal Solid Waste in Doña Juana Sanitary Landfill. Proc. 4th Environmental Geotechnics – 4th ICEG, Rio de Janeiro, de Melo e Almeida (eds), Rio de Janeiro, RJ, Vol. 1, 177-182.

CARDIM, R. D. (2008). Estudo da Resistência de Resíduos Sólidos Urbanos por Meio de Ensaios de Cisalhamento Direto de Grandes Dimensões. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 91 p.

CARVALHO, M. F. (1999). Comportamento Mecânico de Resíduos Sólidos Urbanos. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 300 p.

CARVAJAL, H. E. M. (2012). Comunicação verbal.

COWLAND, J. W.; TANG, K. Y.; GABAY, J. (1993). Density and Strength Properties of Hong Kong Refuse. Proc., Sardinia, 93, 4th Int. Landfill Symp., 1433–1446.

DE BEER, E. E. (1967). Bearing Capacity and Settlement of Shallow Foundations on Sand. In: Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations. Duke: Duke University, 1967. 15-34 pp.

DIVYA, P. V.; VISWANADHAM, B. V. S.; GOURC J. P. (2012). Influence of Geomembrane on the Deformation Behaviour of Clay-Based Landfill Covers. *Geotextiles and Geomembranes*. 34 (2012) 158e171.

EDINCLILER, A.; BENSON, C. H.; EDIL, T. B. (1996). Shear strength of municipal solid waste. Geotechnical Engineering Program, Department of Civil e Environmental Engineering, University of Wisconsin-Madison, Madison Wisconsin 53706, U.S.A., 65p. Environmental Geotechnics Report 96-2.

EID, H. T.; STARK, T. D.; EVANS, W. D.; SHERRY, P. E. (2000). Municipal solid waste slope failure I: waste and foundation soil properties. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 126 (5), 397–407.

FARIAS, M. M.; ASSIS, A. P. (1998). Uma Comparação entre Métodos Probabilísticos Aplicados à Estabilidade de Taludes. XI COBRAMSEG. ABMS, Brasília, DF, 2: 1305 - 1313.

FEAM (1995). Fundação Estadual do Meio Ambiente - Como destinar os resíduos sólidos urbanos. Belo Horizonte, 47 p.

FUCALE, S. P. (2005). Influência dos componentes de reforço na resistência de resíduos sólidos urbanos. Tese de Doutorado, Centro de Tecnologia e Geociências, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, PE, 215p.

GABR, M. A.; VALERO, S. N. (1995). Geotechnical Properties of Municipal Solid Waste. *Geotechnical Testing Journal*, GTJODJ, Vol. 18, nº 2, 241-251.

GEOTEXAN (2012). Geotêxtil Geotexan: Instalação de Geotexcelda (em espanhol). Disponível em: <<http://blog.geotexan.com/tag/geotexcelda>>. Acesso em: 19 de Jul. 2012.

GIRARD H.; BERROIR, G.; GOURC, J. P.; MATHIEU, G. (1994). Frictional Behavior of Geosynthetics and Slope Stability of Lining Systems. Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products. Singapore, Vol. 1, pp. 339-342.

GIRARD, H.; FISCHER, S.; ALONSO, E. (1990). Problems of Friction Posed by the Use of Geomembranes on Dam Slopes - Examples and Measurements. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 9, No. 2, pp. 129-143.

GIROUD, J. P.; SWAN JUNIOR, R. H.; RICHER, P. J. & SPOONER, P. R. (1990). Laboratory and Field Tests, Design and Construction. Geosynthetic Landfill. Proceedings of the 4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Vol. 2, The Hague, Netherlands, Balkema, Rotterdam pp, 1039 – 1046.

GOMES, R. C. (1993). Interação Solo-reforço e Mecanismos de Ruptura em Solos Reforçados com Geotêxteis. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Engenharia Civil, São Carlos, SP, 270 p.

GONZALEZ, J. H. P. (1995). Comportamento Geotécnico de Vertedouros Controlados de Resíduos Sólidos Urbanos (em espanhol). Tese de Doutorado. Escola Técnica Superior de

Engenheiros de Estradas, Canais e Portos. Universidade de Cantabria, Santander, Espanha, 587p.

GOTTELAND, P.; LEMARÉCHAL, D.; RICHARD, P. (1995). Analysis and Monitoring of the Stability of a Domestic Waste Landfill. Proc., 5th International Landfill Symposium - Sardinia 95, S. Margherita di Pula, Cagliari, Italy, CISA, 777-787.

GOURC, J. P.; CAMP, S.; VISWANADHAM, B. V. S.; RAJESH, S. (2010). Deformation Behaviour of Clay Cap Barriers of Hazardous Waste Containment Systems: Full-scale and Centrifuge Tests. *Geotextiles and Geomembranes* 28 (3), 281e291.

GOURC, J. P.; LALARAKOTOSON, S.; MULLER-ROCHHOLTZ. & BRONSTEIN, Z. (1996). Friction Measurement by Direct Shearing or Tilting Process – Development of a European Standard. First European Geosynthetics Conference, EUROGEO 1, Maastricht Netherlands, Balkema, Rotterdam, pp. 1039-1046.

GRAY, D. H.; LEISER, A. T. (1982). *Biotechnical Slope Protection and Erosion Control*. Ed. Van. Nostrand Reinhold Company, New York.

GRISOLIA, M.; NAPOLEONI, Q.; TANGREDI, G. (1995) The Use of Triaxial Tests for the Mechanical Characterization of Municipal Solid Waste. In: Proc., Sardinia 1995, Fifth International Landfill Symposium, Cagliari, Italy, V.2, 761–767. Environmental Sanitary Engineering Center, Cagliari, Italy.

GUERRA A. J. T.; CUNHA, S. B. (1994). *Geomorfologia: uma Atualização de Bases e Conceitos*. Ed. Bertrand Brasil AS, Rio de Janeiro, RJ.

HARR, M. E. (1987). *Reliability – Based Design in Civil Engineering*. McGraw-Hill Publishing Company, New York, USA, 291 p.

HARRIS, J. M. (2006). *Environmental Natural Resources Economics: A Contemporary Approach*. Houghton Mifflin Company, New York.

HIDALGO, C.; VEGA, J.; ASSIS, A. P. (2012). Proposta Metodológica para Avaliação Probabilística da Ameaça por Deslizamento. Disponível em: <<http://www.rc.unesp.br>>. Acesso em: 27 de set. 2012.

HOUSTON, H.; SONJOY, S. B.; BEX, K. (1995). Cellulase Activity of *Trichoderma Ressei* (RUTC 30) on Municipal Solid Waste. *Applied Biochemistry and Biotechnology*, 15:145-1.

HOWLAND, J. D.; LANDVA, A. O. (1992). Stability Analysis of a Municipal Solid Waste Landfill. *Geotechnical Special Publication*, nº 31, Proc. Stability and Performance of Slopes and Embankments – II , ASCE, New York, vol. 2, 1216-1231.

IGS (2000). *Recommended Descriptions of Geosynthetics. Functions, Geosynthetics Terminology, Mathematical and Graphical Symbols*. Easley, Carolina do Sul, Estados Unidos.

IMPE, W. F., BOUAZZA, A. (1998). Large Shear Tests on Compacted Bales of Municipal Solid Wastes, *Soils and Foundations* ,Vol. 38, No. 3, 199–200.

- IZGIN, M. (1997). Geomembrane-Sand Interface Friction. Dissertação de Mestrado. Middle East Technical University, Ankara, Turkey.
- IZGIN, M. E. & WASTI, Y. (1998). Geomembrane-Sand Interface Frictional Properties as Determined by Inclined Board and Shear Box Tests. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 16, pp.207-219.
- JEWELL, R. A. (1996). Soil Reinforcement with Geotextiles. CIRIA-Special Publication 123, Thomas Telford, UK, 332 pp.
- KOELSCH, F.; FRICKE, K., MAHLER, C.; DAMANHURI, E. (2005). Stability of Landfills - the Bandung Dumpsite Disaster. In: Sardinia 2005, Tenth International Waste Management and Landfill Symposium, Cagliari, Italy.
- KOERNER, R. M. (1999). *Designing with Geosynthetics*. 4th Ed. Prentice Hall. New Jersey, 759 pp.
- KOERNER, R. M. (1994). *Designing with Geosynthetics*. Prentice Hall Inc, 3rd Ed, New Jersey, 783 pp.
- KOMETA (2001). Manufacturer and Supplier Geocell for Erosion Protection. Disponível em: <<http://www.kometa.by/Geogrid.htm>>. Acesso em: 13 de abr. de 2012.
- KÖNIG, D.; JESSBERGER, H. L. (1997). Waste Mechanics. Proc., 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Special Report of the TC5 Technical Committee on Waste Mechanics, Hamburg, Germany, 35-76.
- LANDVA, A.O., CLARK, J.I., (1990). Geotechnics of waste fill. *Geotechnics of Waste fills - Theory and Practice*, ASTM STP 1070, Arvid Landva, G. David Knowles, editors, ASTM, Philadelphia, pp.86-103.
- LANDVA, A. O.; CLARK, J. I.; WEISNER, W. R.; BURWASH, W. J., (1984). Geotechnical Engineering and Refuse Landfills. Proc. 6th National Conference on Waste Management, British Columbia, Vancouver, Canada.
- LIMA JÚNIOR, N. R. (2000). Estado da Interação entre Solo e 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.
- LONDOÑO, L. J. S. (2011). Avaliação do Comportamento Geotécnico do “Morro de lixo” do Bairro Morávia na Cidade de Medellín (em espanhol). Dissertação de Mestrado, Universidade Nacional da Colombia, Medellín, Colombia. 160 p.
- LOPES, C. P. F. C. (2001). Estudo da Interação Solo-Geossintético Através de Ensaio de Corte em Plano Inclinado. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Portugal, Cidade do Porto, 186 p.

MACHADO, S. L.; VILAR, O. M.; CARVALHO M. F. (2008). Constitutive Model for Long Term Municipal Solid Waste Mechanical Behavior. *Computers and Geotechnics* 35. Pp 775–790.

MAHLER, C. F.; LAMARE NETTO, A. (2003), Shear Resistance of Mechanical Biological Pre-treated Domestic Urban Waste, *Proceedings Sardinia 2003, Ninth International Waste Management and Landfill Symposium*, 6-10 October 2003.

MAZZUCATO, N.; SIMONINI, P.; COLOMBO, S. (1999). Analysis of Block Slide in a MSW Landfill, *Proceedings Sardinia 1999, Seventh International Waste Management and Landfill symposium*, Cagliari, Italy, 4-8 October 1999.

MELLO, L. G. R. (2001). Estudo da Interação Solo-Geossintético em Taludes de Obras de Disposição de Resíduos. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 130 p.

MELLO, L. G. R.; LIMA JÚNIOR, N. R.; PALMEIRA, E. M. (2003). Estudo da Interação entre Interfaces de Solo e Geossintéticos em Taludes de Áreas de Disposição de Resíduos. *Solos e Rochas*, V.26(1), 19-352pp.

MMA (2011). Ministério do Meio Ambiente - Política Nacional de Resíduos Sólidos. Disponível em: <<http://www.mma.gov.br>>. Acesso em: 08 de set. 2011.

MADS (2005). Ministério do Ambiente e Desenvolvimento Sustentável (em espanhol). Disponível em: <<http://www.minambiente.gov.co>>. Acesso em 08 de set. 2011.

MERRY, S. M.; KAVAZANJIAN, E.; FRITZ, W. U. (2005). Reconnaissance of the July 10 2000, Payatas Landfill Failure. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, ASCE, 19, 100 –107.

MONTEIRO, C. B. (2012). Estudo de interface solo - geomembrana com variações de níveis de saturação do solo. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil, Brasília, DF, 131 p.

MONTEIRO, J. H. P. & ZVEIBIL, V. Z. (2001). Manual de Gerenciamento Integrado de Resíduos Sólidos. IBAM, Rio de Janeiro, 200 p.

MPZ (2012a). Aplicações Tecnológicas, Ltda. Disponível em: <<http://www.mpz.com.br/geomantas.html>>. Acesso em: 05 de Mar. 2012.

MPZ (2012b). Aplicações Tecnológicas, Ltda. Disponível em: <<http://www.mpz.com.br/geocels.html>>. Acesso em: 05 de Mar. 2012.

NASCIMENTO, J. C. F. (2007). Comportamento Mecânico de Resíduos Sólidos Urbanos. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 154 p.

O'ROURKE, T. D.; DRUSCHEL, S. J. & NETRAVALI, A. N (1990). Shear Strength Characteristics of Sand-polymer Interfaces. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 116, n. 4, p. 451-469.

ORTIGÃO J. A. R. & SAYÃO A. S. F. J. (2004). Handbook of Slope Stabilization, Springer Verlag, Heidelberg, 478 p.

PALMEIRA, E. M. (1993). Curso de Estabilização e Reforço de Solos. Introdução a Utilização de Geossintéticos. Publicação GAP002B/93, Área de Geotecnia - ENC-FT-UnB, Brasília, DF, 165 pp.

PALMEIRA, E. M. & VIANA, H. N. L. (2003). Effectiveness of Geogrids as Inclusions in Cover Soils of Slopes of Waste Disposal Areas. Geotextiles and Geomembranes, Vol 21, Nº 5, 317-337 pp.

PALMEIRA, E. M.; LIMA JÚNIOR, N. R; MELLO, L. G. R. (2002). Interaction between Soils and Geosynthetic Layers in Large Scale Ramp Tests. Geosynthetics International, v.9, n.2.

PINZON, M. S. S. (no prelo 2012). Parcelas Modelo para a Avaliação do Sistema de Cobertura com Geossintéticos (em espanhol).

PRESTO GEOSYSTEMS (2009). Geoweb: Slope Protection System – Installation Guideline. Disponível em: <http://www.greenfix.co.uk/docs/slope_installation.pdf>. Acesso em: 05 de Mar. 2012.

RANKINE, W. J. M. (1857). Earth Pressure Theory, Phil. Trans. of the Royal Soc., London.

REDDY, K. R; HETTIARACHCHI, H; PARAKALLA, N. S; GANGATHULASI, J.; BOGNER, J. E; LAGIER, T. (2009). Hydraulic Conductivity of MSW in Landfills. Journal of Environmental Engineering, Vol. 135, No. 8, August 1, 2009. Pp 677–683.

REDDY, K. R; HETTIARACHCHI, H; PARAKALLA, N. S; GANGATHULASI, J.; BOGNER, J. E., (2008). Geotechnical Properties of Fresh Municipal Solid Waste at Orchard Hills Landfill, USA. Waste Management 29. pp 952–959.

RESTREPO, P. A. I. (2011). Avaliação do Risco Aceitável por Escorregamentos de Encostas em Regiões Tropicais Montanhosas: Caso de Aplicação, Medellín – Colômbia. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil, Brasília, DF, 226 p.

REZENDE, E. S. (2005). Estudo da Resistência de Interfaces Solo-Geossintético Utilizando o Equipamento de Rampa. Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, RJ, 149 p.

RICHARDSON.; REYNOLDS. (1991). Geosynthetic Considerations in a landfill on compressible Clays. Proceedings of Geosynthetics, Vol. 2, Atlanta, GA.

SANCHEZ-ALCITURRI, J. M.; PALMA, J.; SAGASETA, C.; CANIZAL, J. (1993). Mechanical Properties of Wastes in a Sanitary Landfill. Proc. International Conference Green'93, Waste Disposal by Landfill, Sarsby (ed), Balkema, Rotterdam, 357-363.

SANDRONI, S. S. & SAYÃO, A. S. F. (1993). The Use of Relative Probability of Failure in the Design of OpenPit Mine Slopes. Innovative Mine Design for the 21st Century, Balkema, Rotterdam, The Netherlands: 21-24.

SIEIRA, A. C. C. F (2003). Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação Solo Geogrelha. Tese de Doutorado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, RJ, 330 p.

TENAX (2007). Tenax Tenweb Geocell: Installation Guidelines. Disponível em: <<http://www.tenax.net/geosynthetics/installations/installation-of-tenax-tenweb-geocells.pdf>>. Acesso em: 01 de Mar. 2012.

TERZAGHI, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. New York: John Wiley and Sons. 510 p.

UFBA/CAIXA (1998). Universidade Federal da Bahia / Caixa Econômica Federal: Relatório Técnico: 2ª etapa do projeto de pesquisa aproveitamento de resíduos sólidos para a produção de materiais de construção de baixo custo. Salvador.

UPC (2012). Universidade Politécnica da Catalunya (em catalão) – BarcelonaTech. *Cátedra Unesco de Sostenibilidad – Fotografías*. Disponível em: < <https://cus.upc.edu>>. Acesso em: 13 de Set. 2012.

U. S. CORPS OF ENGINEERS (2003). Slope Stability. Engineering and Design. Engineer manual. EM 1110-2-1902.

UZIELLI, M.; NADIM, F.; LACASSE, S.; KAYNIA, A. M. (2008). A Conceptual Framework for Quantitative Estimation of Physical Vulnerability to Landslides. Journal of Engineering Geology 102, 251 – 256.

VESIĆ, A. (1975). Bearing Capacity of Shallow Foundations. Foundation Engineering Handbook, eds. H.F. Winterkorn and H.Y. Fang, Van Nostrand Reinhold, New York, pp.121-147.

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, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 259 p.

VIANA, H. N. L. (2003). Estabilidade de Taludes de Áreas de Disposição de Resíduos Revestidos com Geossintéticos: Influência da Presença de Geogrelhas. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 98 p.

VIDAL, I. G. (2006). Engepol Geossintéticos Ltda: Manual de Geossintéticos, 3ª edição. Disponível em: <<http://www.nortene.com.br/resources/pdf/catalogo/manual-geossintetico-cap17.pdf>>. Acesso em: 01 de Mar. 2012.

VILAR, O.; CARVALHO, M., (2004). Mechanical Properties of Municipal Solid Waste. ASTM Journal of Testing and Evaluation, 32, 1–12.

WASTI, Y. OZDUZGUN, Z. B. (2001). Geomembrane-Geotextiles Interface Shear Properties as Determined by Inclined Board and Direct Shear Box Tests. *Geotextiles and Geomembranes*. 19pp, 45-57.

WHITMAN, R. V. (1984). Evaluating Calculated Risk in Geotechnical Engineering. *Journal of Geotechnical Engineering*. New York: ASCE, v.110, n2, p. 144-188.

WITHIAN, J. L.; TARVIN, P. A.; BUSHELL, T. D.; SNOW, R. E.; GERMANN, H. W. (1995). Prediction and Performance of Municipal Landfill Slope. *Proc. International Conference Geoenvironment 2000, Geotechnical Special Publication 46, ASCE, New Orleans, Louisiana, vol.2, 1005-1019.*

WU, K. J. & AUSTIN, D. N. (1992). Three-Dimensional Polyethylene Geocells for Erosion Control and Channel Linings, *Geotextiles and Geomembranes*, 11, pp. 611 – 620.

ZEGELIN, S. L.; WHITE, I.; RUSSELL, G. F (1992). A Critique of the Time-Domain Reflectometry Technique for Determining Field Soil Water Content. In: Topp, G.C.et al. (eds). *Advances in Measurements of Soil Physical Properties: Bringing Theory into Practice*. Madison, Wisconsin.

APÊNDICE A: RESULTADOS DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE

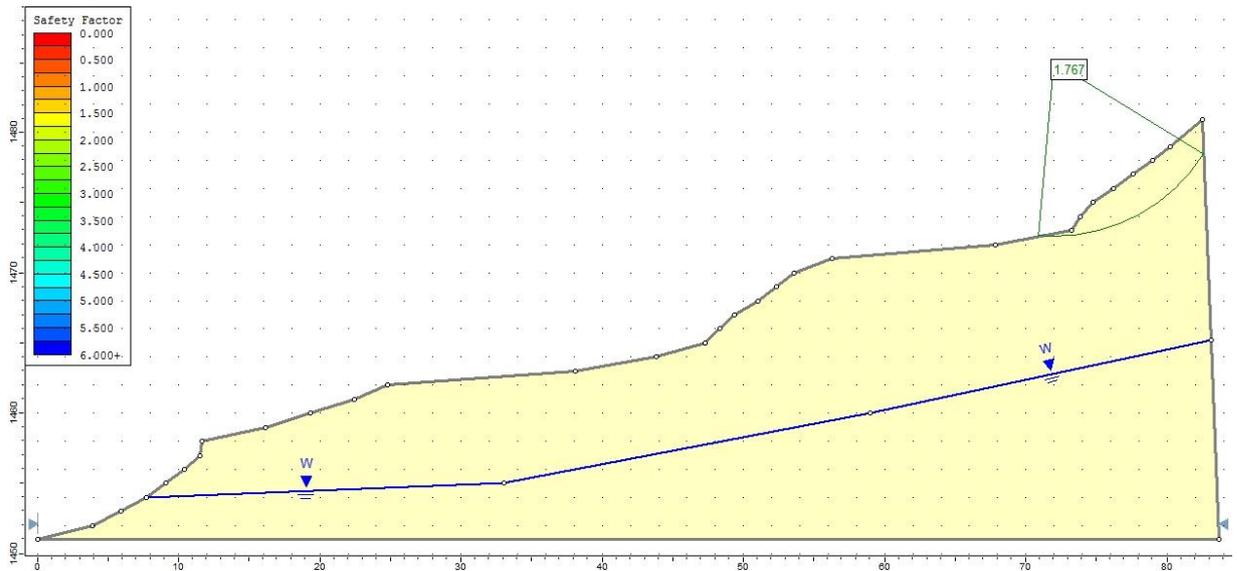


Figura A 1. Análise de estabilidade do Perfil 2 com seu talude natural. FS=1,8.

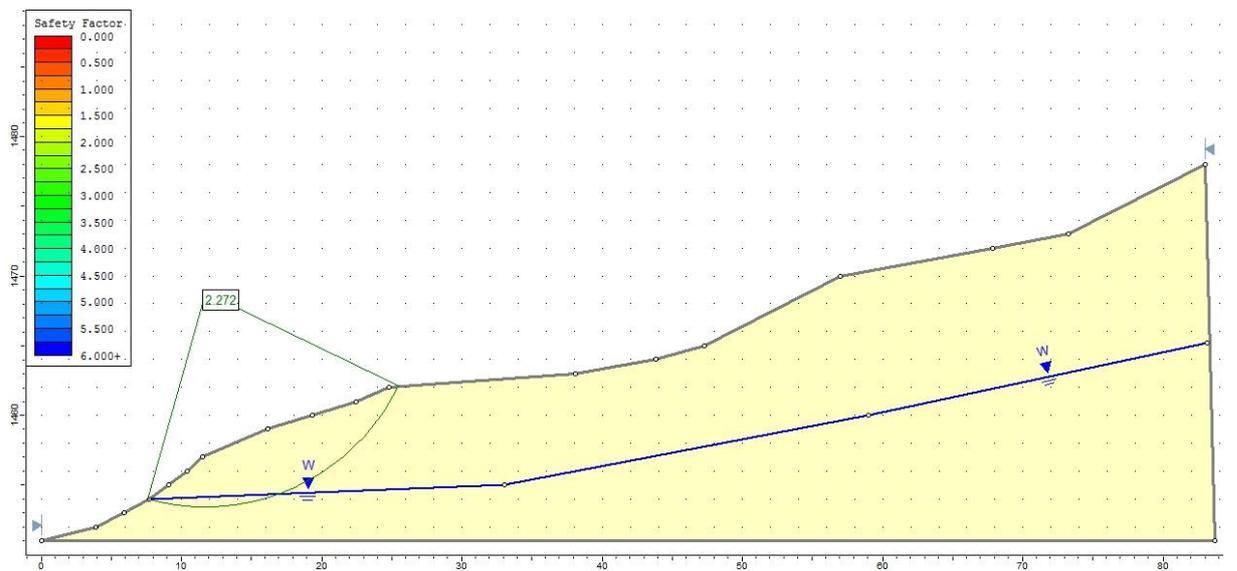


Figura A 2. Análise de estabilidade do Perfil 2 com a geometria de seu talude modificada.

FS=2,3.

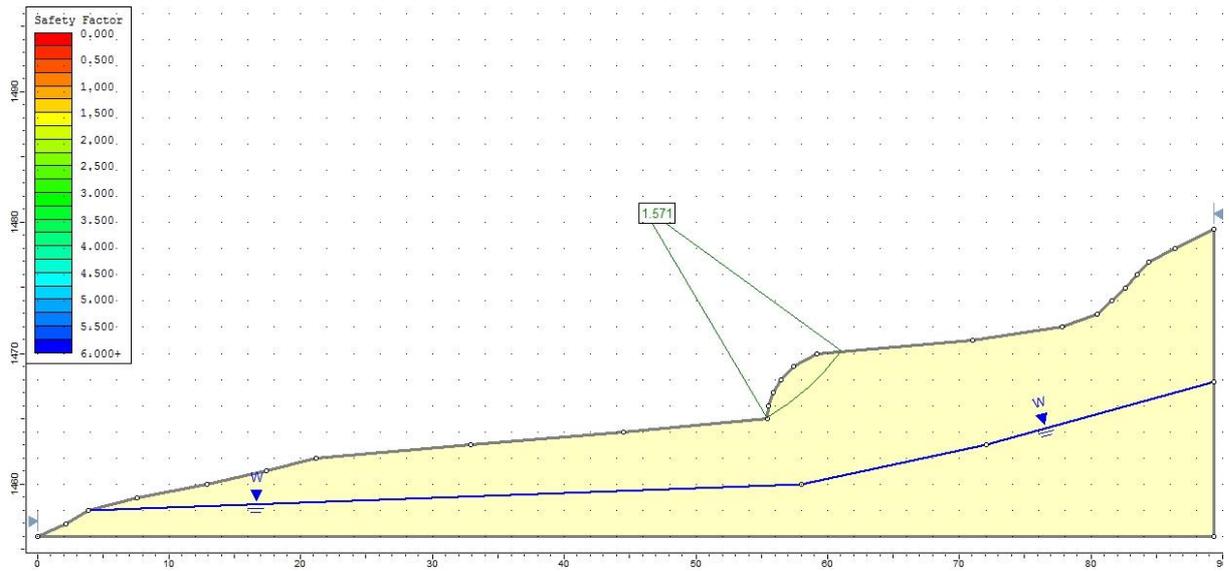


Figura A 3. Análise de estabilidade do Perfil 3 com seu talude natural. FS=1,6.

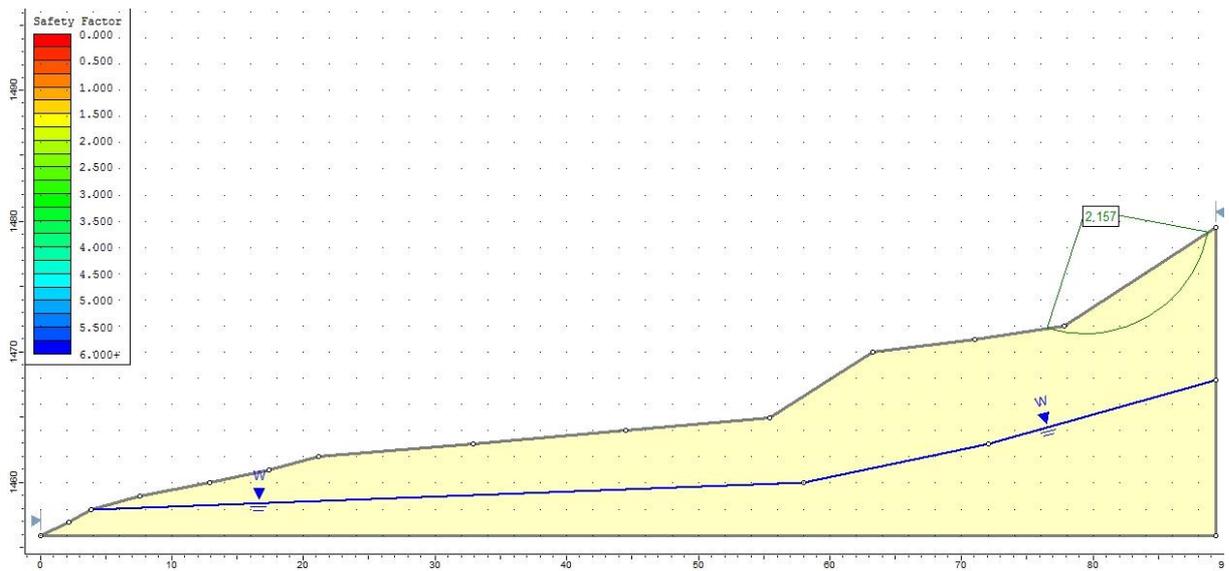


Figura A 4. Análise de estabilidade do Perfil 3 com a geometria de seu talude modificada.

FS=2,2.

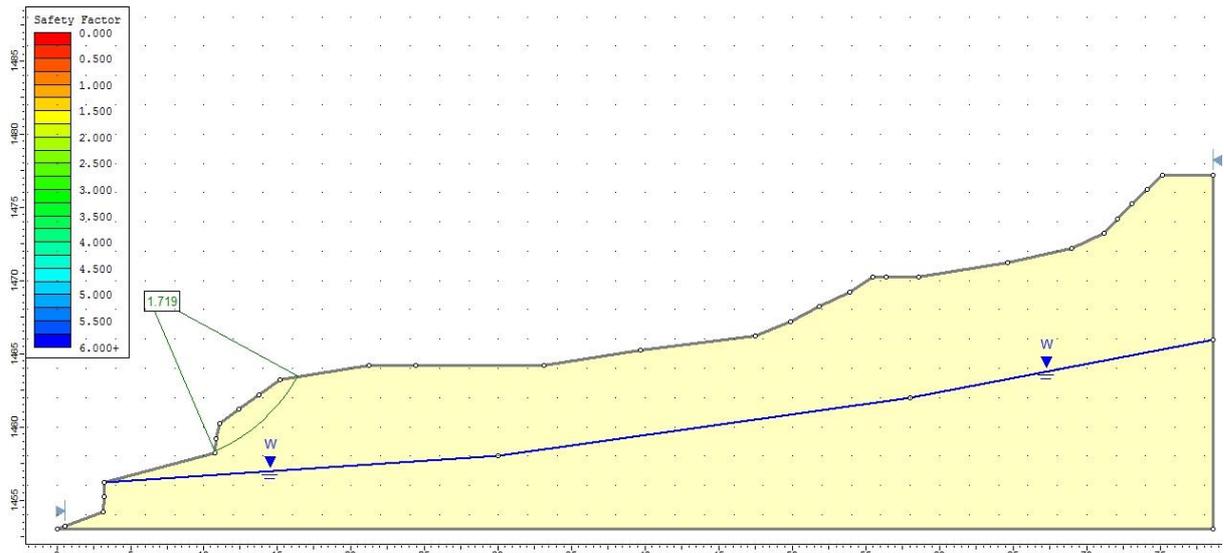


Figura A 5. Análise de estabilidade do Perfil 4 com seu talude natural. FS=1,7.

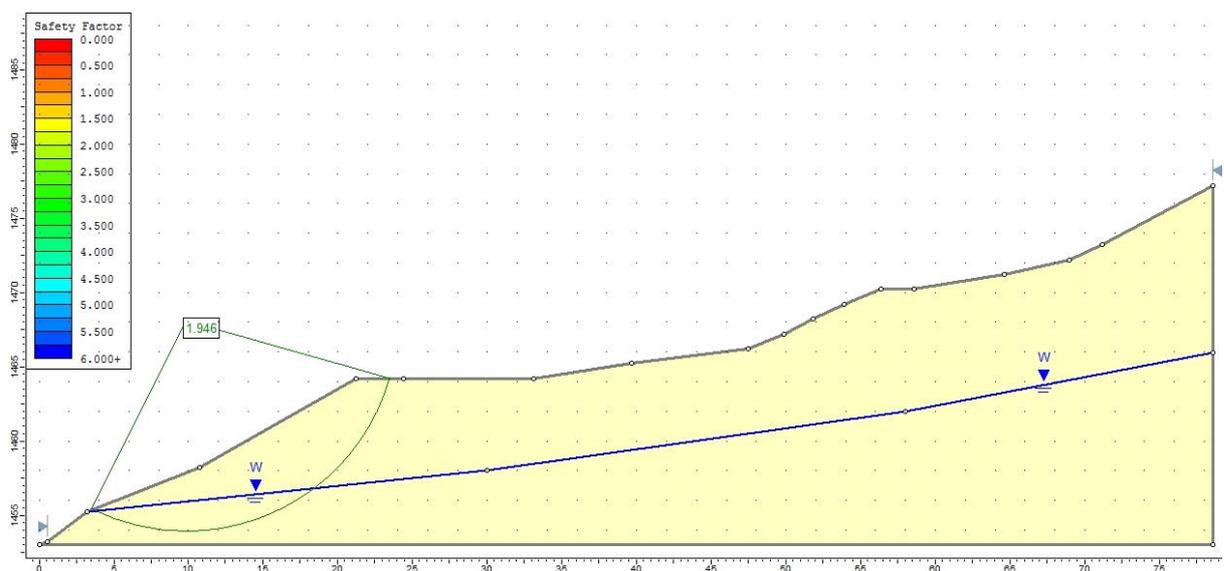


Figura A 6. Análise de estabilidade do Perfil 4 com a geometria de seu talude modificada.
FS=1,9.

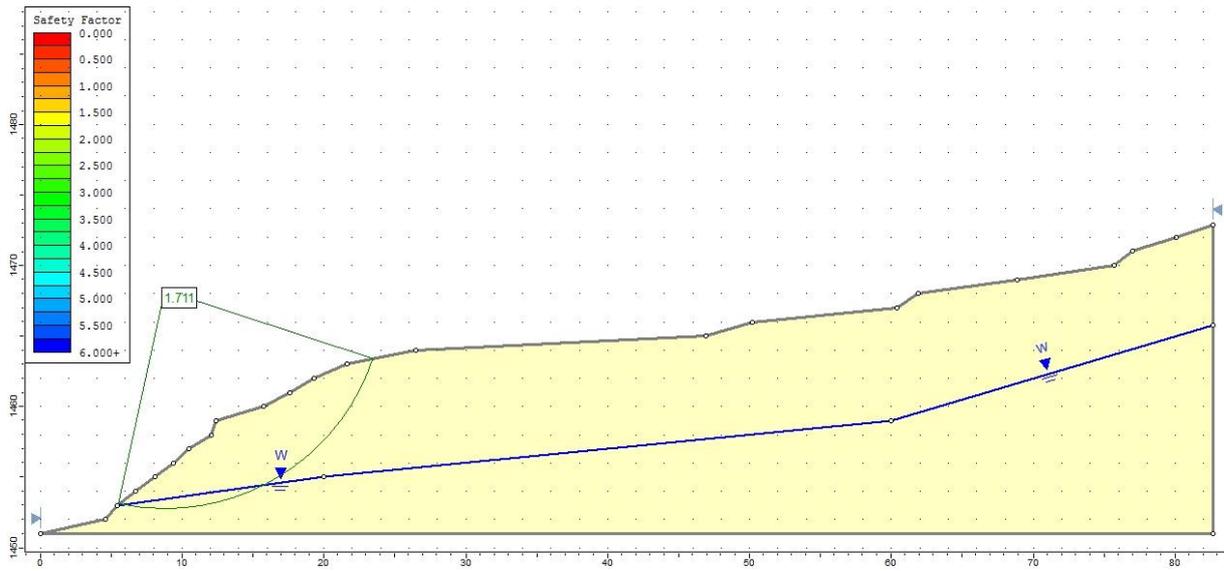


Figura A 7. Análise de estabilidade do Perfil 5 com seu talude natural. FS=1,7.

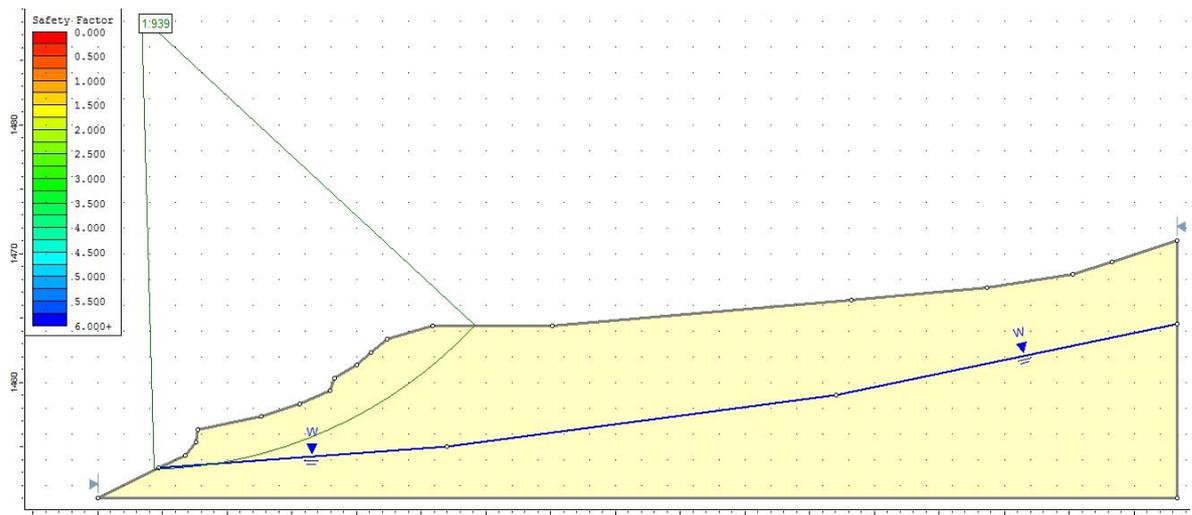


Figura A 8. Análise de estabilidade do Perfil 6 com seu talude natural. FS=1,9.

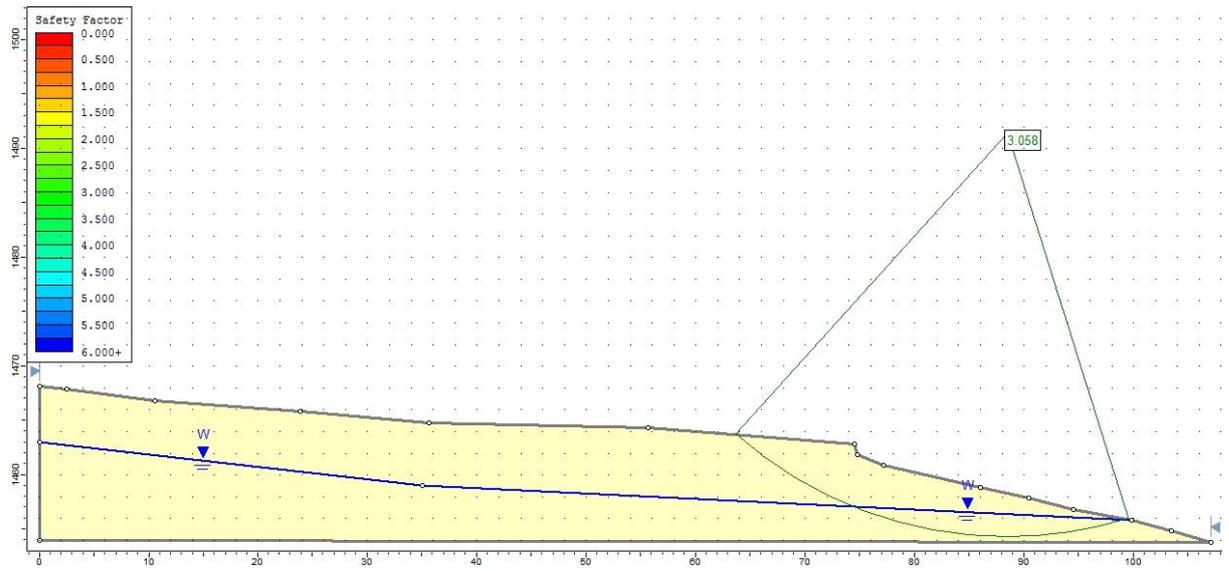


Figura A 9. Análise de estabilidade do Perfil 7 com seu talude natural. FS=3,0.

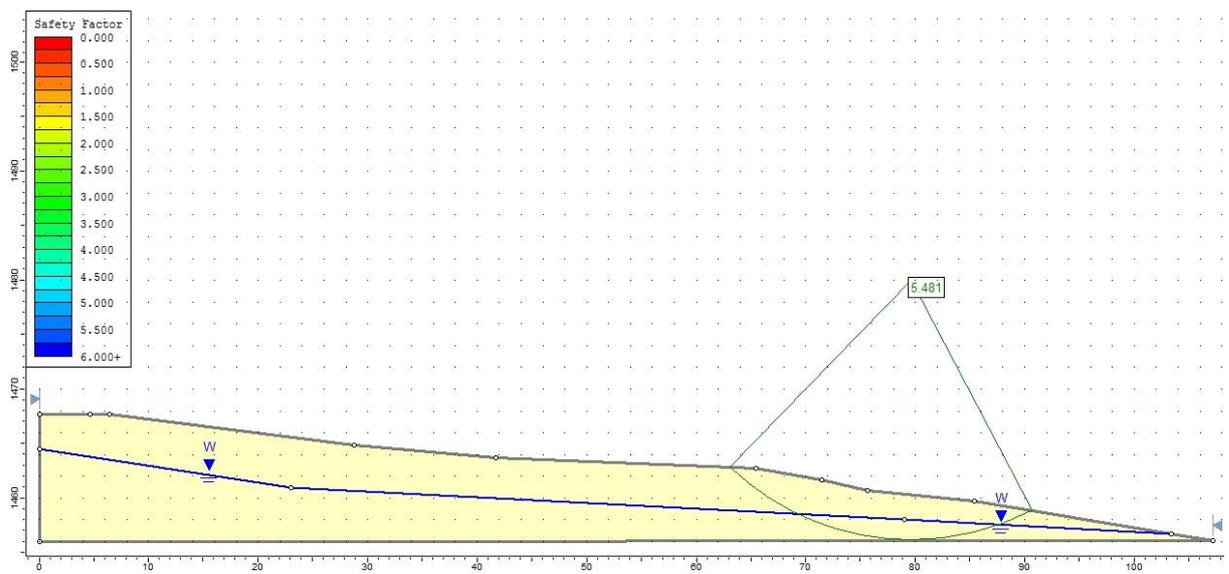


Figura A 10. Análise de estabilidade do Perfil 8 com seu talude natural. FS=5,5.

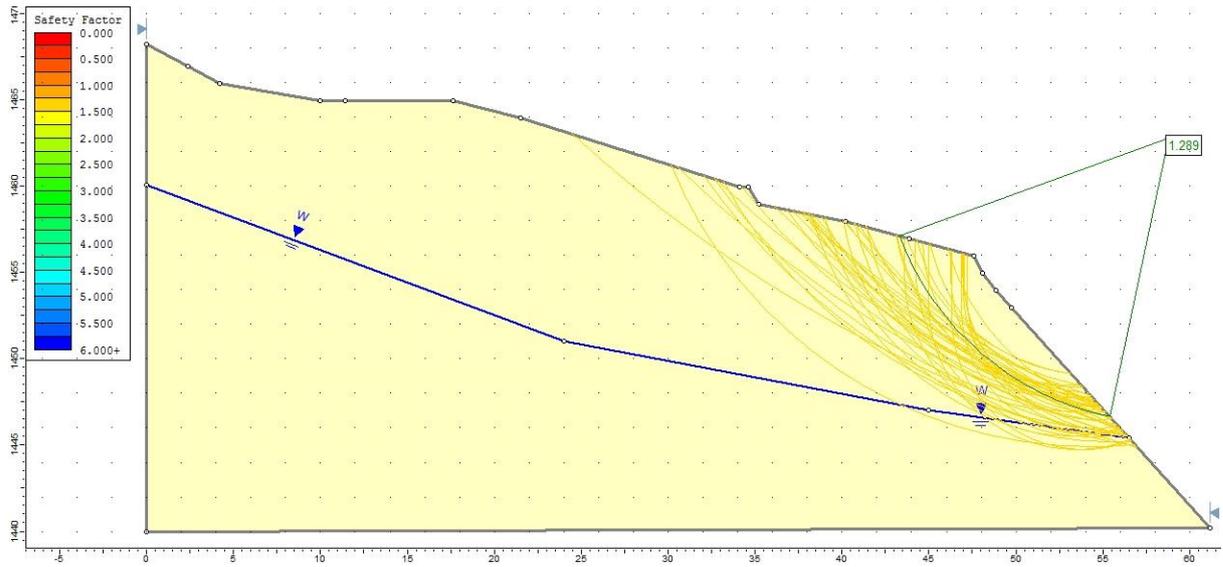


Figura A 11. Análise de estabilidade do Perfil 9 com seu talude natural. FS=1,3.

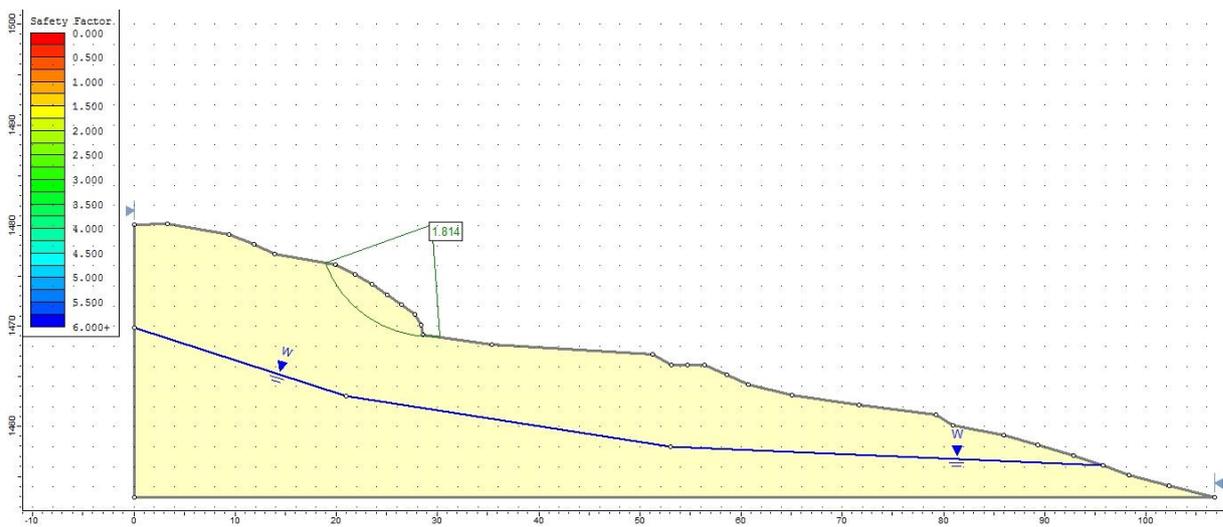


Figura A 12. Análise de estabilidade do Perfil 10 com seu talude natural. FS=1,8.

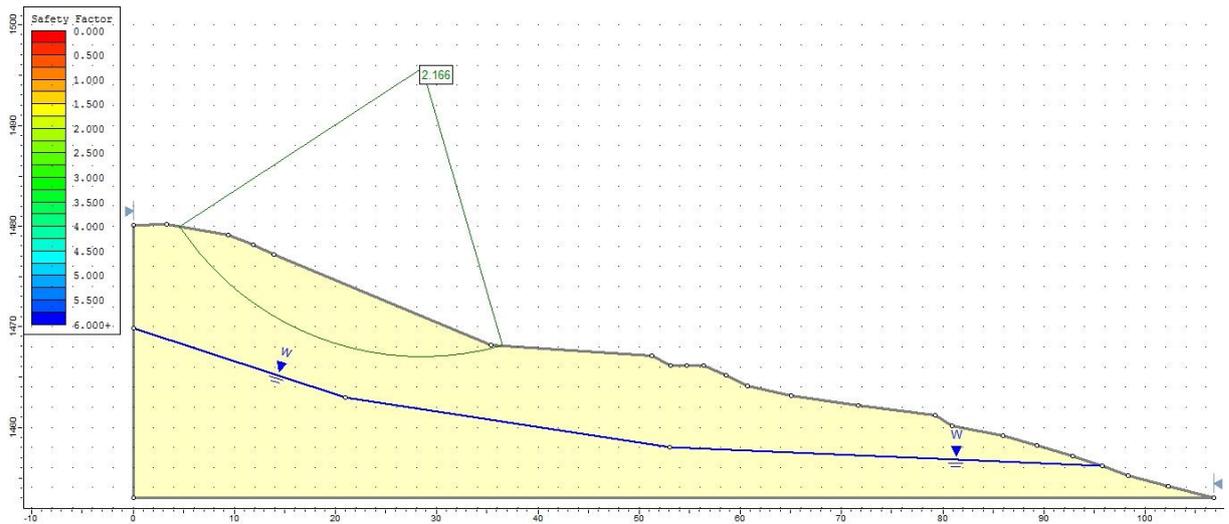


Figura A 13. Análise de estabilidade do Perfil 10 com a geometria de seu talude modificada.
 FS=2,2.

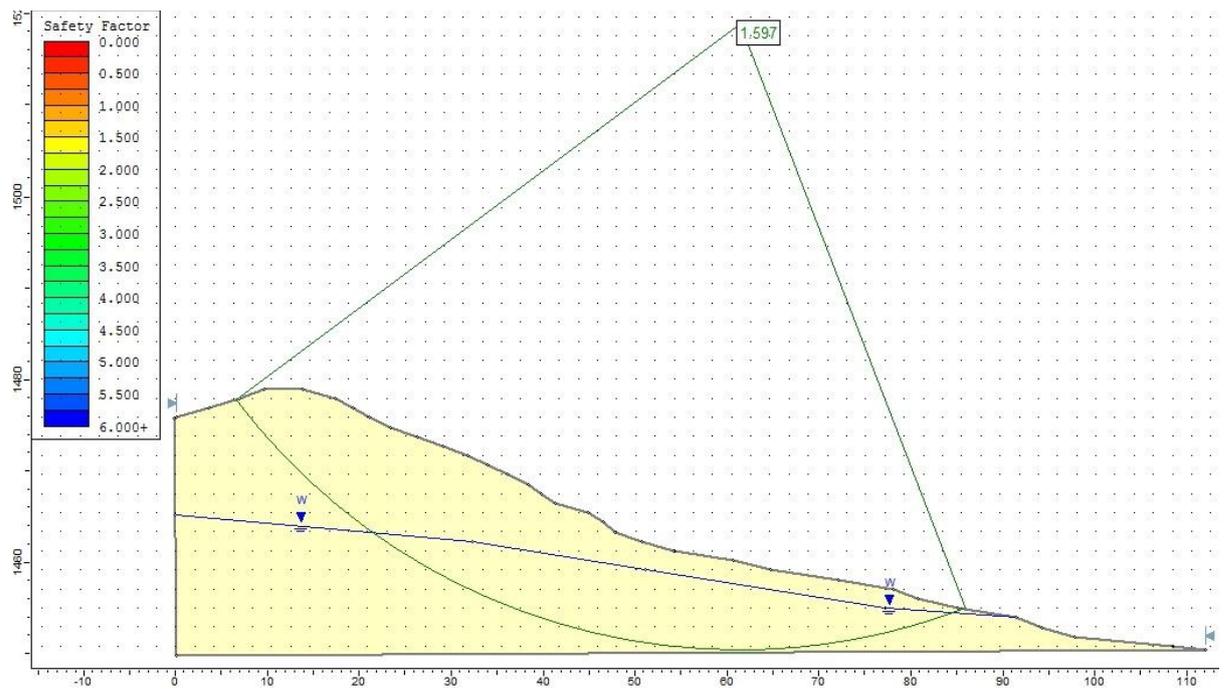


Figura A 14. Análise de estabilidade do Perfil 11 com seu talude natural. FS=1,6.

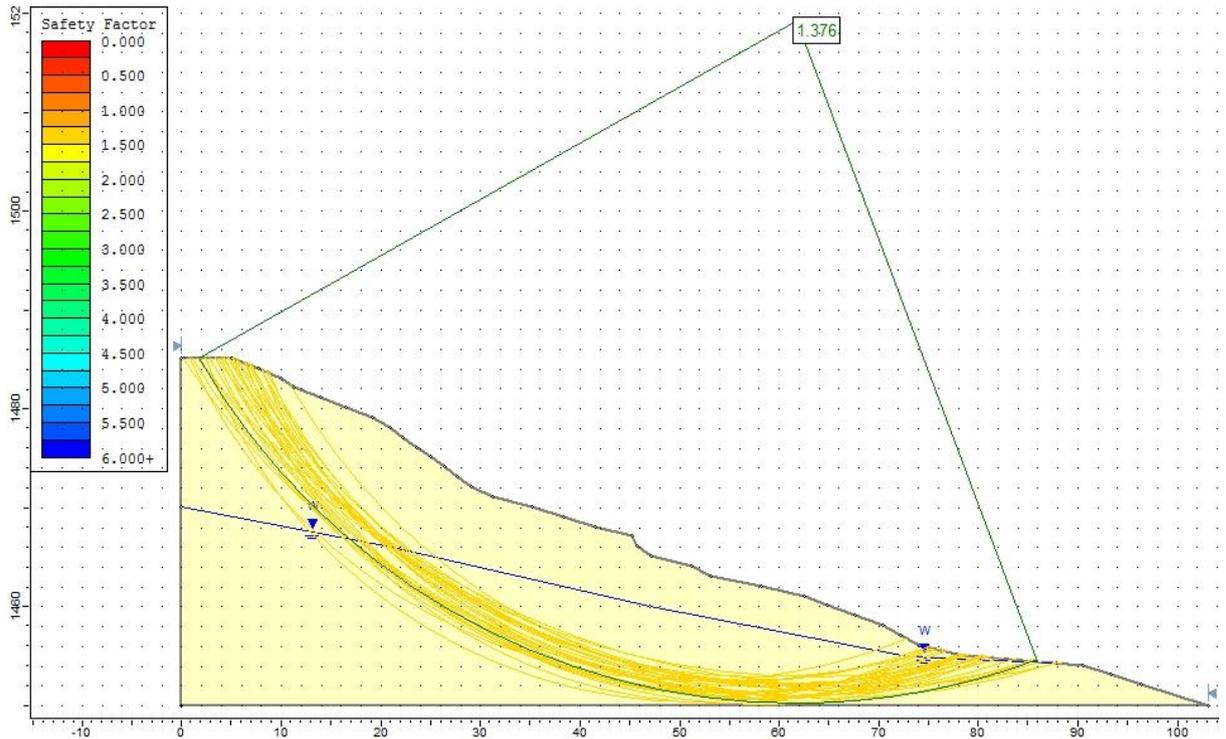


Figura A 15. Análise de estabilidade do Perfil 12 com seu talude natural. FS=1,4.

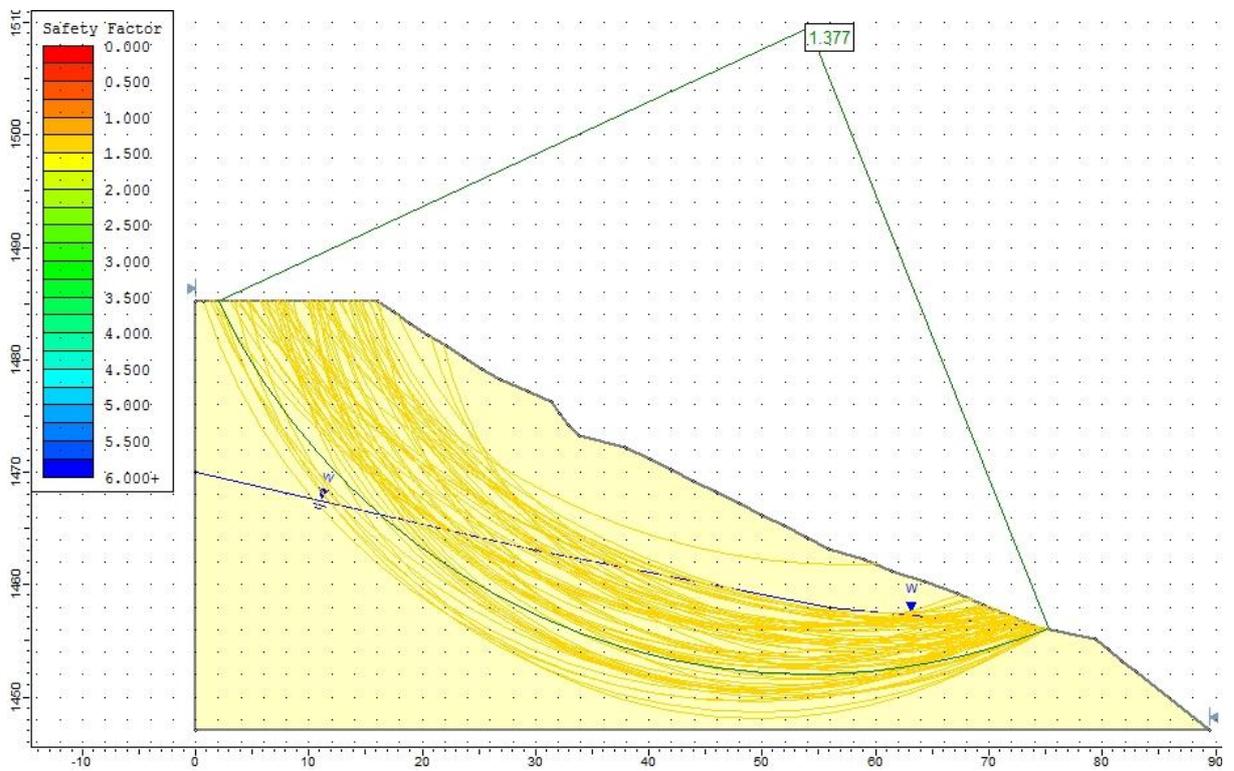


Figura A 16. Análise de estabilidade do Perfil 13 com seu talude natural. FS=1,4.

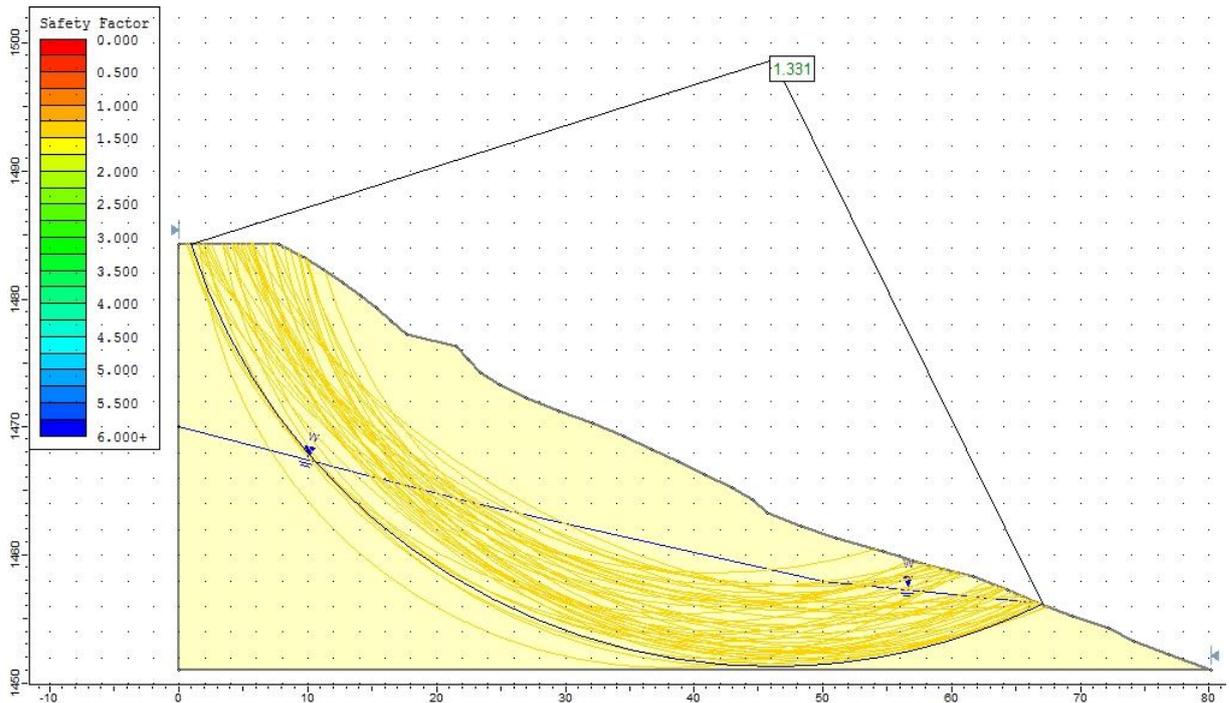


Figura A 17. Análise de estabilidade do Perfil 14 com seu talude natural. FS=1,3.

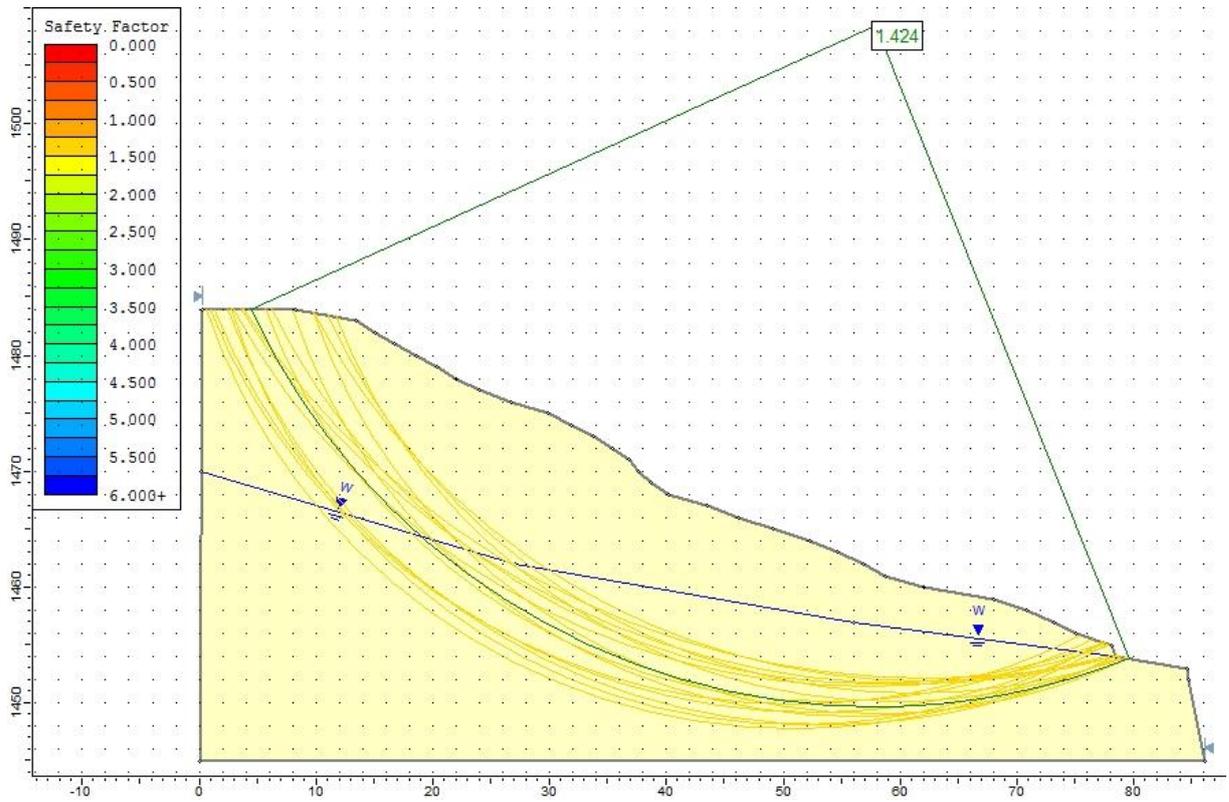


Figura A 18. Análise de estabilidade do Perfil 15 com seu talude natural. FS=1,4.

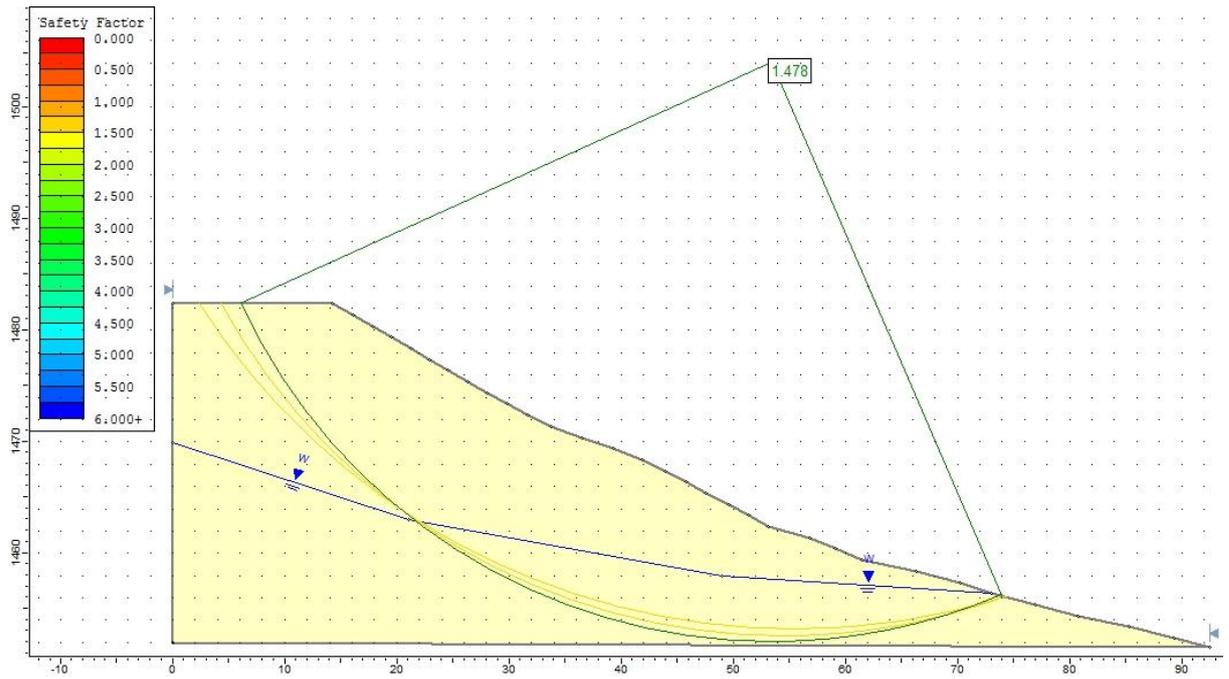


Figura A 19. Análise de estabilidade do Perfil 16 com seu talude natural. FS=1,5.

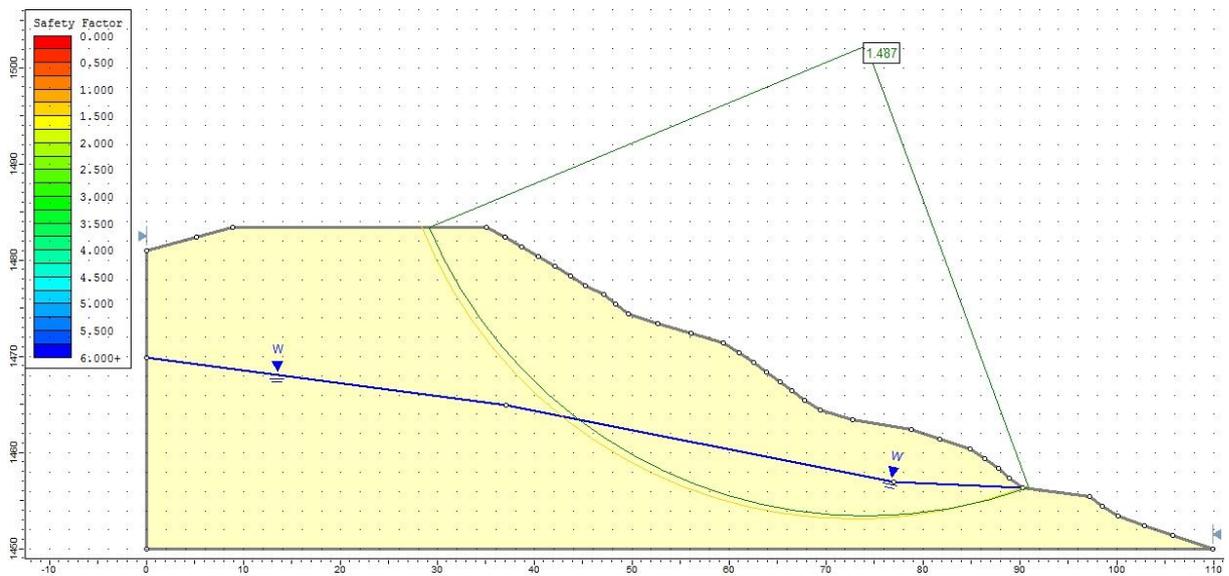


Figura A 20. Análise de estabilidade do Perfil 17 com seu talude natural. FS=1,5.

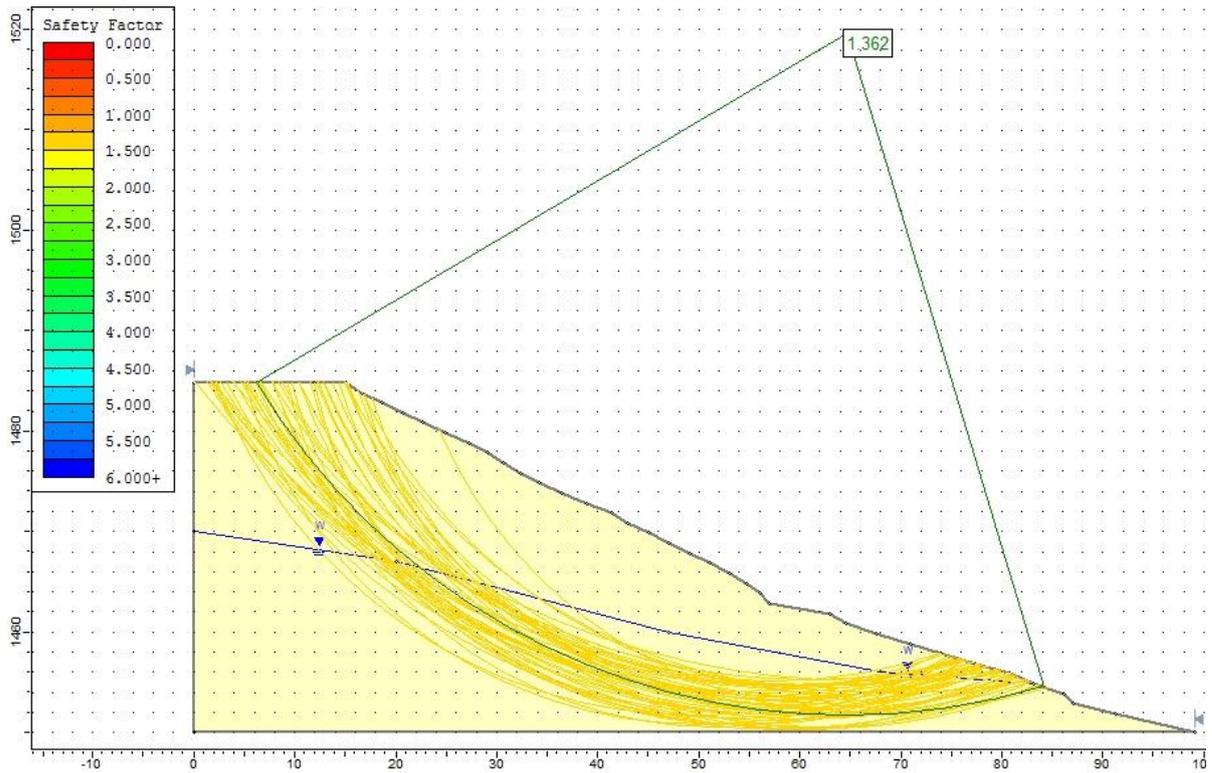


Figura A 21. Análise de estabilidade do Perfil 18 com seu talude natural. FS=1,4.

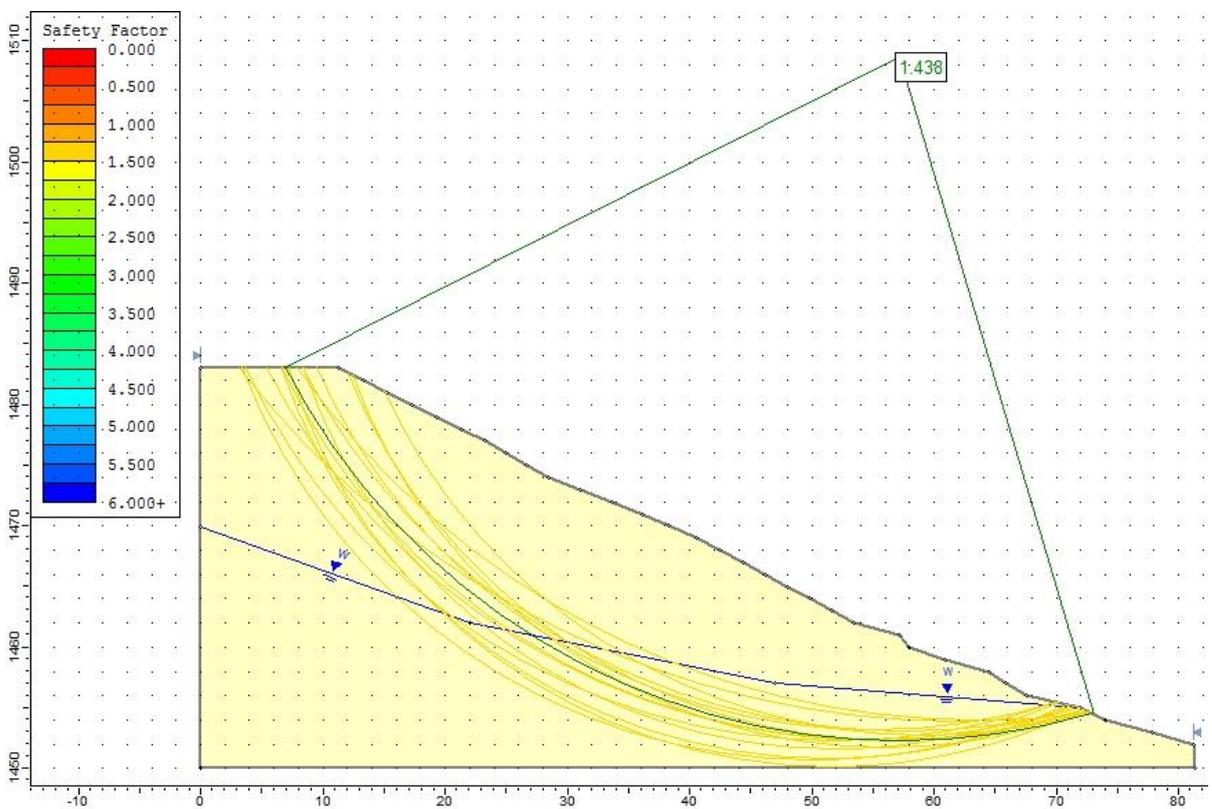


Figura A 22. Análise de estabilidade do Perfil 19 com seu talude natural. FS=1,4.

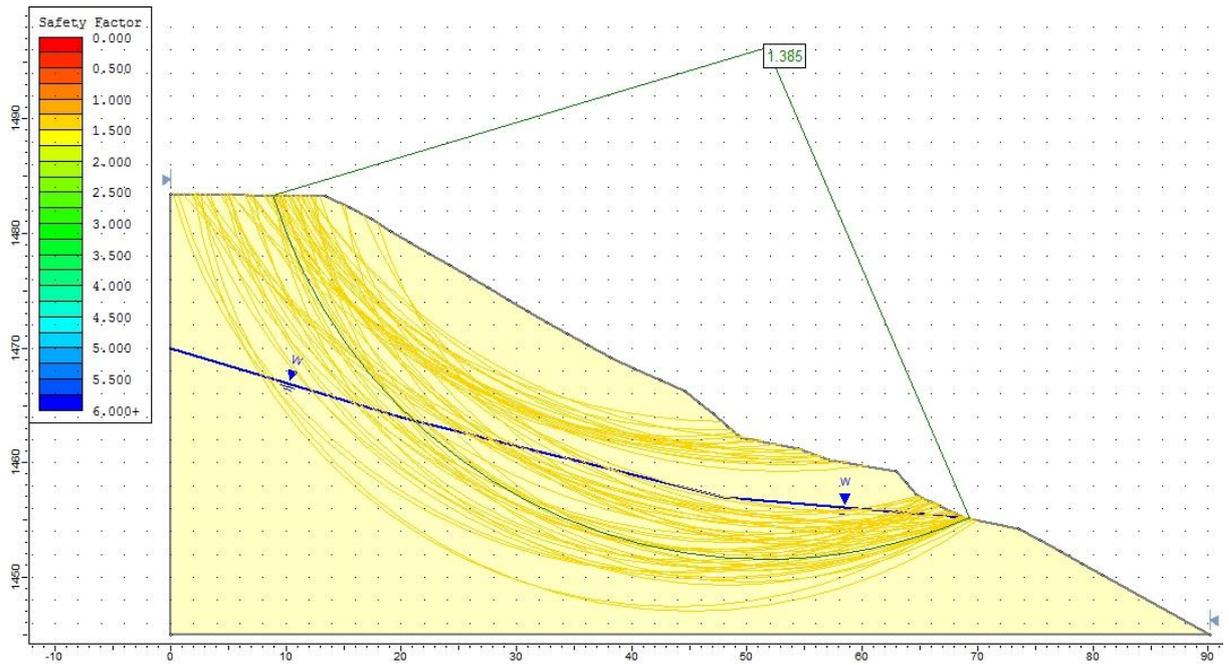


Figura A 23. Análise de estabilidade do Perfil 20 com seu talude natural. FS=1,4.

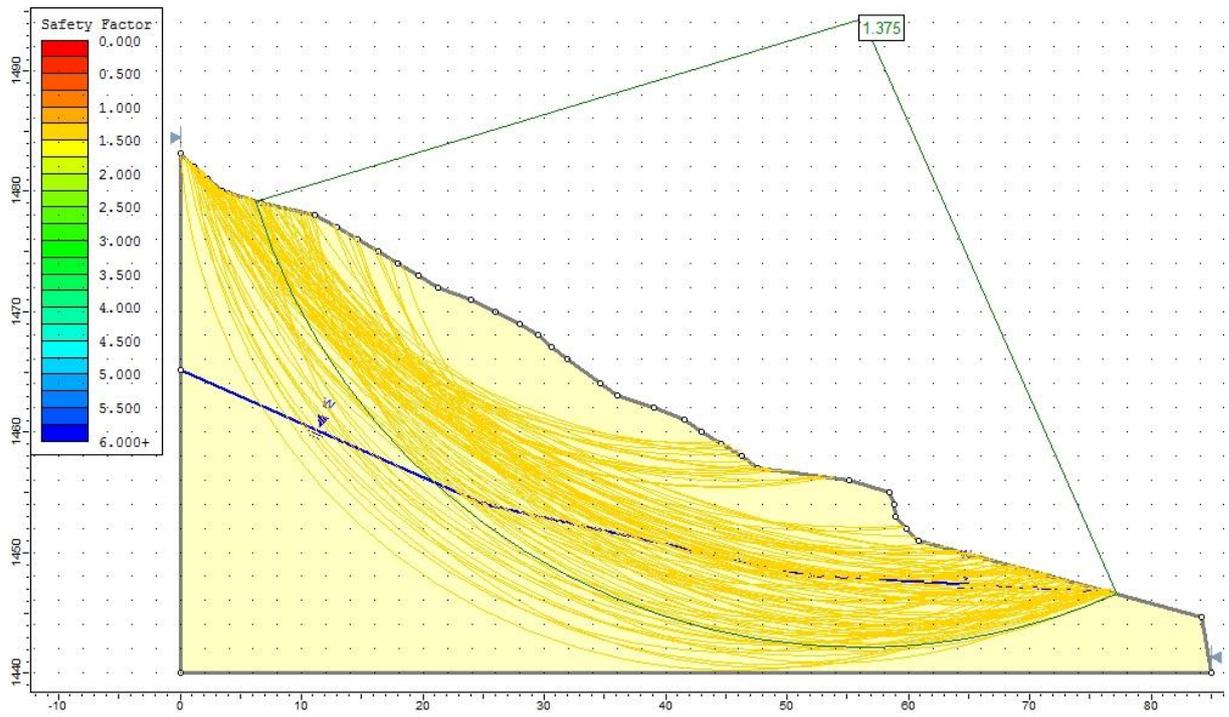


Figura A 24. Análise de estabilidade do Perfil 21 com seu talude natural. FS=1,4.

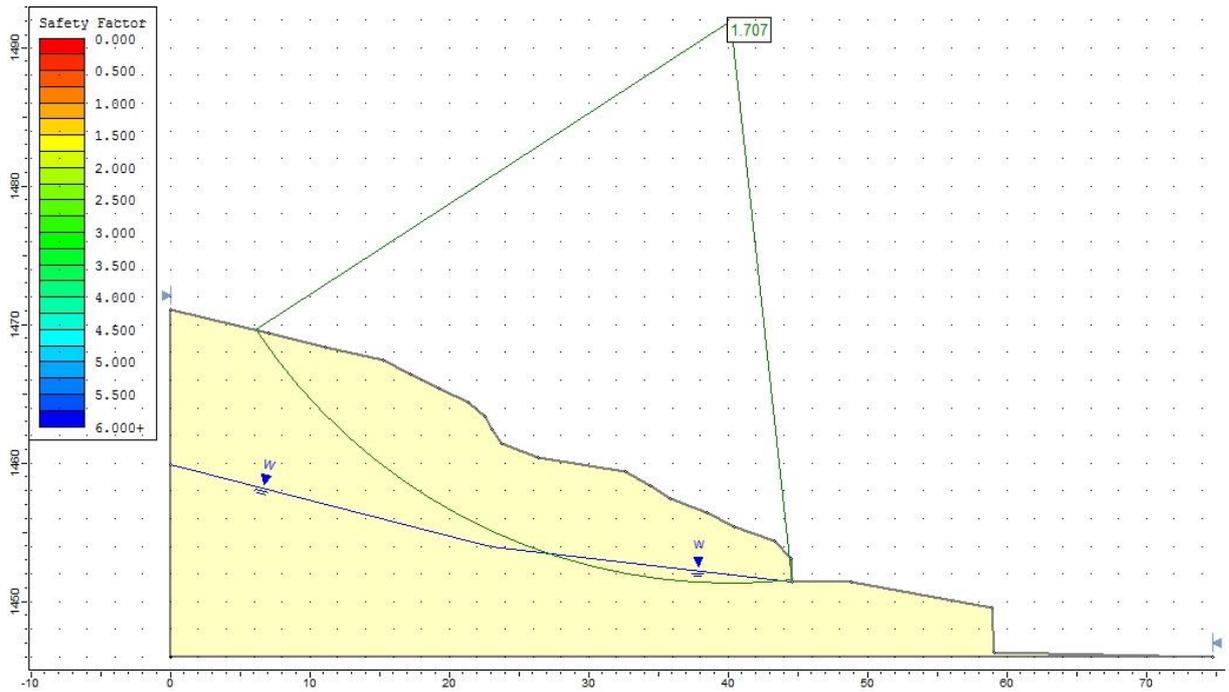


Figura A 25. Análise de estabilidade do Perfil 22 com seu talude natural. FS=1,8.

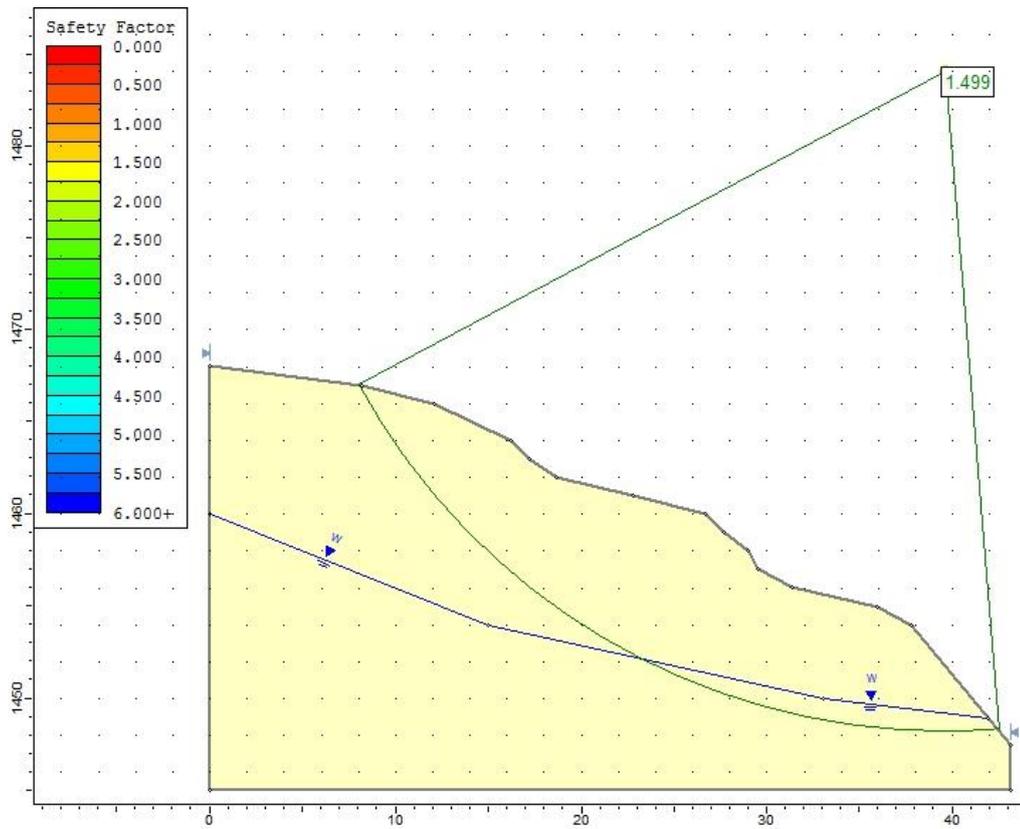


Figura A 26. Análise de estabilidade do Perfil 23 com seu talude natural. FS=1,5.

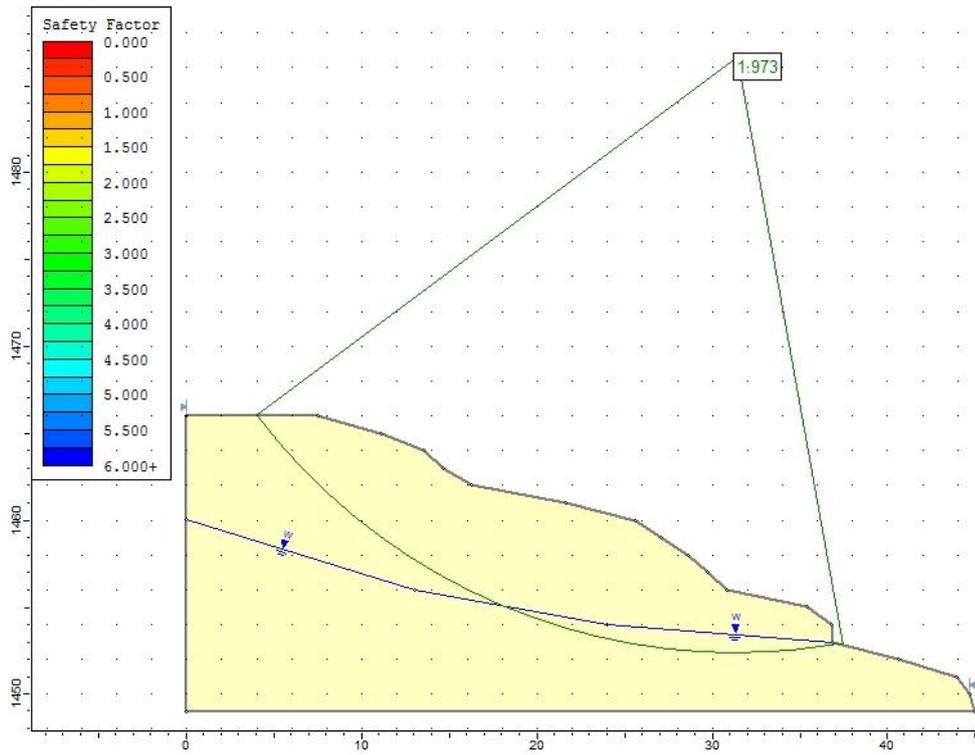


Figura A 27. Análise de estabilidade do Perfil 24 com seu talude natural. FS=2,0.

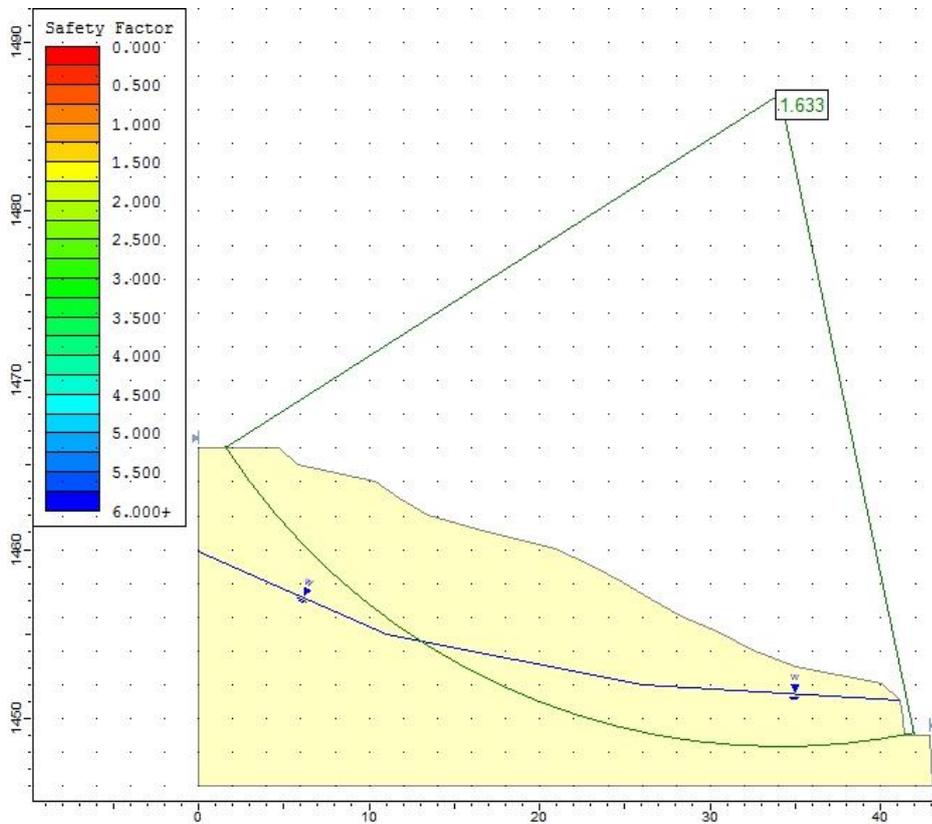


Figura A 28. Análise de estabilidade do Perfil 25 com seu talude natural. FS=1,6.

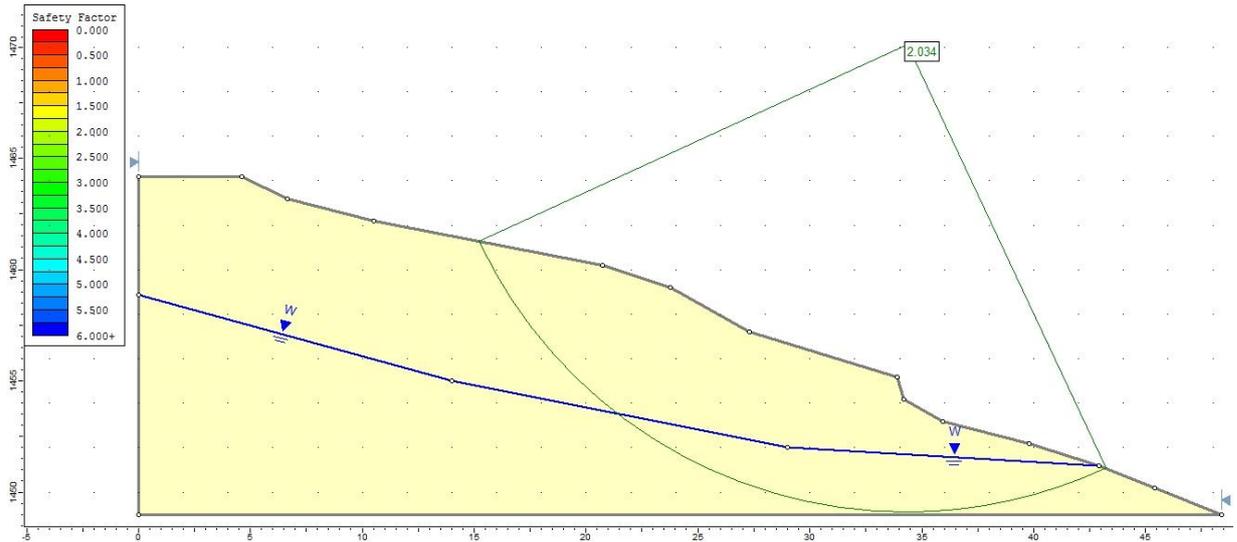


Figura A 29. Análise de estabilidade do Perfil 26 com seu talude natural. FS=2,0.

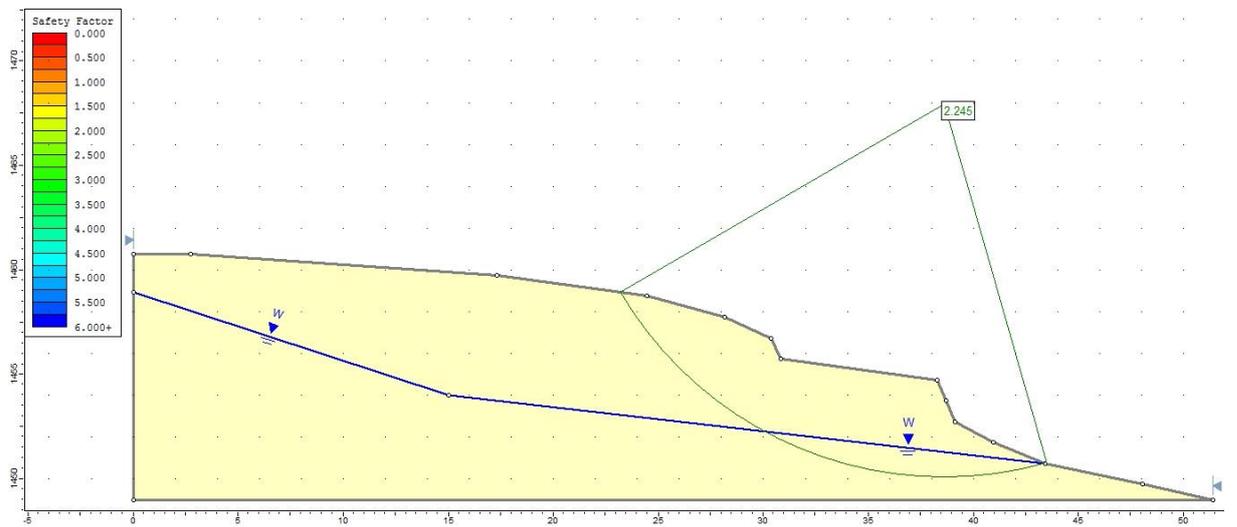


Figura A 30. Análise de estabilidade do Perfil 27 com seu talude natural. FS=2,2.

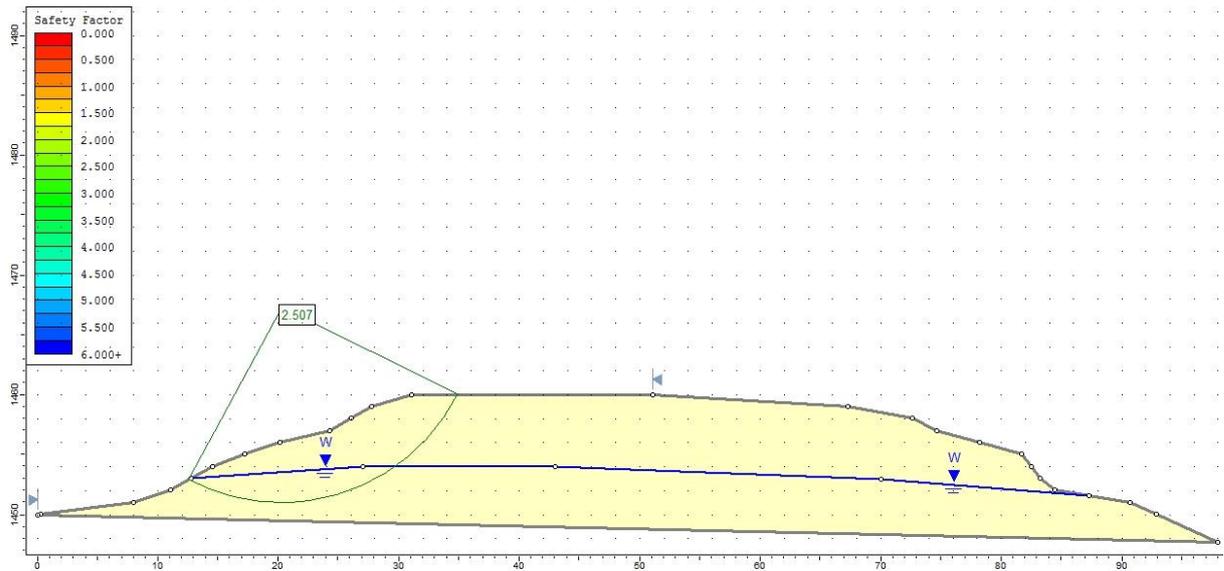


Figura A 31. Análise de estabilidade do Perfil 28 A com seu talude natural. FS=2,5.

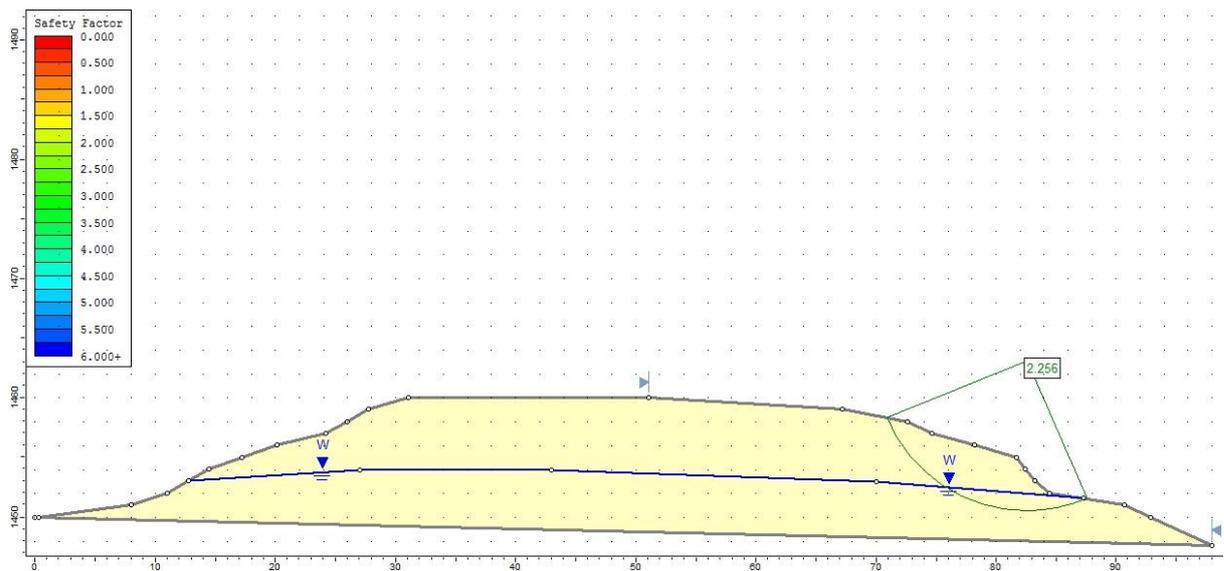


Figura A 32. Análise de estabilidade do Perfil 28 B com seu talude natural. FS=2,3.

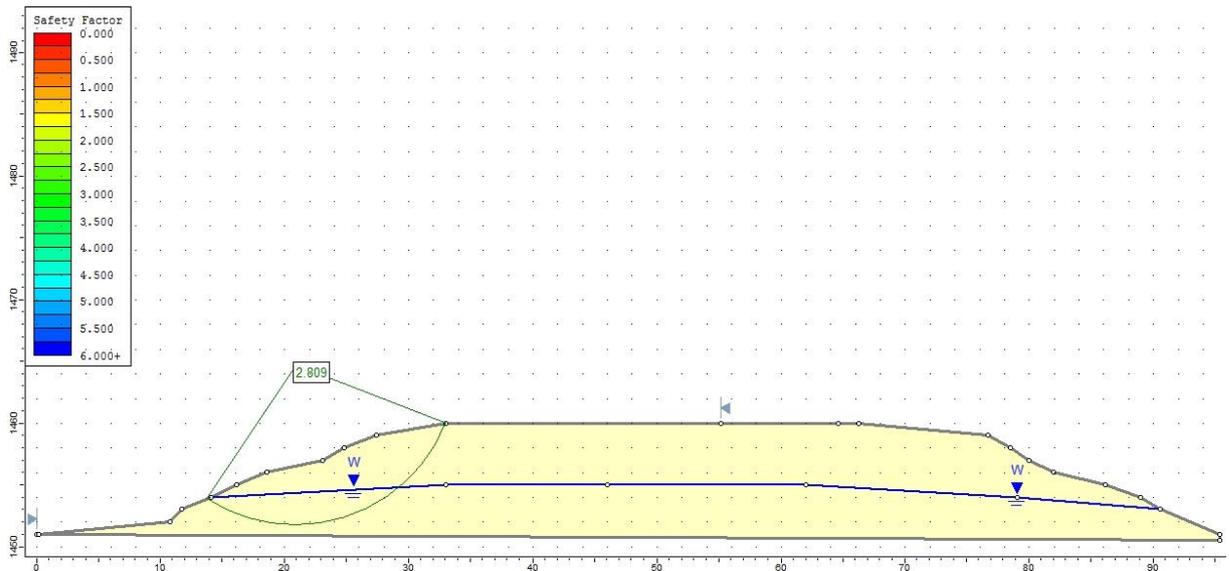


Figura A 33. Análise de estabilidade do Perfil 29 A com seu talude natural. FS=2,8.

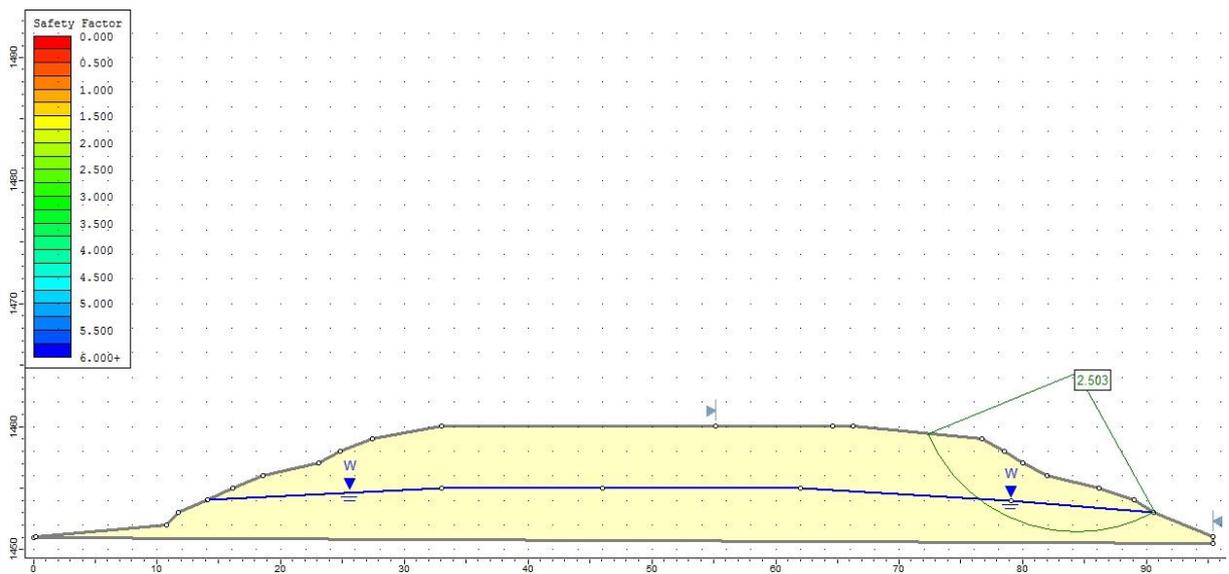


Figura A 34. Análise de estabilidade do Perfil 29 B com seu talude natural. FS=2,5.

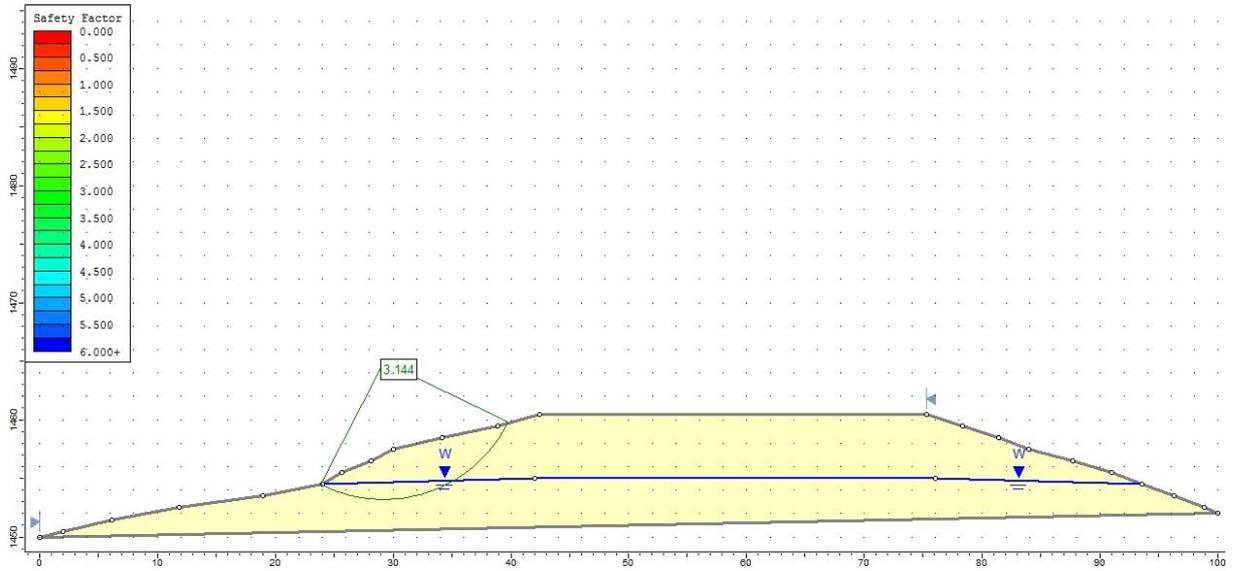


Figura A 35. Análise de estabilidade do Perfil 30 A com seu talude natural. FS=3,1.

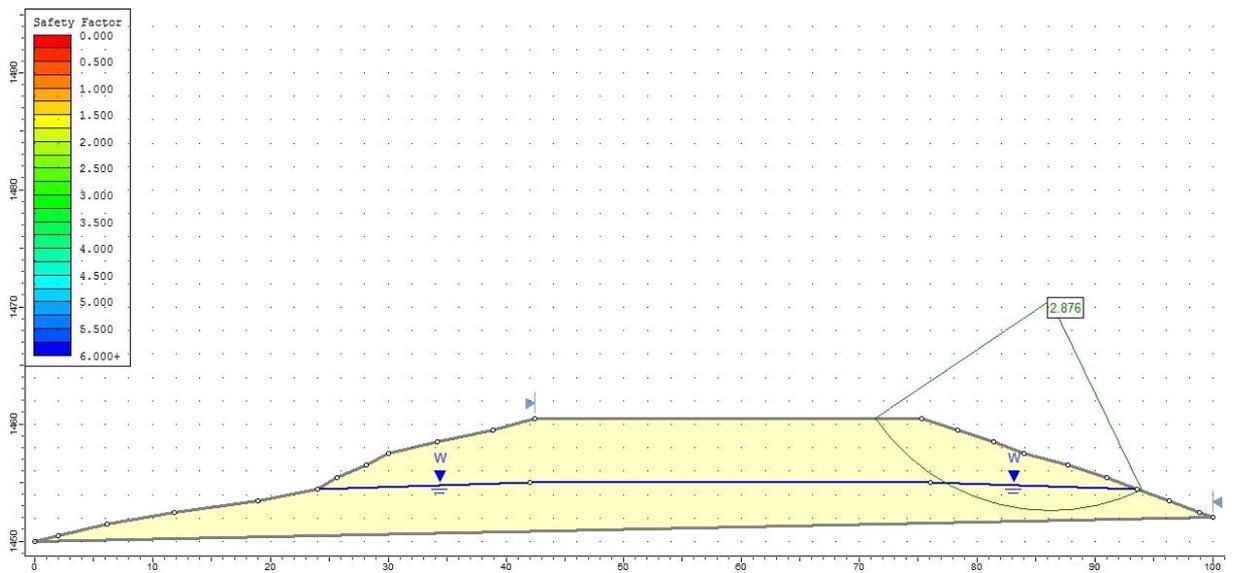


Figura A 36. Análise de estabilidade do Perfil 30 B com seu talude natural. FS=2,9.

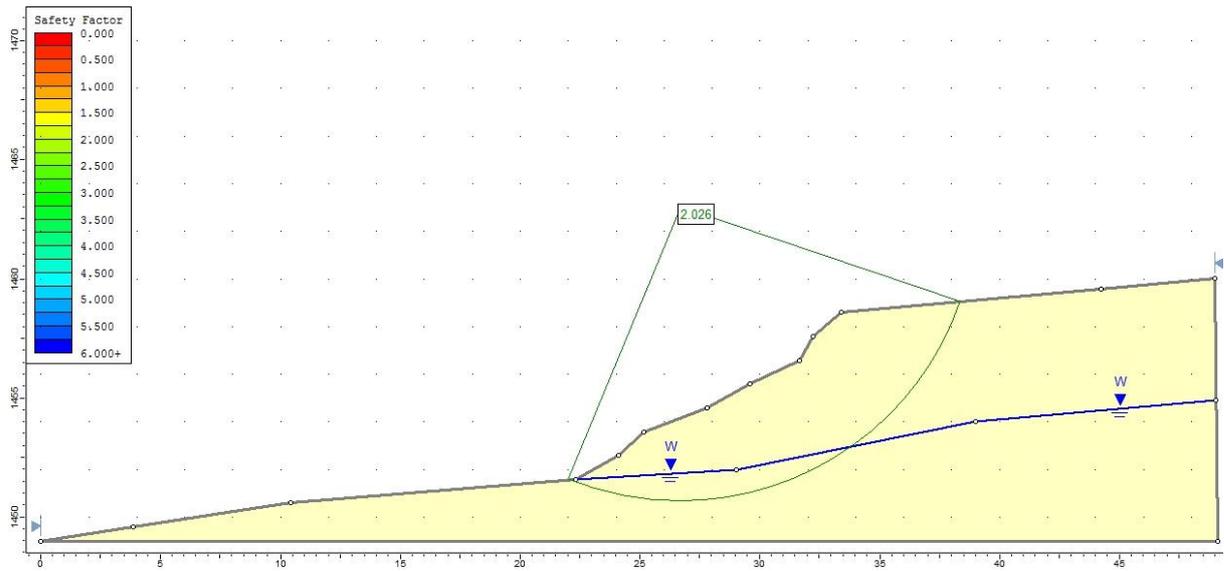


Figura A 37. Análise de estabilidade do Perfil 31 com seu talude natural. FS=2,0.

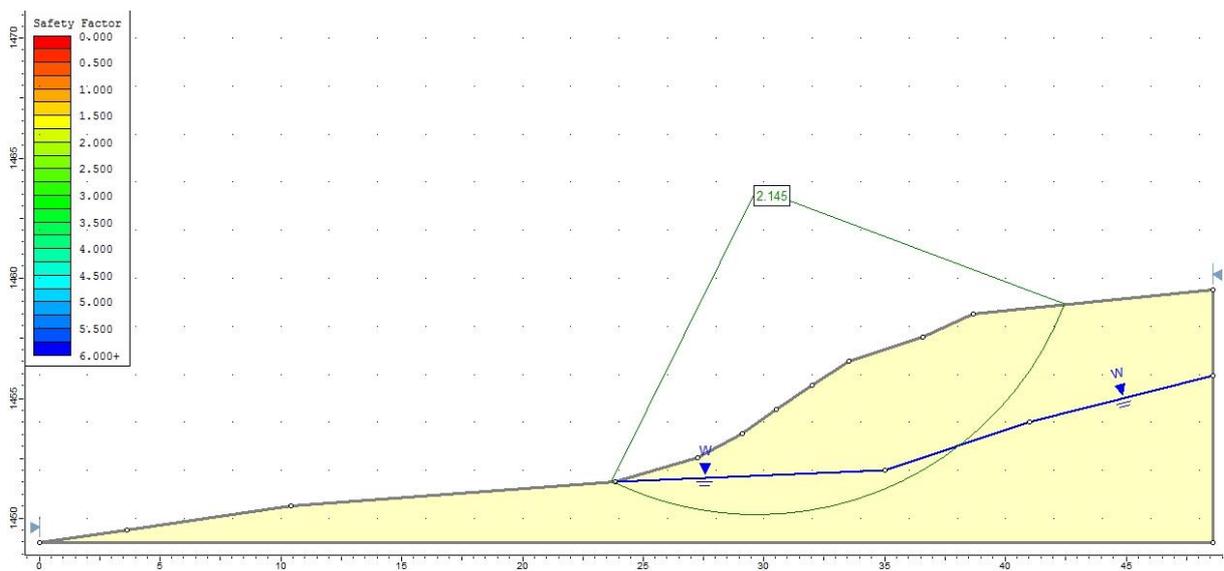


Figura A 38. Análise de estabilidade do Perfil 32 com seu talude natural. FS=2,1.

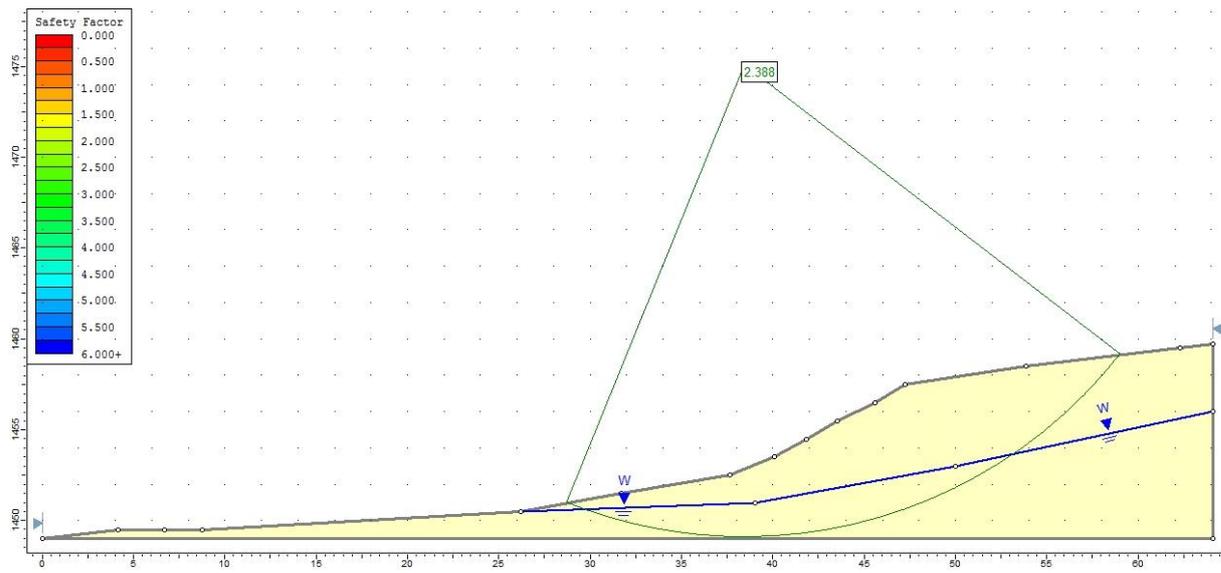


Figura A 39. Análise de estabilidade do Perfil 33 com seu talude natural. FS=2,4.

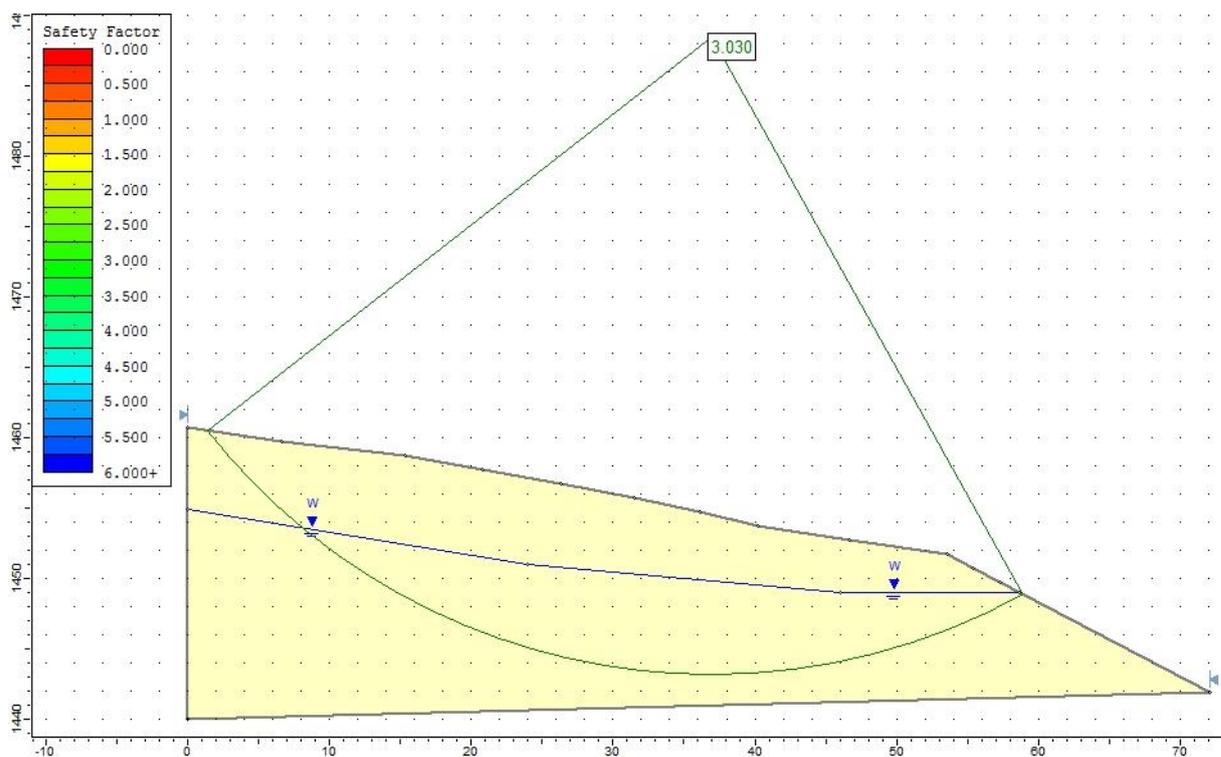


Figura A 40. Análise de estabilidade do Perfil 34 com seu talude natural. FS=3,0.

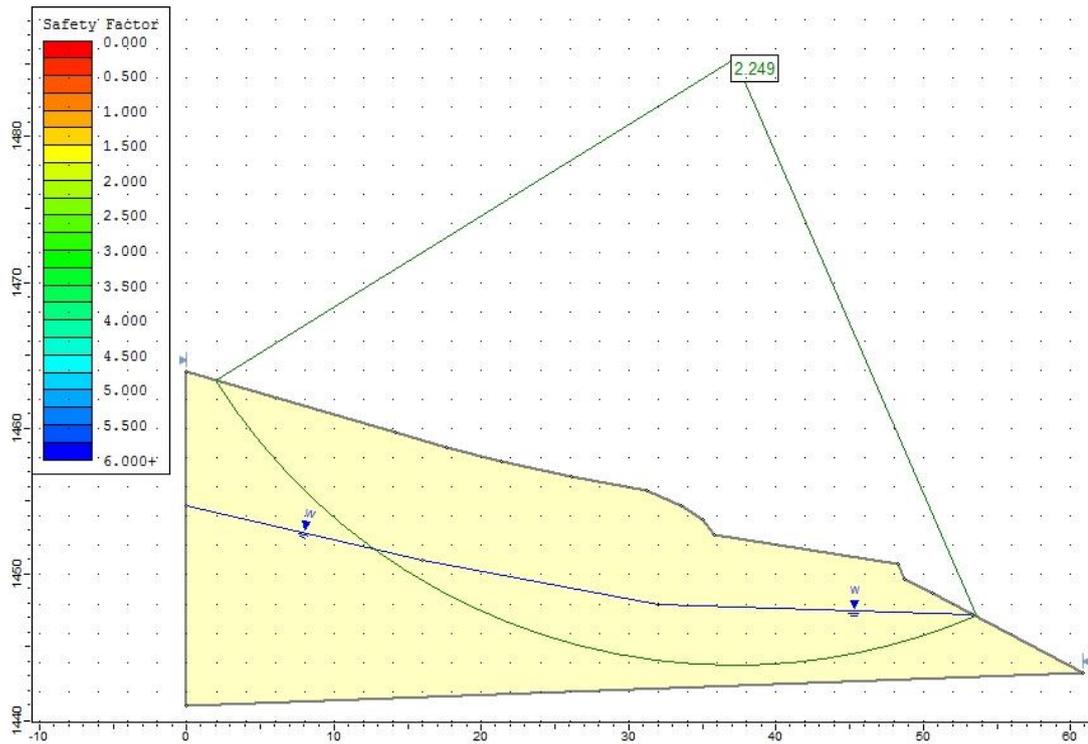


Figura A 41. Análise de estabilidade do Perfil 35 com seu talude natural. FS=2,2.

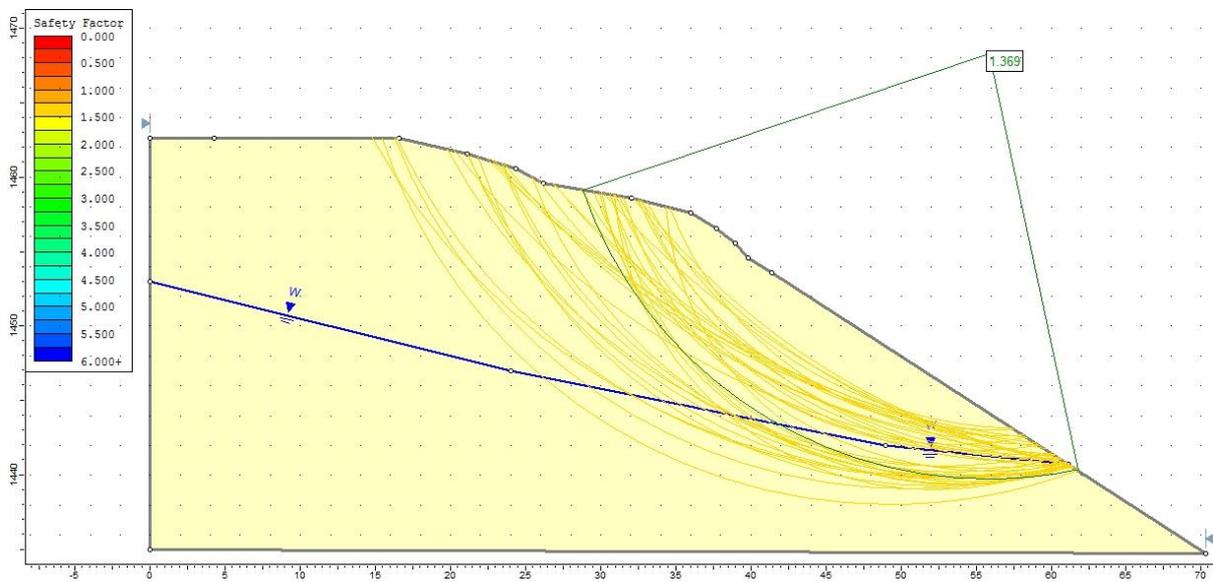


Figura A 42. Análise de estabilidade do Perfil 36 com seu talude natural. FS=1,4.

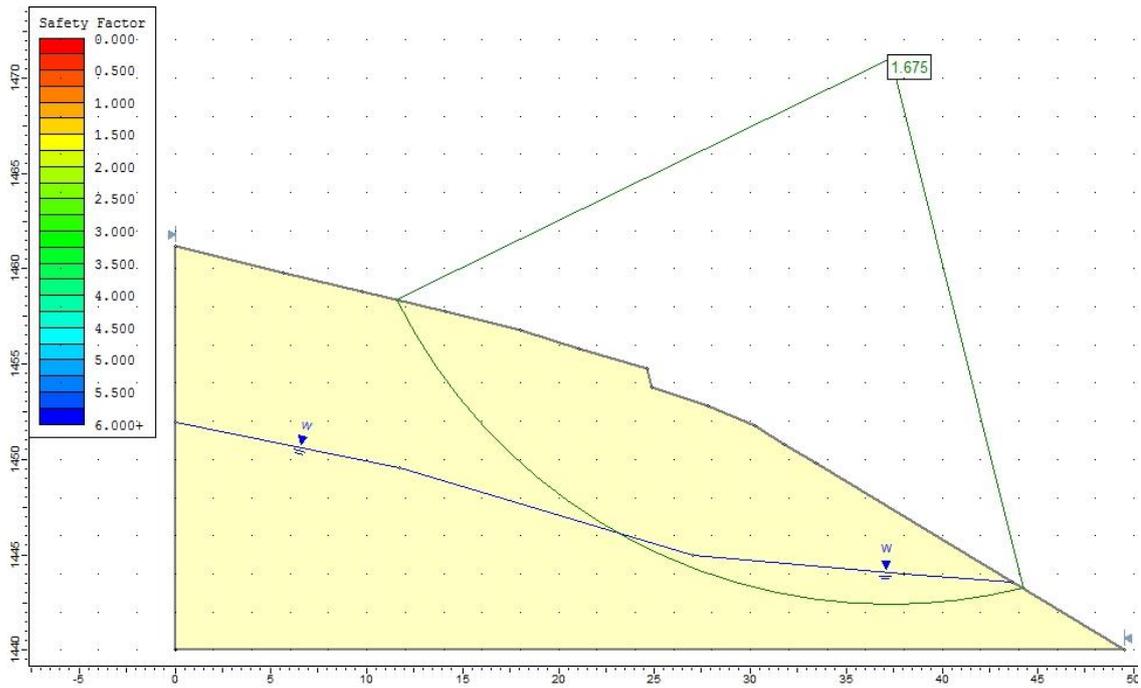


Figura A 43. Análise de estabilidade do Perfil 37 com seu talude natural. FS=1,7.