

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

**FACULDADE DE TECNOLOGIA**

**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ESTUDO DA ESTABILIDADE E CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE  
SISTEMAS DE REVESTIMENTO CONVENCIONAIS E ALTERNATIVOS  
PARA OBRAS DE DISPOSIÇÃO DE RESÍDUOS**

**HELBER NAZARENO DE LIMA VIANA**

**ORIENTADOR: ENNIO MARQUES PALMEIRA**

**TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA**

**PUBLICAÇÃO: G.TD-048/07**

**BRASÍLIA / DF: 13 / JUNHO / 2007**

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

**ESTUDO DA ESTABILIDADE E CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE  
SISTEMAS DE REVESTIMENTO CONVENCIONAIS E ALTERNATIVOS  
PARA OBRAS DE DISPOSIÇÃO DE RESÍDUOS**

**HELBER NAZARENO DE LIMA VIANA**

**TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E  
AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS  
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.**

**APROVADA POR:**

---

**ENNIO MARQUES PALMEIRA, PhD (UnB)  
(ORIENTADOR)**

---

**PEDRO MURRIETA DOS SANTOS NETO, DSc (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**RENATO PINTO DA CUNHA, PhD (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**ALBERTO DE SAMPAIO FERRAZ JARDIM SAYÃO, PhD (PUC-Rio)  
(EXAMINADOR EXTERNO)**

---

**MAURICIO ABRAMENTO, PhD (FAAP / USJT)  
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**DATA: BRASÍLIA, 13 DE JUNHO DE 2007**

## FICHA CATALOGRÁFICA

**VIANA, H.N.L.**

Estudo da Estabilidade e Condutividade Hidráulica de Sistemas de Revestimento Convencionais e Alternativos para Obras de Disposição de Resíduos, 2007. xxv, 259 p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2007)

Tese de Doutorado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Revestimento

2. Reforço

3. Resíduos

4. Talude

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

VIANA, H.N.L. (2007). Estudo da Estabilidade e Condutividade Hidráulica de Sistemas de Revestimento Convencionais e Alternativos para Obras de Disposição de Resíduos. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-048/07, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 259 p.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Helber Nazareno de Lima Viana

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Estudo da Estabilidade e Condutividade Hidráulica de Sistemas de Revestimento Convencionais e Alternativos para Obras de Disposição de Resíduos.

GRAU: Doutor em Ciências

ANO: 2007

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

---

Helber Nazareno de Lima Viana  
QRSW 02 Bloco B-1, Apto 205 – Setor Sudoeste  
CEP 70.675-221 – Brasília/DF – Brasil

## DEDICATÓRIA

À minha amada esposa Carla, ao nosso bebê, à minha família e a todos os que contribuíram para esta pesquisa.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço a Jesus, minha força, provisão e esperança. Porque Ele é antes de todas as coisas, e todas as coisas subsistem por Ele. Porque Nele foram criadas todas as coisas. Tudo foi criado por Ele e para Ele (Colossenses 1:1-29).

À minha amada Carla, manifestação da graça de Deus na minha vida e exemplo de fé, perseverança e paciência.

Aos meus pais Rosa e Evanildo pelo amor e cuidado dispensados em todo momento.

À minha irmã Andrezza pelo incentivo e carinho.

Aos meus avós, e em especial à minha avó Haydeé Nardin (*in memoriam*) por sua coragem e dignidade, as quais são referências importantes na minha vida.

Aos meus sogros Carlos e Eliete, bem como minha cunhada Larissa, pelo apoio e acolhimento na família.

A todos os meus familiares por participarem da minha formação e pela ajuda nos momentos difíceis.

Ao professor Ennio Marques Palmeira pela orientação, amizade, incentivo e paciência.

Aos professores do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB pelos conhecimentos transmitidos.

Aos técnicos dos Laboratórios de Geotecnia e de Estruturas pela ajuda em parte dos ensaios realizados e pela agradável convivência.

Ao engenheiro Antonio Harada da CAESB por disponibilizar o tempo e a ajuda necessária para que esse trabalho pudesse ser finalizado.

Aos colegas da Geotecnia pelos excelentes momentos compartilhados.

Ao CNPq pelo suporte financeiro.

## RESUMO

Em taludes de obras de disposição de resíduos, canais ou reservatórios revestidos com múltiplas camadas de geossintéticos pode ocorrer a instabilidade do material de cobertura, como também das interfaces envolvidas no sistema de revestimento. Sabe-se que os problemas de instabilidade são dependentes da inclinação do talude e dos parâmetros de resistência das interfaces existentes. Inclinações elevadas dos taludes e a presença de água podem favorecer a ruptura do material de cobertura ou, até mesmo, danos às camadas impermeabilizantes e risco potencial ao meio ambiente.

Quando geocompostos argilosos (GCL's) são utilizados como barreira hidráulica, sua condutividade hidráulica, resistência interna e expansibilidade são alguns dos parâmetros a serem levados em conta na elaboração de projetos para efeito de estabilidade e segurança da obra. A bentonita componente do GCL é um material de custo relativo elevado no mercado, o que torna interessante investigar o desempenho mecânico e funcional de materiais alternativos associados a ela, tais como borracha resultante da trituração de pneus inutilizados, argila ou areia. A redução de custos, o melhoramento das características mecânicas e hidráulicas de GCL's, e uma destinação ambientalmente correta para pneus inutilizados, atualmente, ainda são objetivos a serem alcançados.

Na presente pesquisa, a estabilidade de sistemas de revestimento de taludes de áreas de disposição de resíduos, canais e reservatórios foi avaliada a partir do uso do equipamento de plano inclinado de grandes dimensões em diversas modalidades de ensaios. Foi investigada e comprovada a eficiência da presença de geogrelhas e geotêxteis utilizados como reforços e proteção em diferentes posições, no interior do solo de cobertura. Na presente pesquisa também foi desenvolvida uma nova modalidade de ensaio de plano inclinado de grandes dimensões que considerou a introdução de água no sistema de revestimento. Com isso foi possível a avaliação da estabilidade de sistemas de revestimento compostos por GCL's secos e hidratados. De modo complementar, foi investigada a resistência interna de GCL's secos e hidratados a partir do equipamento de cisalhamento direto. Também foram realizados ensaios de plano inclinado em interfaces concreto-geomembrana.

Adicionalmente, foram realizados ensaios de condutividade hidráulica e cisalhamento direto em diversas misturas do tipo: areia-bentonita, borracha-bentonita e argila-bentonita. Os percentuais de misturas foram variados segundo proporções pré-definidas. Os ensaios de condutividade hidráulica nas misturas alternativas evidenciaram a possibilidade de aplicação desses materiais como componentes de GCL's.

## ABSTRACT

Failures may occur in slopes of waste disposal areas, canals and reservoirs where multiple layers of geosynthetics are used. The slope stability depends on the slope inclination to the horizontal and on the interface strength parameters. High slope inclinations and the presence of water may cause failure of the cover soil or damages to the lining system which may put the environment at risk.

Hydraulic conductivity, internal shear strength and expansibility are some of the relevant parameters for a GCL to function as a hydraulic barrier. Bentonite is a relatively expensive material in a GCL, which makes interesting to evaluate the use of alternative materials in association with bentonite in such products, such as tire crumbs, clay or sand. The potential benefits of these associations would be cost reductions, improvement of the mechanical and hydraulic properties of the product and a more environmentally friendly destination for used tires.

This thesis studied the stability of cover systems of slopes of waste disposal areas, reservoirs and canals making use of a large ramp test apparatus. The presence of geogrids at different locations in the cover soil was also examined. A different testing arrangement was employed to allow the use of water aiming to investigate its effects on the stability of cover systems incorporating GCL's. The internal shear strength of dry and moistened GCL's was evaluated using the direct shear test device and the strength of concrete-geomembrane interfaces assessed using the large scale ramp test apparatus.

In addition, hydraulic conductivity and direct shear tests were performed in several mixtures of bentonite with sand, rubber crumbs or clay. The percentage of bentonite in each mixture was varied. The test results showed the potentials of the alternative materials as components of GCL's.

# ÍNDICE

## CAPÍTULO 1

<b>1 – INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
1.1 - APRESENTAÇÃO E JUSTIFICATIVA	1
1.2 - OBJETIVOS DA PESQUISA	4
1.3 – ESTRUTURA DA TESE	4

## CAPÍTULO 2

<b>2 - REVISÃO DA LITERATURA</b>	<b>6</b>
2.1 - GEOSSINTÉTICOS E SUAS PROPRIEDADES RELEVANTES	6
2.2 – TALUDES REVESTIDOS COM GEOSSINTÉTICOS	11
2.3 - TÉCNICAS DE REFORÇO DE SOLOS COM USO DE GEOSSINTÉTICOS	17
2.3.1 - MECANISMOS DE INTERAÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICOS	18
2.3.2 - FATORES QUE INFLUENCIAM A INTERAÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO	19
2.3.2.1 - ORIENTAÇÃO ESPACIAL DO REFORÇO NO MACIÇO REFORÇADO	19
2.3.2.2 - RIGIDEZ À TRAÇÃO DO REFORÇO	21
2.3.2.3- INFLUÊNCIA DO CONFINAMENTO NA RIGIDEZ À TRAÇÃO DO REFORÇO	21
2.3.2.4 - INFLUÊNCIA DA RUGOSIDADE DO REFORÇO	22
2.3.2.5 - OUTROS FATORES	23
2.4 - ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS DE INTERFACE	23
2.5 - ENSAIO DE PLANO INCLINADO	27
2.6 - SOLUÇÕES ANALÍTICAS PARA O DIMENSIONAMENTO DE TALUDES REVESTIDOS COM GEOSSINTÉTICOS	32
2.6.1 – TALUDE INFINITO	34



2.6.2 – TALUDE FINITO	37
2.7 - GEOCOMPOSTOS ARGILOSOS (GCL's)	40
2.7.1 – CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE GCL's	41
2.7.2 – PUNÇIONAMENTO, REDUÇÃO DA ESPESSURA DE BENTONITA E EROSÃO INTERNA	44
2.7.3 – ESTABILIDADE DE TALUDES	45
<b>CAPÍTULO 3</b>	
3 - MATERIAIS E EQUIPAMENTOS UTILIZADOS	47
3.1 – MATERIAIS	47
3.1.1 – SOLOS	47
3.1.1.1 – AREIAS	47
3.1.1.2 – ARGILA	49
3.1.1.3 – BENTONITA	50
3.1.2 – BORRACHA TRITURADA	51
3.1.3 – MISTURAS ARE-B/BTN, ARG/BTN E BOR/BTN	52
3.1.4 – CONCRETO	53
3.1.5 – GEOSSINTÉTICOS UTILIZADOS	55
3.2 - EQUIPAMENTOS DE ENSAIO	61
3.2.1 – EQUIPAMENTO DE PLANO INCLINADO	61
3.2.1.1 – SISTEMA DE INCLINAÇÃO	64
3.2.1.2 - MEDIÇÃO DAS CARGAS DE TRAÇÃO, DESLOCAMENTOS E INCLINAÇÃO	64
3.2.1.3 – APLICAÇÃO DE TENSÕES NORMAIS	65
3.2.1.4 – CAIXAS DE CONFINAMENTO	65
3.2.1.5 – SISTEMA DE GARRAS METÁLICAS	65
3.2.2 – EQUIPAMENTO DE ADENSAMENTO	66

3.2.3 – EQUIPAMENTO DE CISALHAMENTO DIRETO	66
<b>CAPÍTULO 4</b>	
4 – MÉTODOS EMPREGADOS NOS ENSAIOS	68
4.1 – ENSAIOS DE PLANO INCLINADO	71
4.1.1 - ENSAIOS COM VARIAÇÃO DA ELEVAÇÃO DA GEOGRELHA EM RELAÇÃO À BASE	71
4.1.2 - ENSAIOS COM APLICAÇÃO DE TENSÃO NORMAL (SEM INTRODUÇÃO DE ÁGUA NO SISTEMA)	73
4.1.3 – ENSAIOS COM APLICAÇÃO DE TENSÃO NORMAL (COM INTRODUÇÃO DE ÁGUA NO SISTEMA)	74
4.1.4 – ENSAIOS EM INTERFACES CONCRETO-GEOMEMBRANA	75
4.2 – ENSAIOS DE ADENSAMENTO	78
4.3 – ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO	81
<b>CAPÍTULO 5</b>	
5 – ANÁLISES DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS COM GEOGRELHAS	84
5.1 – INTRODUÇÃO	84
5.2 – DISCUSSÃO	84
5.2.1 – ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA ELEVAÇÃO DA GEOGRELHA	84
5.2.2 – INFLUÊNCIA DO TIPO DE GEOMEMBRANA	101
5.2.3 – TRANSFERÊNCIA DE CARGAS ENTRE MATERIAIS	107
5.2.4 – INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ À TRAÇÃO E CAPACIDADE DE ANCORAGEM DA GEOGRELHA	108
<b>CAPÍTULO 6</b>	
6 – ANÁLISES DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS COM GEOCOMPOSTOS ARGILOSOS (GCL's)	119
6.1 – INTRODUÇÃO	119
6.2 – ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE GCL's SECOS E	

HIDRATADOS POR MEIO DE ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO	119
6.3 – ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE GCL’s SECOS E HIDRATADOS POR MEIO DE ENSAIOS DE PLANO INCLINADO	123
6.3.1 – ANÁLISE DA EXPANSIBILIDADE	123
6.3.2 – ANÁLISE DA RESISTÊNCIA DE INTERFACE	126
<b>CAPÍTULO 7</b>	
7 – ANÁLISES DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA E RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS MATERIAIS ALTERNATIVOS	142
7.1 - INTRODUÇÃO	142
7.2 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ADENSAMENTO	142
7.3 - RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO	157
<b>CAPÍTULO 8</b>	
8 – ANÁLISES DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PLANO INCLINADO COM CONCRETO FRESCO E CURADO	167
8.1 – INTRODUÇÃO	167
8.2 – RESULTADOS OBTIDOS	167
8.2.1 – ENSAIOS COM CONCRETO FRESCO	167
8.2.2 – ENSAIOS COM CONCRETO CURADO	182
<b>CAPÍTULO 9</b>	
9 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	188
9.1 – CONCLUSÕES	188
9.1.1 – METODOLOGIAS E EQUIPAMENTOS UTILIZADOS	188
9.1.2 – ENSAIOS DE PLANO INCLINADO COM GEOGRELHAS	190
9.1.3 – ENSAIOS DE PLANO INCLINADO COM GCL’s	191
9.1.4 – ENSAIOS DE ADENSAMENTO E CISALHAMENTO DIRETO EM MISTURAS ALTERNATIVAS E GCL’s	192

9.1.4.1 – MISTURAS ALTERNATIVAS	192
9.1.4.2 – GEOCOMPOSTOS ARGILOSOS (GCL's)	193
9.1.5 – ENSAIOS COM CONCRETO FRESCO E CURADO	193
9.2 – SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	194
9.2.1 – ENSAIOS COM O EQUIPAMENTO DE PLANO INCLINADO	194
9.2.2 – ENSAIOS DE ADENSAMENTO	195
9.2.3 – ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO	195
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</b>	196
<b>APÊNDICE A</b>	202
A.1 – CONFIGURAÇÕES DE ALGUNS ENSAIOS DE PLANO INCLINADO	203
<b>APÊNDICE B</b>	213
B.1 – DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS ENTRE MATERIAIS NOS ENSAIOS DE PLANO INCLINADO	214
B.1.1 – ENSAIOS COM GEOGRELHAS	214
B.1.2 – ENSAIOS COM GEOCOMPOSTOS ARGILOSOS (GCL's)	229
B.1.3 – ENSAIOS COM CONCRETO	244
<b>APÊNDICE C</b>	255
C.1 – ÂNGULO DE ATRITO DE INTERFACE ENTRE DIFERENTES MATERIAIS	256
<b>APÊNDICE D</b>	257
D.1 – DEFORMAÇÕES OBTIDAS NOS ENSAIOS DE ADENSAMENTO	258
D.2 – CURVAS DE COMPRESSIBILIDADE PARA DIVERSOS MATERIAIS	259

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1- Multi-camadas de solos e geossintéticos em uma obra de disposição de resíduos	2
Figura 1.2 - Detalhe de talude revestido com geomembrana durante a execução de uma lagoa de estabilização de resíduos	2
Figura 2.1 - Geossintéticos comumente utilizados em obras geotécnicas e de proteção ambiental	7
Figura 2.2 - Utilização de geossintéticos em obras geotécnicas	10
Figura 2.3 - Transferência de tensões entre materiais de um talude – a) Liner sem camada de reforço; b) Liner com camada de reforço	13
Figura 2.4 – Distribuição geral dos problemas em sistemas componentes de áreas de disposição de resíduos	14
Figura 2.5 – Problemas com talude de um sistema de cobertura – Deslizamento do solo de cobertura e de ruptura do GCL	15
Figura 2.6 – Deslizamento do solo de cobertura sobre GCL devido às pressões de percolação, após tempestade	15
Figura 2.7 - Escavação do resíduo na zona de ruptura, ocorrência de grandes enrugamentos no GCL e danos no sistema de drenagem	16
Figura 2.8 – Mecanismos de interação: a) atrito; b) resistência passiva	18
Figura 2.9 (a) - Efeito do reforço em caixa de cisalhamento direto	20
Figura 2.9 (b) - Efeito do reforço em caixa de cisalhamento direto	20
Figura 2.10 – Efeito da rigidez do reforço em maciços reforçados	21
Figura 2.11 – Efeito do confinamento na rigidez de geotêxteis	22
Figura 2.12 – Efeito da rugosidade na resistência de interface	22
Figura 2.13 – Ensaio em interfaces geotêxtil/geomembrana texturizada: comparação de envoltórias de ruptura obtidas através de ensaios de cisalhamento direto e plano inclinado	25
Figura 2.14 – Tipos de mecanismos de ruptura	27
Figura 2.15 – Equipamento de plano inclinado	29
Figura 2.16 – Deslocamento da caixa ocorridos em ensaios de interface	

realizados com equipamento de plano inclinado	29
Figura 2.17 - Variação do ângulo de atrito com a tensão normal	31
Figura 2.18 - Influência da percolação no ângulo de atrito de interface em diferentes tipos de interfaces geossintético/geossintético: 1)geotêxtil não-tecido/geomembrana lisa de polipropileno; 2)geotêxtil não-tecido/geomembrana lisa de polipropileno; 3)geotêxtil não-tecido/geomembrana lisa betuminosa; 4)geotêxtil não-tecido/geomembrana PEAD lisa; 5)geotêxtil não-tecido/geomembrana lisa betuminosa; 6)geotêxtil não-tecido/geomembrana lisa de polipropileno	32
Figura 2.19 – Transferência de tensões entre geossintéticos de um talude de uma obra de disposição de resíduos	33
Figura 2.20 – Esforços atuantes em um talude infinito sujeito à percolação revestido por uma barreira hidráulica	35
Figura 2.21 – Definição de cunhas e espessura de fluxo para o caso de talude com altura finita	38
Figura 2.22 - GCLs disponíveis comercialmente	41
Figura 2.23 – Variação da condutividade hidráulica versus tensão confinante, obtida a partir de várias fontes	43
Figura 2.24 – Alguns modelos de permeâmetros de parede rígida	44
Figura 3.1 – Curva granulométrica da areia ARE-A	48
Figura 3.2 - Detalhe dos grãos da ARE-A	48
Figura 3.3 – Curva granulométrica da ARE-B	49
Figura 3.4 – Detalhe dos grãos da ARE-B	49
Figura 3.5 – Curva granulométrica da argila silto-arenosa	50
Figura 3.6 – Curva granulométrica da BTN	51
Figura 3.7 – Curva granulométrica da borracha triturada (BOR)	51
Figura 3.8 – Detalhe dos grãos da borracha triturada (BOR)	52
Figura 3.9 – Mistura entre os materiais BOR e BTN (50%BOR)	53
Figura 3.10 – Curva granulométrica do agregado miúdo	55
Figura 3.11 – Curva granulométrica do agregado graúdo	55

Figura 3.12- Geogrelhas de referência utilizadas	57
Figura 3.13 – Esquema de remoção dos membros longitudinais da GG-A produzindo geogrelhas com rigidez à tração reduzida (o mesmo também foi realizado com a GG-H)	57
Figura 3.14 – Esquema de remoção dos membros transversais (de ancoragem) da GG-H produzindo geogrelhas com número de membros de ancoragem reduzido (o mesmo também foi realizado com a GG-A)	58
Figura 3.15 – Geossintéticos GNT e GG-A a GG-G	58
Figura 3.16 – GCLs utilizados nos ensaios	59
Figura 3.17 – Detalhe das fibras e dos geotêxteis componentes do GCL-A	60
Figura 3.18 – Detalhe do ponteamto e geotêxteis componentes do GCL-B	60
Figura 3.19 – Texturas das geomembranas utilizadas	61
Figura 3.20 – Equipamento de plano inclinado	62
Figura 3.21 – Vistas do equipamento de plano inclinado	62
Figura 3.22 – Vista esquemática em planta do equipamento de plano inclinado e alguns de seus elementos	63
Figura 3.23 – Configuração de ensaios com variação de elevação da geogrelha no interior do solo de cobertura	63
Figura 3.24 – Esquema básico de uma das variações do ensaio de plano inclinado com introdução de água (seção transversal ao longo do comprimento da rampa - rampa na horizontal)	64
Figura 3.25 – Esquema básico do consolidômetro utilizado	66
Figura 3.26 – Esquema básico de uma das variações do ensaio de plano inclinado com introdução de água (rampa na horizontal)	67
Figura 4.1 – Seqüência de preparação do ensaio	73
Figura 4.2 – Ensaios com aplicação de tensão normal sem introdução de água no sistema	74
Figura 4.3 – Umidade do GCL versus tempo de imersão em água destilada	75
Figura 4.4 – Esquema básico do ensaio de plano inclinado para interfaces concreto curado-geomembrana	76
Figura 4.5 – Esquema básico do ensaio de plano inclinado para interfaces	

concreto fresco-geomembrana	77
Figura 4.6 – Seqüência do preenchimento da caixa de confinamento com concreto fresco	77
Figura 4.7 – Carga hidráulica versus tempo em ensaios de condutividade hidráulica com a mistura ARE-10%	79
Figura 4.8 – Esquematização dos ensaios de adensamento	80
Figura 5.1 – Carga de tração na geomembrana GML versus inclinação da rampa e posição da geogrelha GG-A	85
Figura 5.2 – Carga de tração na geomembrana GML versus inclinação da rampa e posição da geogrelha GG-H	86
Figura 5.3 – Deslocamento das caixas superior e inferior versus inclinação da rampa em ensaios com GG-H, GNT e GML (h = 10 cm)	87
Figura 5.4 – Mecanismos observados nos ensaios com geogrelha	88
Figura 5.5 – Deslocamento da caixa superior versus inclinação da rampa e posição da geogrelha GG-A	88
Figura 5.6 – Deslocamento da caixa superior versus inclinação da rampa e posição da geogrelha GG-H	89
Figura 5.7 – Carga de tração mobilizada na geogrelha GG-A versus inclinação da rampa	89
Figura 5.8 – Carga de tração mobilizada na geogrelha GG-H versus inclinação da rampa	90
Figura 5.9 – Deslocamentos da caixa superior versus inclinação da rampa (para h = 10 cm)	91
Figura 5.10 – Carga de tração mobilizada na geomembrana versus inclinação da rampa (para h = 10 cm)	93
Figura 5.11 – Inclinação da rampa na ruptura versus elevação da geogrelha	93
Figura 5.12 – Carga de tração mobilizada na geomembrana na ruptura versus elevação da geogrelha	94
Figura 5.13 – Deslocamento da caixa superior na ruptura versus elevação da geogrelha	95
Figura 5.14 - Variação da geometria dos taludes de uma área de disposição de resíduos devido à presença de reforço	96



Figura 5.15 – Ganho no volume de armazenamento versus elevação da geogrelha para $h/B = 0,10$	97
Figura 5.16 – Ganho no volume de armazenamento versus elevação da geogrelha para $h/B = 0,20$	97
Figura 5.17 – Ganho no volume de armazenamento versus elevação da geogrelha para $h/B = 0,30$	98
Figura 5.18 – Incremento do ângulo de inclinação da rampa na ruptura versus elevação da geogrelha	99
Figura 5.19 – Deslocamento da caixa superior versus elevação da geogrelha para a inclinação da rampa igual a $25,6^\circ$ (inclinação na ruptura para o caso em que se utilizou a geomembrana GML somente)	100
Figura 5.20 – Redução das cargas mobilizadas na geomembrana na ruptura devido a presença das geogrelhas GG-A e GG-H e do geotêxtil GNT na inclinação de ruptura do ensaio com geomembrana somente ( $\alpha = 25,6^\circ$ )	100
Figura 5.21 – Deslocamento da caixa superior versus inclinação da rampa em ensaios com a geogrelha GG-A	102
Figura 5.22 – Carga de tração mobilizada na geomembrana versus inclinação da rampa em ensaios com a geogrelha GG-A	102
Figura 5.23 – Deslocamento da caixa superior versus inclinação da rampa em ensaios com a geogrelha GG-H	103
Figura 5.24 – Carga de tração mobilizada na geomembrana versus inclinação da rampa em ensaios com a geogrelha GG-H	103
Figura 5.25 – Deslocamento da caixa superior na ruptura e correspondente inclinação da rampa na ruptura em ensaios com a geogrelha GG-A	105
Figura 5.26 – Carga de tração mobilizada na geomembrana e correspondente ângulo de inclinação da rampa na ruptura em ensaios com a geogrelha GG-A	105
Figura 5.27 – Deslocamento da caixa superior na ruptura e correspondente inclinação da rampa na ruptura em ensaios com a geogrelha GG-H	106
Figura 5.28 – Carga de tração mobilizada na geomembrana e correspondente ângulo de inclinação da rampa na ruptura em ensaios com a geogrelha GG-H	107
Figura 5.29 - Transferência de cargas entre materiais em ensaio com a geomembrana GML somente	108
Figura 5.30 – Deslocamento da caixa superior versus inclinação da rampa para diversos valores de rigidez à tração (geogrelha de referência: GG-A)	109

Figura 5.31 – Cargas de tração mobilizadas na geomembrana GML versus inclinação da rampa para diversos valores de rigidez à tração (geogrelha de referência: GG-A)	110
Figura 5.32– Deslocamento da caixa superior em função da inclinação da rampa para diferentes números de membros de ancoragem (geogrelha de referência: GG-A)	111
Figura 5.33 – Cargas de tração mobilizadas na geomembrana GML versus inclinação da rampa para diferentes números de membros de ancoragem (geogrelha de referência: GG-A)	112
Figura 5.34 – Deslocamento da caixa superior versus inclinação da rampa para diversos valores de rigidez à tração da geogrelha (geogrelha de referência: GG-H)	113
Figura 5.35 – Carga de tração mobilizada na geomembrana versus inclinação da rampa para valores alterados de rigidez à tração (geogrelha de referência: GG-H)	114
Figura 5.36 – Deslocamento da caixa superior versus inclinação da rampa para valores alterados de membros de ancoragem (geogrelha de referência: GG-H)	115
Figura 5.37 – Carga de tração mobilizada na geomembrana versus inclinação da rampa para valores alterados de membros de ancoragem (geogrelha de referência: GG-H)	116
Figura 5.38 – Deslocamento da caixa superior na ruptura versus redução da rigidez à tração, J; ou número de membros de ancoragem da geogrelha, N	117
Figura 5.39 – Carga de tração mobilizada na geomembrana na ruptura versus redução da rigidez à tração, J; ou número de membros de ancoragem da geogrelha, N	117
Figura 5.40 – Ângulo de inclinação da rampa na ruptura versus redução da rigidez à tração, J; ou número de membros de ancoragem da geogrelha, N	118
Figura 6.1 – Curvas tensão-deslocamento de ensaios sem hidratação em amostras do GCL-A	120
Figura 6.2 – Curvas tensão-deslocamento de ensaios com hidratação das amostras GCL-A	121
Figura 6.3 – Envoltórias de ruptura obtidas a partir de ensaios hidratados em amostras do GCL-A	121
Figura 6.4 – Curvas tensão-deslocamento de ensaios sem hidratação em amostras do GCL-A e GCL-B ( $\sigma_n = 80$ kPa)	122
Figura 6.5 – Umidade média da bentonita componente do GCL ao final dos ensaios de plano inclinado versus sobrecarga aplicada	124

Figura 6.6 – Expansão média do GCL devido ao processo de hidratação versus sobrecarga aplicada	125
Figura 6.7 – Expansão média do GCL normalizada pela espessura inicial do GCL versus sobrecarga aplicada	125
Figura 6.8 – Deslocamento da caixa de confinamento versus inclinação da rampa para ensaios com GCL-A e sobrecarga aplicada igual a 5,75 kPa (rampa na horizontal)	127
Figura 6.9 – Tração mobilizada no GCL-A em função da inclinação da rampa e da condição de hidratação, para sobrecarga aplicada igual a 5,75 kPa (rampa na horizontal)	128
Figura 6.10 – Deslocamento da caixa de confinamento versus inclinação da rampa para ensaios com GCL-B e sobrecarga aplicada igual a 5,75 kPa (rampa na horizontal)	129
Figura 6.11 – Tração mobilizada no GCL-B em função da inclinação da rampa e da condição de hidratação, para sobrecarga aplicada igual a 5,75 kPa (rampa na horizontal)	130
Figura 6.12 – Ângulo de inclinação da rampa na ruptura em função da configuração ensaiada e da condição de hidratação estabelecida	131
Figura 6.13 – Forma deformada da GCL-B após expansão	132
Figura 6.14 – Deslocamentos da caixa na ruptura versus sobrecarga aplicada em ensaios sem hidratação (GCL-A)	133
Figura 6.15 – Deslocamentos da caixa na ruptura versus sobrecarga aplicada em ensaios hidratados (GCL-A)	133
Figura 6.16 – Cargas de tração mobilizadas no GCL na ruptura versus sobrecarga aplicada em ensaios sem hidratação (GCL-A)	134
Figura 6.17 – Cargas de tração mobilizadas no GCL na ruptura versus sobrecarga aplicada em ensaios com hidratação (GCL-A)	135
Figura 6.18 – Deslocamentos da caixa na ruptura versus sobrecarga aplicada em ensaios sem hidratação (GCL-B)	136
Figura 6.19 – Deslocamentos da caixa na ruptura versus sobrecarga aplicada em ensaios com hidratação (GCL-B)	136
Figura 6.20 – Cargas de tração mobilizadas no GCL na ruptura versus sobrecarga aplicada em ensaios sem hidratação (GCL-B)	137
Figura 6.21 – Cargas de tração mobilizadas no GCL na ruptura versus sobrecarga aplicada em ensaios com hidratação (GCL-B)	138

Figura 6.22 – Deslocamento da caixa de confinamento na ruptura e correspondente inclinação da rampa na ruptura obtidas em ensaios sem hidratação	139
Figura 6.23 – Deslocamento da caixa de confinamento na ruptura e correspondente inclinação da rampa na ruptura obtidos em ensaios com hidratação	139
Figura 6.24 – Carga de tração mobilizada no GCL na ruptura e correspondente ângulo de inclinação da rampa na ruptura obtidos em ensaios sem hidratação	141
Figura 6.25 – Carga de tração mobilizada no GCL na ruptura e correspondente ângulo de inclinação da rampa na ruptura obtidos em ensaios sem hidratação	141
Figura 7.1 - Curvas de compressibilidade para misturas BOR/BTN	145
Figura 7.2 - Curvas de compressibilidade para misturas ARE-B/BTN	145
Figura 7.3 - Curvas de compressibilidade para misturas ARG/BTN	146
Figura 7.4 – Condutividade hidráulica versus tensão normal para misturas com 10% em massa de material alternativo	147
Figura 7.5 – Condutividade hidráulica versus tensão normal para misturas com 25% em massa de material alternativo	147
Figura 7.6 – Condutividade hidráulica versus tensão normal para misturas com 50% em massa de material alternativo	148
Figura 7.7 – Condutividade hidráulica versus percentagem em massa de borracha, argila ou areia na mistura ( $\sigma_n = 200$ kPa)	149
Figura 7.8 – Expansão da mistura normalizada pela expansão da bentonita versus percentagem em massa de borracha, argila ou areia na mistura ( $\sigma_n = 5$ kPa)	150
Figura 7.9 – Umidade final da mistura versus percentagem em massa de borracha, argila ou areia na mistura	150
Figura 7.10 – Permissividade versus tensão normal para misturas com 10% em massa de material alternativo	151
Figura 7.11 – Permissividade versus tensão normal para misturas com 25% em massa de material alternativo	152
Figura 7.12 – Permissividade versus tensão normal para misturas com 50% em massa de material alternativo	152
Figura 7.13 – Relação $\Psi_{BOR}/\Psi_{BTN}$ versus percentagem em massa da borracha BOR na mistura	154
Figura 7.14 – Relação $\Psi_{ARG}/\Psi_{BTN}$ versus percentagem em massa de argila ARG na mistura	154

Figura 7.15 – Relação $\Psi_{ARE-B}/\Psi_{BTN}$ versus percentagem em massa de argila ARE-B na mistura	156
Figura 7.16 – Envoltória de ruptura obtida a partir de ensaios de cisalhamento direto em misturas borracha-bentonita sem hidratação	160
Figura 7.17 – Envoltória de ruptura obtida a partir de ensaios de cisalhamento direto em misturas borracha-bentonita com hidratação	161
Figura 7.18 – Envoltória de ruptura obtida a partir de ensaios de cisalhamento direto em misturas argila-bentonita sem hidratação.	162
Figura 7.19 – Envoltória de ruptura obtida a partir de ensaios de cisalhamento direto em misturas argila-bentonita com hidratação	162
Figura 7.20 – Envoltória de ruptura obtida a partir de ensaios de cisalhamento direto em misturas areia-bentonita sem hidratação	163
Figura 7.21 – Envoltória de ruptura obtida a partir de ensaios de cisalhamento direto em misturas areia-bentonita com hidratação	163
Figura 7.22 – Algumas das misturas ensaiadas e suas possíveis regiões de aplicação em uma área de disposição de resíduo	165
Figura 8.1 – Deslocamento da caixa de confinamento versus inclinação da rampa para diversos níveis de consistência do concreto (ensaio com a interface: concreto/GML)	169
Figura 8.2 – Carga de tração mobilizada na geomembrana versus inclinação da rampa para diversos níveis de consistência do concreto (ensaio com a interface: concreto/GML)	169
Figura 8.3 – Deslocamento da caixa de confinamento versus inclinação da rampa para diversos níveis de consistência do concreto (ensaio com a interface: concreto/GMT-A)	170
Figura 8.4 – Carga de tração mobilizada na geomembrana versus inclinação da rampa para diversos níveis de consistência do concreto (ensaio com a interface: concreto/GMT-A)	171
Figura 8.5 – Deslocamento da caixa de confinamento versus inclinação da rampa para diversos níveis de consistência do concreto (ensaio com a interface: concreto/GMT-B)	172
Figura 8.6 – Carga de tração mobilizada na geomembrana versus inclinação da rampa para diversos níveis de consistência do concreto (ensaio com a interface: concreto/GMT-B)	173
Figura 8.7 – Deslocamento da caixa de confinamento versus inclinação da rampa para diversos níveis de consistência do concreto (ensaio com a interface: concreto/GNT/GML)	174
Figura 8.8 – Carga de tração mobilizada na geomembrana versus inclinação da rampa	

para diversos níveis de consistência do concreto (ensaio com a interface: concreto/GNT/GML)	175
Figura 8.9 – Inclinação da rampa na ruptura versus abatimento da amostra de concreto	176
Figura 8.10 - Razão de incremento do ângulo de inclinação da rampa na ruptura versus abatimento da amostra de concreto	177
Figura 8.11 – Deslocamento da caixa de confinamento na ruptura versus abatimento da amostra de concreto	178
Figura 8.12 – Carga de tração mobilizada na geomembrana na ruptura versus abatimento da amostra de concreto	179
Figura 8.13 – Deslocamento da caixa de confinamento na ruptura e correspondente inclinação da rampa na ruptura	181
Figura 8.14 – Carga de tração mobilizada na geomembrana na ruptura e correspondente inclinação da rampa na ruptura	181
Figura 8.15 – Deslocamentos da caixa de confinamento versus inclinação da rampa	183
Figura 8.16 – Carga de tração mobilizada na geomembrana versus inclinação da rampa	183
Figura 8.17 – Deslocamentos da caixa na ruptura versus tensão normal na interface	184
Figura 8.18 – Carga de tração mobilizada na geomembrana na ruptura versus tensão normal aplicada na interface	185
Figura 8.19 – Inclinação da rampa na ruptura versus deslocamento da caixa de confinamento na ruptura	186
Figura 8.20 – Inclinação da rampa na ruptura versus carga de tração mobilizada na geomembrana na ruptura	186
Figura 8.21 – Esquema de execução de revestimento em placas de concreto pré-moldadas	187

## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Tipos de geossintéticos e suas principais funções	9
Tabela 2.2 – Resultados para as 24 seções ensaiadas	12
Tabela 2.3 – Mecanismos de interação solo-reforço	19
Tabela 2.4 – Vantagens e desvantagens dos GCLs	42
Tabela 3.1 – Composição química da bentonita (BTN)	50
Tabela 3.2 – Características dos materiais utilizados nos ensaios	52
Tabela 3.3 – Características das misturas ARE-B/BTN, ARG/BTN e BOR/BTN	53
Tabela 3.4 – Traço utilizado na dosagem do concreto	54
Tabela 3.5 – Principais propriedades dos agregados do concreto utilizado	54
Tabela 3.6 – Características dos geossintéticos utilizados	56
Tabela 3.7 – Composição química da bentonita componente do GCL-A	59
Tabela 3.8 – Composição química da bentonita componente do GCL-B	59
Tabela 4.1 – Resumo dos ensaios realizados	69
Tabela 7.1 – Características de algumas amostras ensaiadas na prensa de adensamento	143
Tabela 7.2 – Características de algumas amostras ensaiadas no equipamento de cisalhamento direto	158
Tabela 7.3 – Parâmetros de resistência obtidos nos ensaios de cisalhamento direto	164
Tabela 7.4 – Comparação entre os desempenhos das misturas em relação ao desempenho da bentonita BTN	166

## LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
$a$	Adesão da interface solo/geossintético
$c$	Coesão do solo
$E_c$	Eficiência de resistência por adesão
$E_f$	Eficiência de resistência por atrito
$F_1$	Força cisalhante na face superior da geomembrana primária
$F_2$	Força cisalhante na face inferior da geomembrana primária
$F_r$	Força de tração no reforço
$F_s$	Força cisalhante
$F_v$	Força vertical
GCL	<i>Geosynthetic Clay Liner</i> (geocomposto argiloso)
GG-A	Geogrelha do tipo A
GMT-A	Geomembrana do tipo A
GNT	Geotêxtil não-tecido
$H$	Altura do talude
$h$	Posição de elevação da geogrelha
HDPE	<i>High density polyethylene</i> (polietileno de alta densidade)
$J$	Rigidez à tração da geogrelha
$L$	Comprimento da rampa
$N$	Número referente à capacidade de ancoragem da geogrelha ou força normal
PEAD	Polietileno de alta densidade
PVC	<i>Polyvinyl chloride</i> (polivinil clorido)
$t$	Espessura da camada do solo de cobertura
$T_1$	Esforço de tração na geomembrana primária
$V$	Volume de estocagem da área de disposição de resíduos
$W$	Peso do lixo somado ao peso do solo de cobertura
$\alpha$	Inclinação da rampa ou inclinação do talude
$\beta$	Inclinação do talude
$\delta$	Ângulo de atrito de interface solo/geossintético
$\delta_1$	Ângulo de atrito da interface areia/geomembrana primária
$\delta_2$	Ângulo de atrito da interface geomembrana primária/georede
$\Delta V$	Variação de volume de estocagem ocorrida com a maior inclinação do talude



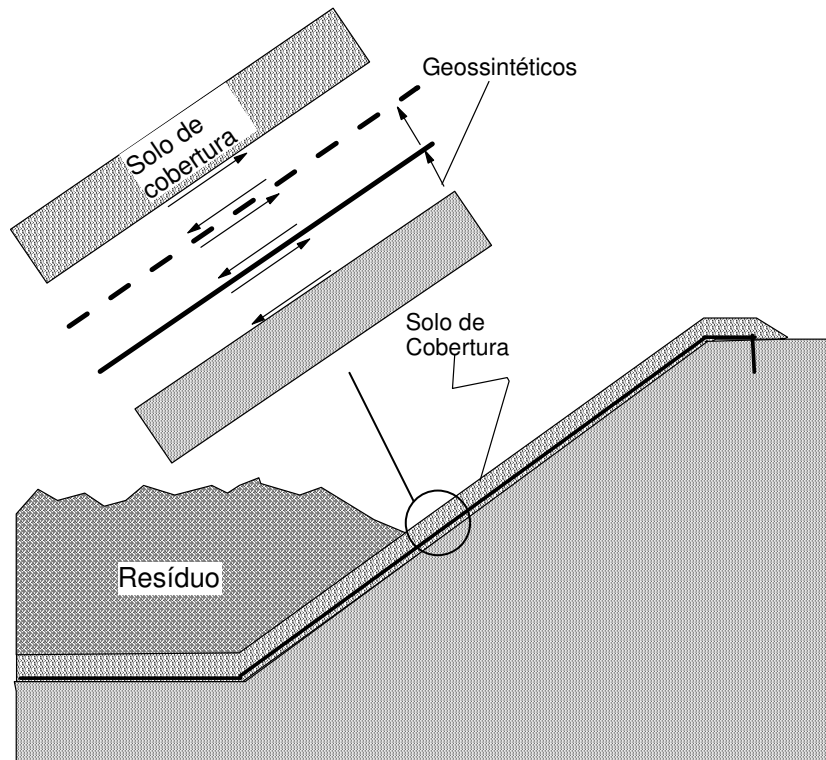
$\phi$	Ângulo de atrito do solo ou de interface
$\theta$	Orientação do reforço
$\Psi$	Permissividade
$\sigma$	Tensão normal
$\sigma_n$	Tensão normal
$\sigma_{yy}$	Tensão normal ao plano yy
$\tau$	Resistência ao cisalhamento
$\tau_{xy}$	Tensão cisalhante na direção y ortogonal ao plano xx

## 1 – INTRODUÇÃO

### 1.1 – APRESENTAÇÃO E JUSTIFICATIVA

Em diversos países, um dos principais objetivos em projetos de obras de proteção ambiental tem sido a proteção adequada dos solos e aquíferos subterrâneos ou superficiais. Os geossintéticos têm desempenhado importante função nessa proteção devido a sua versatilidade, custo competitivo, facilidade de instalação, fácil caracterização e controle de suas propriedades mecânicas e hidráulicas. Além disso, também por oferecerem vantagens técnicas em relação aos sistemas tradicionais de impermeabilização. Dessa forma, tais materiais têm permitido a adequação das obras às severas legislações ambientais existentes em alguns países.

Os taludes de áreas de disposição de resíduos, bem como de margens de canais, reservatórios, barragens e lagoas de estabilização podem ser revestidos por várias camadas de geossintéticos de diferentes tipos. Geogrelhas, geodrenos, geotêxteis, geomembranas e geocompostos argilosos (GCL's) podem ser utilizados em drenagem, filtração, barreira, proteção ou reforço (ver Figuras 1.1 e 1.2). Estes sistemas de cobertura e proteção eventualmente envolvem também camadas de solo ou concreto. Fatores como baixos níveis de aderência entre camadas e tensões normais, juntamente com a presença de água, podem promover a ruptura ao longo das interfaces solo-geossintético ou geossintético-geossintético, favorecendo o deslizamento do material de cobertura, ocasionando possíveis danos mecânicos aos geossintéticos e conseqüentes danos ambientais.



**Figura 1.1-** Multicamadas de solos e geossintéticos em uma obra de disposição de resíduos (Modificado - Viana e Palmeira, 2006).



**Figura 1.2 -** Detalhe de talude revestido com geomembrana durante a execução de uma lagoa de estabilização de resíduos.

Um fator que tem contribuído para o aumento do problema de gestão de resíduos é a escassez de espaços destinados à execução de obras de disposição destes materiais. Isso tem gerado a necessidade de um melhor aproveitamento das áreas disponíveis, de modo a obter-se uma maior relação volume de estocagem/espço utilizado. Esse fato contribui para a execução de projetos com taludes mais íngremes e mais sujeitos a problemas de estabilidade.

A baixa resistência interna da bentonita componente de GCL's também é um dos fatores problemáticos na estabilidade de taludes revestidos com esse tipo de geossintético. Estudos efetuados por Viana (2003) mostram que a resistência de GCL's, quando hidratados, pode apresentar reduções de até 36% em seu coeficiente de atrito.

A frequência da ocorrência de problemas causados por instabilidade em taludes de obras de proteção ambiental tem sido alta. Uma série de casos que envolvem problemas desta natureza foi relatada por Gross et al. (2002). Os problemas relatados geralmente envolvem gastos na recuperação da obra e danos mecânicos causados aos geossintéticos com comprometimento de sua função. Desse modo, a obtenção de parâmetros de interface confiáveis e a estimativa adequada da resistência interna de GCL's são indispensáveis para o correto dimensionamento dos taludes e para a garantia da segurança e economia da obra.

Os GCL's podem ser utilizados como barreiras em obras geotécnicas e de proteção ambiental, entretanto, sua utilização pode ser limitada em muitas situações devido ao alto custo da bentonita componente do produto. Esse fato torna interessante investigar o desempenho mecânico e funcional de materiais alternativos associados a ela, tais como borracha resultante da trituração de pneus inutilizados, argila e areia. A avaliação do desempenho mecânico (em termos de resistência) e hidráulico (em termos de condutividade hidráulica) dessas associações é fundamental para a aprovação da utilização de um GCL alternativo. A destinação ambientalmente correta para materiais como pneus inutilizados e a melhoria da resistência interna da bentonita, quando associada à areia, também são justificativas importantes para a realização de tais investigações.

Dessa forma, a presente pesquisa visa contribuir para a satisfação de algumas das necessidades apresentadas a partir do estudo de parâmetros relevantes e dos mecanismos desenvolvidos em taludes revestidos com geossintéticos.

## **2- OBJETIVOS DA PESQUISA**

Os objetivos da presente pesquisa foram baseados nas necessidades evidenciadas anteriormente. Os mesmos são relacionados a seguir:

- Avaliar a influência da presença de geogrelhas como reforço imerso no material de cobertura de taludes revestidos com geossintéticos, utilizando o equipamento de plano inclinado de grandes dimensões. Estudar a influência de diferentes posições da geogrelha no interior do solo de cobertura, como também a influência de suas características geométricas e da presença de geotêxteis associados às mesmas;
- Avaliar, em sistemas solo-geossintético, a resistência interna de diferentes tipos de GCL's existentes no mercado nas situações com e sem hidratação, bem como a resistência das interfaces, expansibilidade do GCL, cargas nos geossintéticos e deformabilidade do sistema de revestimento, utilizando o equipamento de plano inclinado e o equipamento de cisalhamento direto;
- Avaliar o comportamento de associações bentonita/borracha triturada, bentonita/argila e bentonita/areia em diferentes proporções em peso, quanto à sua condutividade hidráulica, resistência ao cisalhamento e expansibilidade, utilizando a prensa de adensamento e o equipamento de cisalhamento direto;
- Avaliar as propriedades de interface entre concreto fresco e curado com diferentes níveis de consistência e geomembranas com diferentes texturas. Investigar também a influência da presença de geotêxteis associados às geomembranas na estabilidade do sistema de revestimento;

## **3 – ESTRUTURA DA TESE**

A tese está dividida em nove capítulos. No CAPÍTULO 1 são apresentadas as justificativas referentes ao presente trabalho, assim como seus objetivos e a estruturação da tese. O CAPÍTULO 2 é destinado a uma revisão bibliográfica sobre o assunto abordado, onde são fornecidos alguns fundamentos, e comentadas algumas pesquisas constantes na literatura

técnica. No CAPÍTULO 3 é apresentada uma descrição sucinta sobre os diversos tipos de materiais utilizados na pesquisa. Neste capítulo também são descritos os equipamentos utilizados no programa experimental, tais como o equipamento de plano inclinado de grandes dimensões. No CAPÍTULO 4 são descritas as diversas modalidades de ensaios empregadas na pesquisa e a metodologia utilizada em cada uma delas. No CAPÍTULO 5 são apresentados e comentados os resultados referentes ao estudo do uso de geogrelhas em sistemas de revestimento, a partir do uso do equipamento de plano inclinado. No CAPÍTULO 6 são apresentados e comentados os resultados referentes aos ensaios com GCL's a partir do uso do equipamento de plano inclinado e cisalhamento direto. No CAPÍTULO 7 encontram-se as análises dos resultados dos ensaios de condutividade hidráulica em misturas alternativas para GCL's, os quais foram obtidos experimentalmente a partir do equipamento de adensamento. No CAPÍTULO 8 são analisados os resultados de ensaios de plano inclinado realizados para o estudo de revestimentos de taludes do tipo concreto-geomembrana. O CAPÍTULO 9 é destinado às principais conclusões desta tese e sugestões para pesquisas futuras.

### 2 - REVISÃO DA LITERATURA

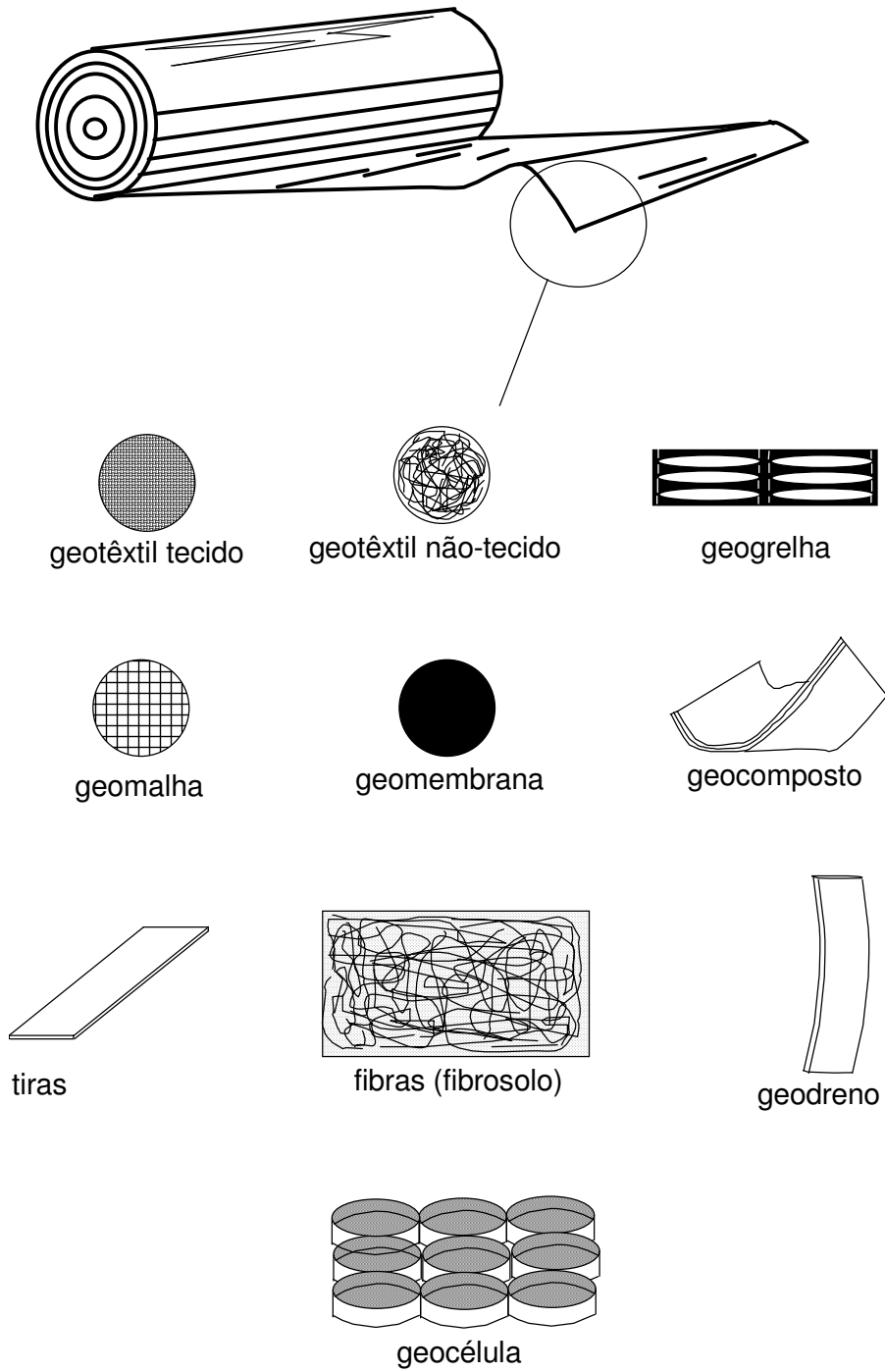
#### 2.1 - GEOSSINTÉTICOS E SUAS PROPRIEDADES RELEVANTES

Os geossintéticos são produtos confeccionados a partir de polímeros ou materiais poliméricos, usados na engenharia geotécnica, em combinação com solo, rocha ou outro material, como parte integrante de um projeto, estrutura ou sistema (Koerner, 1994).

O uso de materiais geossintéticos em aplicações geotécnicas é relativamente recente, porém vem crescendo continuamente. Alguns fatores contribuem para o crescimento da utilização destes materiais e, entre eles, pode-se destacar:

- Manufatura com controle de qualidade no ambiente de fábrica;
- Possibilidade de serem instalados rapidamente;
- Facilidade de substituição de materiais danificados;
- Podem substituir eficientemente em projetos materiais naturais (areia, argila, etc.);
- Seu uso é requerido por lei em alguns casos;
- Possui custo competitivo em relação a outros tipos de soluções convencionais.

A variedade de geossintéticos disponível no mercado abrange geotêxteis (tecidos e não tecidos), geogrelhas, geocélulas, tiras, geomembranas, geodrenos, geocompostos e GCL's. Cada um dos materiais citados possui função específica e propriedades particulares, podendo ser usados com as mais diversas finalidades. A Figura 2.1 apresenta alguns exemplos de geossintéticos comumente utilizados em obras geotécnicas.



**Figura 2.1** - Geossintéticos comumente utilizados em obras geotécnicas e de proteção ambiental (modificado - Palmeira, 1999).



Os materiais geossintéticos possuem propriedades que estão intimamente ligadas às suas respectivas funções. As principais propriedades dos geossintéticos são:

- **Propriedades Mecânicas**

- Resistência à tração;
- Rigidez à tração;
- Comportamento à fluência;
- Relaxação de tensões.

- **Propriedades Hidráulicas**

- Condutividade hidráulica;
- Transmissividade;
- Permissividade.

- **Propriedades de Durabilidade**

- Resistência à degradação química, biológica e oxidação;
- Resistência à abrasão.

- **Propriedades de Interação**

- Resistência de interface

Palmeira (1993) apresenta as definições de algumas das funções possíveis de um geossintético em uma obra:

**Função Reforço:** o uso do geossintético visa o aumento da resistência do material composto e diminuição da sua compressibilidade;

**Função Filtração:** o uso do geossintético visa utilizá-lo como um filtro para evitar a migração de partículas sólidas;

**Função Drenagem:** o geossintético é usado para drenar líquidos ou gases;

**Função Barreira:** o uso do geossintético visa barrar o fluxo de líquidos ou gases;

**Função Proteção:** o uso do geossintético visa proteger um maciço ou material.

A Tabela 2.1 apresenta de forma resumida as funções típicas dos principais geossintéticos.

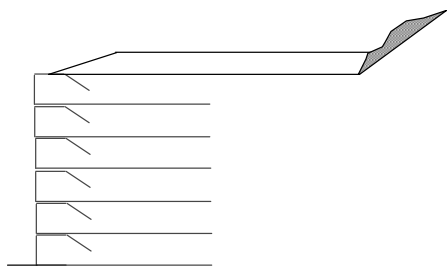
**Tabela 2.1** – Tipos de geossintéticos e suas principais funções (Palmeira, 1999).

Tipo de Geossintético	Função Característica					
	Reforço	Separação	Drenagem	Filtração	Proteção	Barreira
Geotêxtil Tecido	✓	✓			✓	
Geotêxtil Não-Tecido	✓	✓	✓	✓	✓	
Geogrelha	✓					
Tiras	✓					
Fios, Fibras, Micro-Telas.	✓					
Georede			✓			
Geodrenos			✓	✓		
Geomembranas		✓				✓
Geocélulas	✓				✓	
Geocompostos	✓		✓	✓		✓

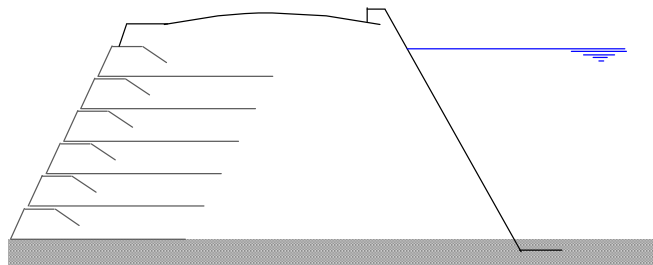
Os detalhes referentes à função e propriedades de cada tipo de geossintéticos podem ser encontrados em Koerner (1994).

Na Figura 2.2 podem-se observar alguns exemplos práticos de aplicação de geossintéticos em diversos tipos de obras geotécnicas. Abaixo são relacionados os tipos de obras apresentados na figura e alguns possíveis geossintéticos utilizados:

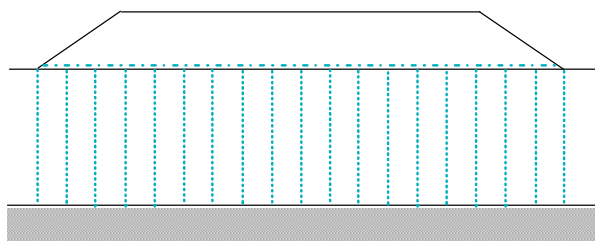
- Muros reforçados, estradas não-pavimentadas e aterros reforçados: geogrelhas e geotêxteis;
- Drenagem vertical de solo mole: geodrenos;
- Aterros sanitários, canais e reservatórios: geomembranas, GCL's, geogrelhas, geotêxteis, georedes e outros.



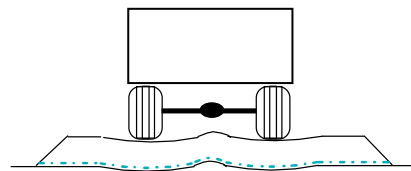
Muros de solo reforçado



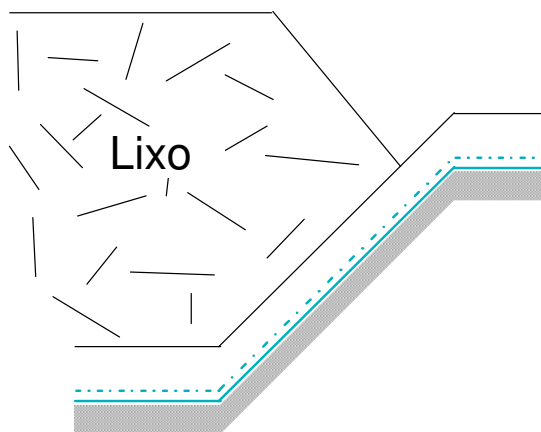
Muros de solo reforçado e reservatórios



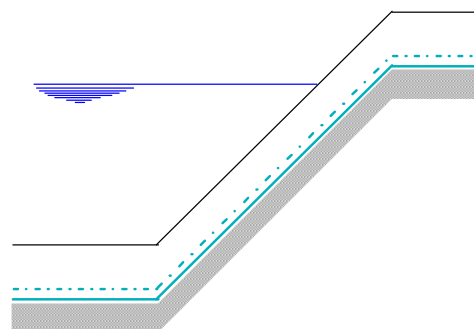
Aterros reforçados e Drenagem vertical de solo mole



Estradas não-pavimentadas



Aterros sanitários



Canais

**Figura 2.2** - Utilização de geossintéticos em obras geotécnicas (modificado – Palmeira, 1999).

## 2.2 – TALUDES REVESTIDOS COM GEOSSINTÉTICOS

No caso de taludes de áreas de disposição de resíduos, canais ou reservatórios, os materiais de cobertura são necessários, pelos seguintes fatores:

- Proteção dos geossintéticos contra a oxidação;
- Aumentar a resistência à erosão, particularmente na interface ar-água no caso de canais e reservatórios;
- Para fixação local da camada de revestimento e para dissipar as forças trativas;
- Drenagem;
- Proteção dos geossintéticos contra raios ultravioleta;
- Minimização de temperaturas extremas;
- Proteção dos geossintéticos contra danos mecânicos em geral;
- Eliminação da influência do vento.

Dependendo da situação, em áreas de disposição de resíduos, canais ou reservatórios, geralmente utiliza-se solo como material de cobertura. Entretanto, o concreto também pode ser utilizado como material de cobertura, o qual é requerido em obras em que a perda de água deve ser evitada, tais como canais ou reservatórios.

Segundo Koerner (1994), as técnicas construtivas empregadas na execução dos materiais de cobertura são semelhantes às técnicas de pavimentação. Dependendo do porte da obra, equipamentos especiais podem ser desenvolvidos e a técnica de formas deslizantes tem sido empregada com sucesso quando utilizado o concreto como material de cobertura. No caso do concreto, o autor afirma que é usual a colocação do revestimento (geossintéticos) sobre uma sub-base preparada de solo e a posterior execução da camada de concreto sobre o revestimento. A água passante pelas eventuais fissuras ou juntas do concreto deve ser removida por meio da presença de um geotêxtil não tecido instalado entre a camada de concreto e a geomembrana ou demais camadas. Dados referentes à transmissividade para o dimensionamento dos geotêxteis também são apresentados pelo autor.

Segundo Koerner (1994), em algumas situações, canais de irrigação podem passar sobre superfícies de solos ou de rocha, as quais podem ser muito porosas ou extremamente

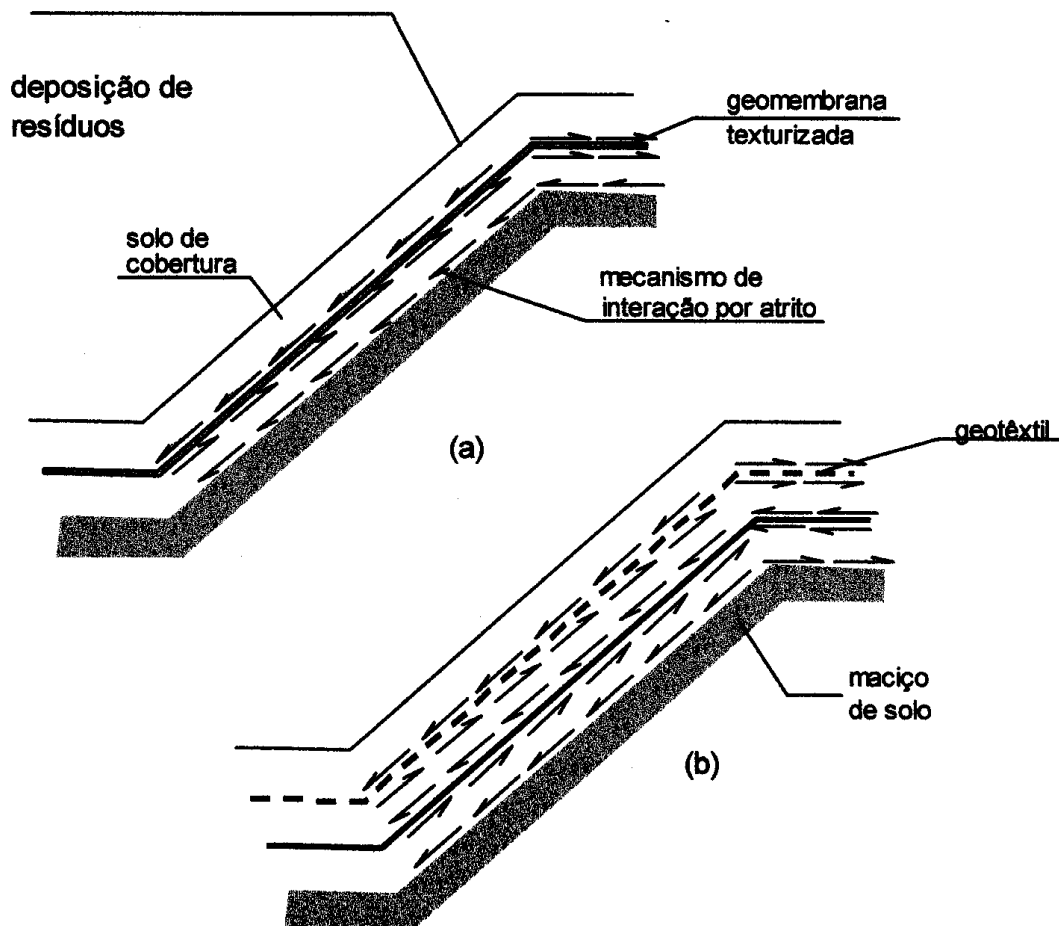
fraturadas. Nessas condições, as perdas por percolação podem ser extremamente significativas (às vezes acima de 75%). O Departamento do Interior dos Estados Unidos (U.S. Department of the Interior, 2002) executou 34 seções de ensaios em canais de irrigação com diversos tipos de revestimento para avaliar a durabilidade e eficiência (na redução de percolação) dos revestimentos instalados sobre condições rochosas adversas. Os diversos materiais componentes dos revestimentos incluem combinações de geossintéticos, concreto projetado, concreto compactado a rolo, grout, solo e revestimentos elastoméricos. As 34 seções de ensaios foram subdivididas em 4 categorias e os resultados da pesquisa são apresentados na Tabela 2.2.

**Tabela 2.2** – Resultados para as 24 seções ensaiadas (Modificado – U.S. Department of the Interior, 2002).

<b>Tipo de revestimento</b>	<b>Durabilidade (anos)</b>	<b>Eficiência no aumento da estanqueidade (%)</b>	<b>Relação benefício/custo</b>
Membrana fluido-aplicada	10 - 15	90%	0,2 - 1,5
Concreto somente	40 - 60	70%	3,0 - 3,5
Geomembrana exposta	10 - 25	90%	1,9 - 3,2
Geomembrana com cobertura de concreto	40 - 60	95%	3,5 - 3,7

Como dito anteriormente, as várias camadas de geossintéticos associadas ao material de cobertura em sistemas de revestimento de taludes são, em geral, utilizadas como reforço, sistema drenante e/ou barreiras contra líquidos e gases. A Figura 2.3 (a) esquematiza o modo como ocorre a interação entre camadas de materiais presentes em um talude típico de área de disposição de resíduos. Por efeito de gravidade e de condicionantes como a presença de água, surgem tensões que podem desestabilizar a massa de solo, cuja resistência ao deslizamento é governada pelos parâmetros de interface entre solo-geossintético e geossintético-geossintético. O nível de tensões mobilizado na geomembrana devido a este processo pode ser elevado, podendo provocar danos à camada impermeabilizante e ao meio ambiente. Já a Figura 2.3 (b) mostra uma das formas de melhorar a estabilidade do talude, com a inclusão de

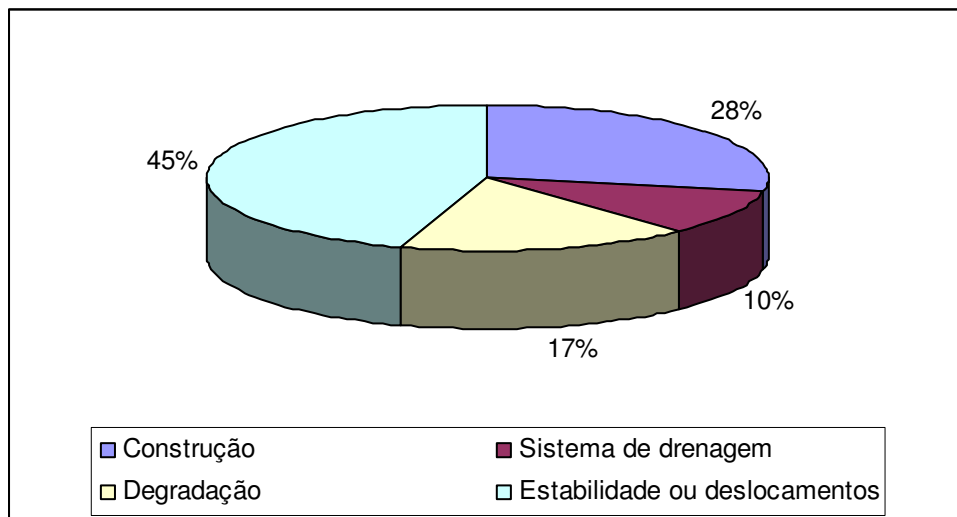
um geossintético como camada de aderência (geotêxtil ou geogrelha), melhorando a estabilidade do conjunto e reduzindo o nível de tensões na geomembrana.



**Figura 2.3** - Transferência de tensões entre materiais de um talude - a) Liner sem camada de reforço; b) Liner com camada de reforço (Mello, 2001).

A frequência da ocorrência de problemas causados por instabilidade em taludes de obras de disposição de resíduos e outras semelhantes tem sido alta. Uma série de casos que envolvem problemas desta natureza foi relatada por Gross et al. (2002). Os referidos autores identificaram e estudaram 74 aterros sanitários e sistemas de disposição de resíduos localizados nos Estados Unidos, detectando 85 problemas durante a investigação. A Figura 2.4 apresenta a distribuição geral dos problemas constatados pelos autores. Pode ser vista na figura a maior incidência de problemas de estabilidade e de deslocamentos excessivos nesses tipos de obras. No estudo ainda é destacado que os problemas de estabilidade dos sistemas de

revestimento de cobertura e de fundo correspondem, respectivamente, a 21% e 14% de todos os problemas constatados. As Figuras 2.5 a 2.7 apresentam alguns dos problemas em sistemas de revestimento de áreas de disposição de resíduos, alguns deles identificados por Gross et al. (2002). A Figura 2.5 mostra os problemas ocorridos em um talude de um sistema de cobertura de um aterro sanitário, causados pelo deslizamento do solo de cobertura sobre um GCL. Pode-se perceber as trincas de tração desenvolvidas devido ao deslocamento do solo e os danos mecânicos causados ao GCL, com comprometimento da função barreira. A Figura 2.6 mostra o deslizamento ocorrido ao longo da interface solo-GCL devido às pressões induzidas por percolação de água após a ocorrência de uma tempestade. Neste caso, também houve danos ao GCL sendo necessária a execução de um novo projeto prevendo uma camada de drenagem e a recuperação total da obra.



**Figura 2.4** – Distribuição geral dos problemas em sistemas componentes de áreas de disposição de resíduos (modificado - Gross et al., 2002).

A Figura 2.7 mostra a situação de um GCL, após a ruptura do sistema de revestimento durante a operação do aterro (compactação do resíduo). A figura mostra a situação pós-remoção do resíduo deslizante. Neste caso, antes do deslizamento, os taludes foram redimensionados sem a realização de uma análise de estabilidade do sistema de revestimento após a definição das novas inclinações. Como resultado, ocorreu o deslizamento ao longo das seguintes interfaces componentes do talude: georede-GCL (lado da geomembrana) e GCL (lado da bentonita)/argila compactada. De modo adicional, houve danos nas camadas de geossintéticos e no sistema de drenagem do aterro.



**Figura 2.5** – Problemas com talude de um sistema de cobertura – Deslizamento do solo de cobertura promovendo a ruptura do GCL (Dwyer et al., 2002).



**Figura 2.6** – Deslizamento do solo de cobertura sobre GCL devido a ocorrência de forças de percolação, após uma tempestade (Gross et al., 2002).





**Figura 2.7** - Escavação do resíduo na zona de ruptura, ocorrência de grandes enrugamentos no GCL e danos no sistema de drenagem (modificado – Gross et al., 2002).

Os planos preferenciais de ruptura geralmente localizam-se nas interfaces existentes entre os diferentes geossintéticos componentes dos taludes. O estado de tensões desenvolvido nos vários componentes do sistema durante a operação ou instalação é muito difícil de ser determinado. Se as condicionantes de projeto do sistema forem avaliadas incorretamente (particularmente, os valores dos ângulos de atrito de interfaces ou poropressão), pode ocorrer instabilidade do talude durante a instalação (Girard et al., 1990), ou até mesmo enquanto a estrutura estiver em operação, o que é mais desfavorável (Stamatopoulos and Kotzias, 1996). Os parâmetros de interface, a resistência interna de GCL's e análises considerando o efeito da presença de água nas interfaces envolvidas devem ser corretamente considerados para que tais problemas de estabilidade sejam evitados.

O estudo dos parâmetros de interação solo-geossintético em taludes vem sendo viabilizado experimentalmente na Universidade de Brasília por meio do equipamento de plano inclinado de grandes dimensões. Algumas de suas vantagens consistem na execução de ensaios sob baixas tensões normais (similares às atuantes no campo), maiores dimensões do que os equipamentos de plano inclinado utilizados em outras pesquisas, boa repetibilidade e simplicidade na simulação de um grande número de situações.

Vários estudos com equipamentos de variadas características e dimensões já foram realizados (Girard et al., 1990; Girard et al., 1994; Gourc et al., 1996; Lima Júnior, 2000; Wasti & Özdüzgün, 2001; Mello, 2001; Palmeira & Viana, 2003; e Viana 2003). A maioria dos estudos considerou diversos tipos de interface solo-geossintético não sujeitas ao efeito da presença de água. Entretanto, ainda há inúmeras condições representativas a serem investigadas e diferentes variáveis a serem consideradas. Ensaio com GCL's, com verificação do efeito da água nas interfaces e na estrutura interna do GCL representam algumas dessas condições a serem investigadas, bem como a investigação das propriedades de interfaces de associações concreto/geomembrana e influência da presença de geogrelhas como reforço na estabilidade do talude.

### **2.3 - TÉCNICAS DE REFORÇO DE SOLOS COM USO DE GEOSSINTÉTICOS**

A técnica de reforço de solos por meio do uso de geossintéticos está bem consolidada no meio geotécnico. Novas soluções vêm sendo constantemente investigadas, comprovadas e aplicadas. A técnica consiste na inclusão de materiais geossintéticos no interior da massa de solo, com a finalidade de aumentar a sua resistência e reduzir sua deformabilidade. Tal técnica é altamente dependente das propriedades do solo e do reforço, assim como da interação solo-geossintético.

Palmeira (1987) cita três fatores que governam o desempenho de uma estrutura de solo reforçado: a natureza e características mecânicas do solo, características mecânicas do reforço e a interação entre solo e reforço.

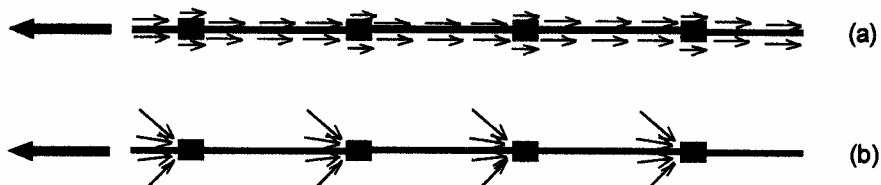
Quando um reforço é introduzido no solo ocorre interação por meio do atrito entre as partículas de solo e a superfície do reforço. No caso de geogrelhas, de modo adicional, ocorre a interação por meio das tensões nos membros transversais existentes (resistência passiva). As

deformações no solo causam o desenvolvimento de forças de tração ou compressão no reforço, dependendo de sua posição no maciço. Assim, a idéia de reforçar o maciço consiste em associar as características mecânicas do solo com as do reforço, que resiste bem à tração. Desse modo, associando materiais distintos com funções complementares, pode-se obter uma estrutura mecanicamente resistente e estável.

### 2.3.1 - MECANISMOS DE INTERAÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICOS

Segundo Gomes (1992), em um maciço reforçado, as propriedades mecânicas do sistema refletem a ação dos mecanismos de interação entre os materiais constituintes, os quais condicionam os processos de distribuição de tensões no interior da massa de solo.





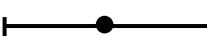


Existem dois mecanismos básicos de interação solo-geossintético: o mecanismo por atrito e o mecanismo por resistência passiva (Figura 2.8 (a) e (b)). O mecanismo por atrito depende do contato na área da superfície plana do geossintético, da rugosidade do geossintético, da tensão confinante e das condições de interface.



**Figura 2.8** – Mecanismos de interação: a) atrito; b) resistência passiva (Jewell, 1996).

O mecanismo de resistência passiva ocorre devido a esforços de ancoragem do reforço no maciço. Este mecanismo é característico de geogrelhas e depende muito da geometria do reforço, da tensão confinante e do tipo de solo que envolve o reforço. Na Tabela 2.3 constam os mecanismos de interação solo-reforço para alguns tipos de geossintéticos.

**Tabela 2.3** – Mecanismos de interação solo-reforço (modificado – Palmeira, 1987).

Tipo de Reforço	Mecanismo de Interação	
	Atrito	Resistência Passiva
Tira metálica lisa		
Tira metálica com ressaltos		
Geomembrana lisa		
Geotêxtil		
Geogrelha		

### 2.3.2 - FATORES QUE INFLUENCIAM A INTERAÇÃO SOLO-GEOSSINTÉTICO

Apresenta-se aqui uma breve descrição dos fatores que influenciam o comportamento de maciços reforçados.

#### 2.3.2.1 - ORIENTAÇÃO ESPACIAL DO REFORÇO NO MACIÇO REFORÇADO

Segundo Jewell (1996), deformações de compressão e tração são desenvolvidas quando os solos são cisalhados ao longo de uma superfície potencial de ruptura (Figura 2.9 (a)). O reforço age eficientemente quando inclinado segundo a direção onde são desenvolvidas deformações de tração no solo deformado (Figura 2.9 (b)).

O benefício causado pela presença do reforço na massa de solo se origina das componentes da força de tração no reforço,  $F_r$ , onde a componente tangencial,  $F_r \cdot \sin \theta$ , aumenta diretamente a resistência ao cisalhamento do conjunto. A componente normal,  $F_r \cdot \cos \theta$ , aumenta a tensão normal na superfície de ruptura, aumentando dessa forma, a resistência ao cisalhamento mobilizada no solo.

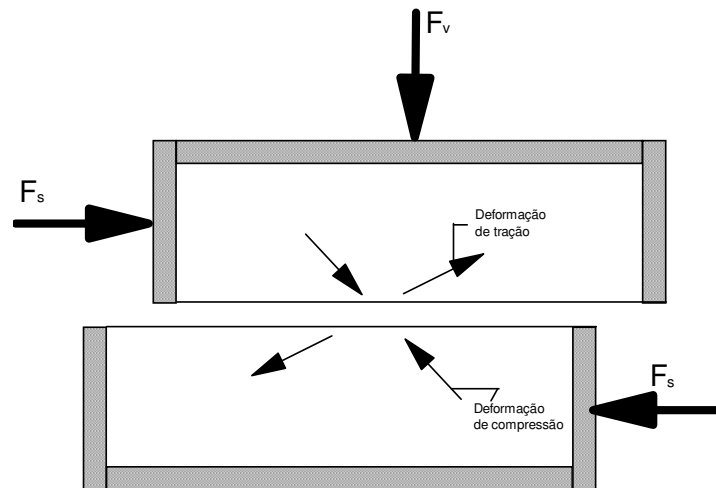
Para o caso sem reforço, a força resistente na superfície de ruptura é dada por:

$$F_s = F_v \cdot \tan \phi \quad (2.1)$$

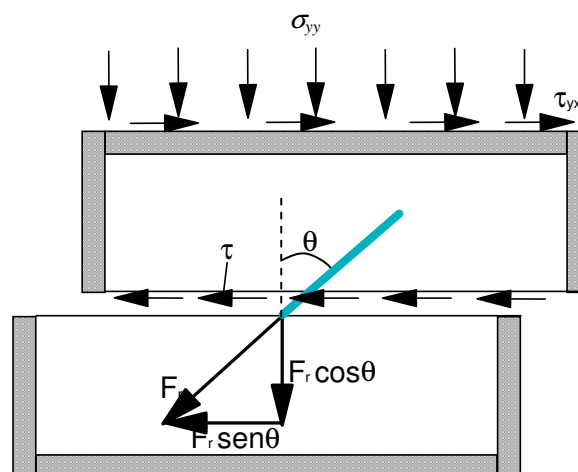
Para o caso com reforço, tem-se:

$$F_s = F_v \tan \phi + F_r (\sin \theta + \cos \theta \tan \phi) \quad (2.2)$$

Pode-se verificar a influência da orientação espacial do reforço através dos termos da Equação 2.2.



**Figura 2.9 (a)** - Efeito do reforço em caixa de cisalhamento direto (modificado - Jewell, 1996).



**Figura 2.9 (b)** - Efeito do reforço em caixa de cisalhamento direto (modificado - Jewell, 1996).

### 2.3.2.2 - RIGIDEZ À TRAÇÃO DO REFORÇO

O comportamento tensão-deformação do maciço reforçado é dependente da rigidez do elemento de reforço. Jewell & Wroth (1987) afirmam que quanto maior a rigidez à tração do reforço, maior é a fragilidade do maciço reforçado e quanto menor a rigidez à tração do reforço, maior é a ductilidade do maciço reforçado. Essa afirmação pode ser comprovada pela Figura 2.10, onde são apresentados resultados de ensaios em maciços reforçados com material de baixa rigidez à tração (extensível) e de alta rigidez à tração (inextensível), além de ensaio sem reforço.

### 2.3.2.3- INFLUÊNCIA DO CONFINAMENTO NA RIGIDEZ À TRAÇÃO DO REFORÇO

Gomes (1992 e 1993) estudando o comportamento da interface areia-geotêxtil não-tecido, com a realização de ensaios de tração confinada, verificou um aumento substancial na rigidez à tração do geotêxtil devido ao confinamento pelo solo. Gomes verificou também a maior influência do confinamento no comportamento dos geotêxteis não-tecidos em relação aos geotêxteis tecidos. Os geotêxteis não-tecidos possuem suas fibras dispostas aleatoriamente e o confinamento do solo impede, ou dificulta, a reorientação das fibras na direção do carregamento, o que não acontece para a situação sem confinamento.

A Figura 2.11 mostra os efeitos do confinamento nas características de rigidez à tração de geotêxteis não-tecidos (Gomes, 1993).

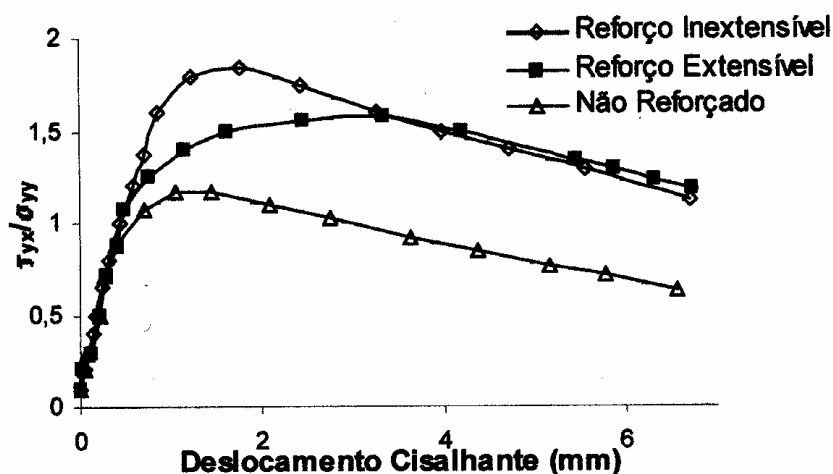


Figura 2.10 - Efeito da rigidez do reforço em maciços reforçados (modificado - Jewell & Wroth, 1987).

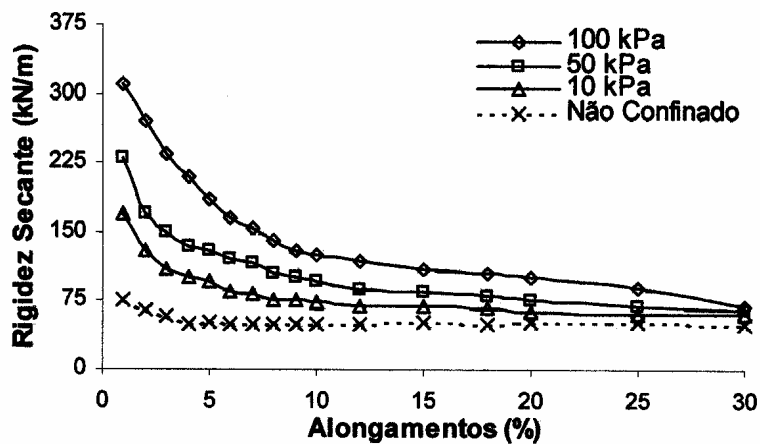


Figura 2.11 – Efeito do confinamento na rigidez de geotêxteis (modificado – Gomes, 1993).

### 2.3.2.4 - INFLUÊNCIA DA RUGOSIDADE DO REFORÇO

Diversos estudos abordam a influência da rugosidade do geossintético na interação solo-reforço, entre eles: Lee et al. (1998), Dove et al. (1997), Izgin & Wasti (1998), Mello (2001), Giroud et al. (1990), Wasti & Özdüzgün (2001), Koutsourais et al. (1991) e Briançon (2002a,b). Um dos mecanismos fundamentais de mobilização da resistência de interface solo-reforço é o mecanismo de atrito. Esse mecanismo é bastante afetado pela rugosidade do reforço. A Figura 2.12 mostra a influência da rugosidade de geomembranas nas envoltórias de resistência ao cisalhamento de interface em ensaios com areia.

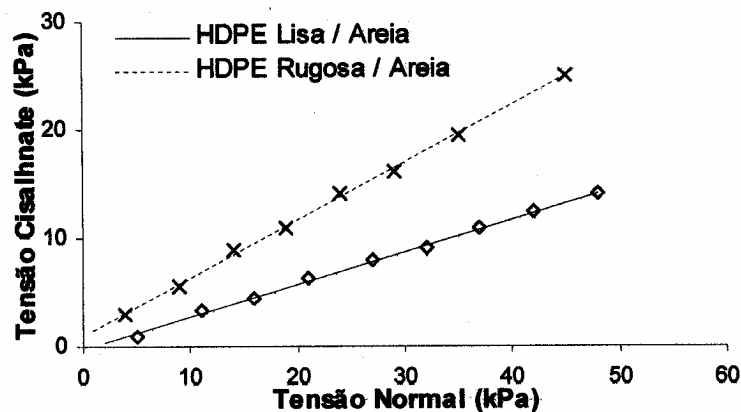


Figura 2.12 – Efeito da rugosidade na resistência de interface (modificado – Izgin & Wasti, 1998).

### **2.3.2.5 - OUTROS FATORES**

A granulometria do solo confinante é de extrema importância na interação solo-geossintético. Solos granulares podem ser considerados melhores para a mobilização de resistência e drenagem, porém a utilização de solos finos pode ser necessária devido à indisponibilidade de solos granulares na região, custo ou restrições ao seu uso por questões ambientais.

Em ensaios com uso de solos finos, a velocidade de ensaio se torna um fator importante, devido à baixa permeabilidade destes solos, o que favorece a geração de poropressões principalmente no caso de carregamentos rápidos. Tupa (1994) desenvolveu estudo sobre a interação solo-geossintético por meio de ensaios de cisalhamento direto com a utilização de solo fino (silte), onde concluiu que o aumento da plasticidade dos solos conduziu a deslocamentos cisalhantes na ruptura maiores e resistências menores. Mello (2001) estudou a interação solo-geossintético utilizando argila como camada de solo de cobertura por meio de ensaios de plano inclinado.

A influência da densidade do solo na interação solo-geossintético foi estudada por O'Rourke et al. (1990) por meio de ensaios de atrito de interfaces areia-geomembrana, onde foi constatado que a resistência de interface é diretamente proporcional à densidade do solo. Neste mesmo estudo é concluído que a resistência de interface é inversamente proporcional ao grau de dureza da superfície dos geossintéticos.

Tupa (1994) realizou ensaios de cisalhamento direto para medição de resistência de interface, para interfaces de geossintéticos em condições empoeiradas, com a finalidade de simular situações similares às de campo, verificando o efeito da presença de poeira na resistência de interface entre geotêxtil e geomembrana. Como resultado foi verificado que a poeira contida na interface reduziu o atrito de interfaces geomembranas-geotêxteis, alterando também o comportamento tensão-deformação destas interfaces.

## **2.4 - ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS DE INTERFACE**

Ao se estudar a resistência de interface solo-geossintético, geralmente é feita uma analogia com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, onde:



$$\tau = a + \sigma \cdot \tan \delta \quad (2.3)$$

Onde:

$a$  = adesão entre solo e geossintético;

$\sigma$  = tensão normal na interface;

$\delta$  = ângulo de atrito da interface.

Os valores de eficiências das componentes de resistência por adesão e atrito são definidos por:

$$E_c = \frac{a}{c} \quad (2.4)$$

$$E_f = \frac{\tan \delta}{\tan \phi} \quad (2.5)$$

Onde:

$E_c$  = eficiência de resistência por adesão;

$c$  = coesão do solo;

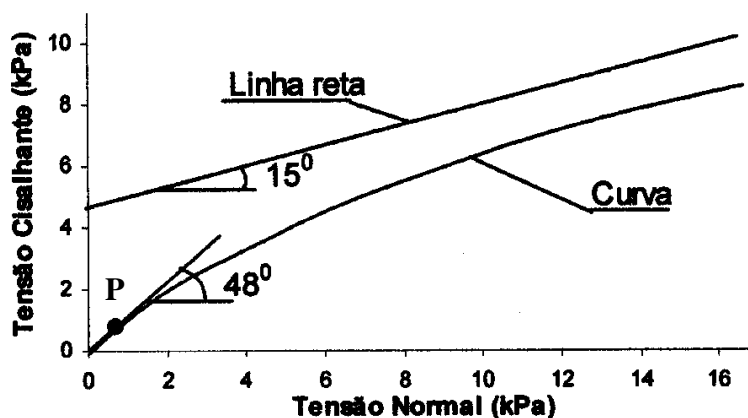
$E_f$  = eficiência de resistência por atrito;

$\phi$  = ângulo de atrito do solo.

Os valores de eficiência por atrito tipicamente variam de 0,60 a 1,0. Segundo Koerner (1994), valores maiores que 1,0 são irrealis, pois representariam uma resistência de interface maior que a do solo, embora possam ser obtidos em ensaios de arrancamento de grelhas curtas (Palmeira, 1987).

Para a estimativa dos parâmetros de interação solo-geossintético em taludes revestidos com geossintéticos, várias modalidades de ensaios laboratoriais podem ser utilizados, bem como ensaios de campo e retroanálises. O tipo mais comum de ensaio é o de cisalhamento direto padronizado pela norma ASTM D 5321, entretanto, a literatura sugere que quando executado sob baixas tensões normais, o equipamento de cisalhamento direto pode fornecer resultados imprecisos.

Giroud et al. (1990) constataram, a partir de ensaios realizados com um equipamento de cisalhamento direto (padrão fornecido pela ASTM D 5321), que quando aplicadas tensões normais inferiores a 25 kPa, os resultados não apresentaram acurácia em função do atrito mecânico desenvolvido no equipamento. Os autores preferiram então executar os ensaios de cisalhamento direto sob tensões normais situadas entre 25 e 160 kPa. Entretanto, estas tensões foram muito superiores às tensões normais reais na obra estudada (12,5 kPa). Então foram realizados ensaios complementares de plano inclinado, conduzidos sob baixas tensões normais. Os resultados obtidos por Giroud et al. (1990) são apresentados na Figura 2.13. A linha reta definida por  $a_i = 4,7$  kPa e  $\delta_i = 15^\circ$ , corresponde à envoltória de ruptura obtida em ensaios de cisalhamento direto para tensões normais superiores à 25 kPa. Os resultados obtidos por meio do equipamento de plano inclinado sob tensões normais de 0,7 kPa forneceram uma pequena envoltória reta, com inclinação de  $48^\circ$ . Comparando-se as resistências fornecidas pelas envoltórias obtidas por meio dos dois equipamentos, constata-se que a adoção da linha reta superior (definida por  $a_i = 4,7$  kPa e  $\delta_i = 15^\circ$ ) como resistência da interface investigada é não conservativa. Os autores afirmam que a reta definida por  $a_i = 4,7$  kPa e  $\delta_i = 15^\circ$  é válida somente para tensões normais superiores a 25 kPa. Também é afirmado que para tensões normais inferiores a 25 kPa, é provável que a envoltória assuma uma forma curva, passando pelo ponto P (•), definido pelo ensaio de plano inclinado. Finalizando, os autores afirmam que para baixas tensões normais, as envoltórias obtidas por meio de ensaios de plano inclinado são mais confiáveis e seguras.



**Figura 2.13** – Ensaios em interfaces geotêxtil/geomembrana texturizada: comparação de envoltórias de ruptura obtidas através de ensaios de cisalhamento direto e plano inclinado (modificado – Giroud et al., 1990).

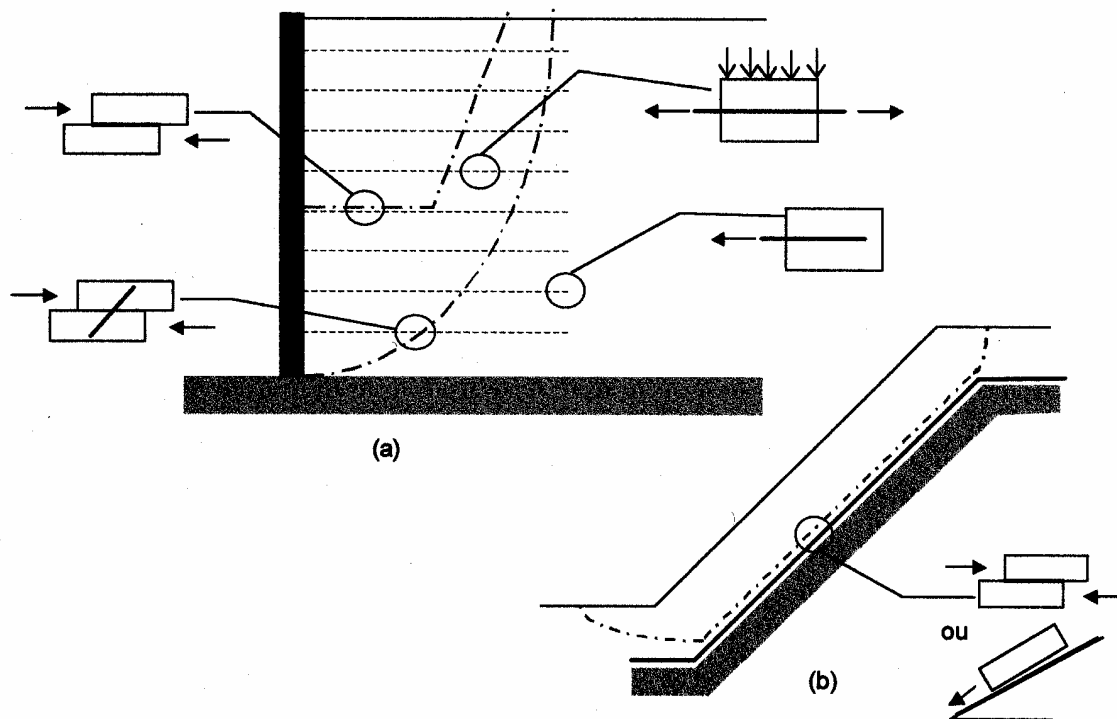
Girard et al. (1990) observaram que ensaios de cisalhamento direto superestimaram os ângulos de atrito de interface em 26% nas retroanálises da ruptura do sistema de revestimento da barragem Aubrac. A ruptura dessa barragem ocorreu durante a execução da camada de cobertura, a partir do deslizamento na interface geotêxtil-geomembrana com conseqüente arrancamento da ancoragem da geomembrana. Inicialmente, foi adotado no projeto um ângulo de atrito de interface de 34°, obtido a partir de ensaios de cisalhamento direto. A inclinação na qual o talude foi executado (21,8°) fornecia um fator de segurança razoável, entretanto, mesmo assim ocorreu o deslizamento na interface. A retroanálise apresentou, a partir da realização de ensaios de plano inclinado, um ângulo de atrito de 25° para a mesma interface. Os autores atribuem a ruptura aos mecanismos dinâmicos de construção, que associados ao erro na estimativa do ângulo de atrito de interface, promoveram a redução do fator de segurança para valores próximos à unidade. É importante ressaltar que os ensaios de cisalhamento direto foram conduzidos sob tensões normais de 100, 200 e 400 kPa, enquanto que os ensaios de plano inclinado foram conduzidos sob tensões normais de 4 kPa (valor mais próximo ao observado em obra).

Conclusões similares às de Girard et al. (1990) e Giroud et al. (1990) foram obtidas por Gourc et al. (1996). Portanto, a literatura indica que ensaios com equipamento de plano inclinado são mais indicados para estimar os parâmetros de interface, pois a mobilização da resistência de interface ocorre a baixas tensões normais, sob condições mais próximas às de campo. Entretanto, o inconveniente com esse equipamento, em comparação com o de cisalhamento direto, é que a tensão normal diminui durante o ensaio em função da inclinação da rampa (Ramirez et al. 2002). No caso de ocorrerem níveis mais acentuados de tensões normais, é indicado que o ensaio de plano inclinado seja complementado com ensaios de cisalhamento direto (Giroud et al., 1990 e Girard et al., 1994).

Na Figura 2.14 (a) são mostrados alguns exemplos de mecanismos de interação que justificam os vários tipos de ensaios (arrancamento, tração confinada, cisalhamento direto, etc.) para a estimativa de parâmetros de interface solo-geossintético. Observa-se na Figura 2.14 (b) que, os ensaios de cisalhamento direto e de plano inclinado podem simular as condições encontradas em um talude de forma apropriada, dependendo do nível de tensões atuante.

Diversos estudos sobre interfaces solo-geossintéticos são encontrados na literatura (Gourc et al., 1996; Eingenbrod & Locker, 1987; Gomes, 1993; Tupa, 1994; Blümel & Brummermann,

1996; Bueno & Carvalho, 1990; Vidal, 1990; Koutsourais et al., 1998; Jones & Dixon, 1998). O comportamento de interfaces tem sido investigado também por meio de taludes experimentais. Giroud et al. (1990), após a construção e monitoramento de três sistemas de cobertura de talude sujeitos a uma precipitação simulada, compararam o desempenho entre as três configurações de geossintéticos montadas. Koerner et al. (1997) fizeram o mesmo com 14 taludes, utilizando vários tipos de geossintéticos, como GCL's, geomembranas e geotêxteis. Foram comparados desempenhos em termos de estabilidade do solo de cobertura, resistências de interface e resistência interna de GCL's. Apesar de se mostrar mais realista, este tipo de experimento é mais caro e consome um tempo maior que os ensaios de laboratório.



**Figura 2.14** – Tipos de mecanismos de ruptura (modificado – Palmeira, 1987).

## 2.5 - ENSAIO DE PLANO INCLINADO

O emprego do ensaio de plano inclinado na estimativa dos parâmetros de interface vem crescendo no meio científico nos últimos anos (Lima Jr. 2000; Mello 2001; Briançon et al., 2002a,b; Lalarakotoson et al. 1999 e Izgin & Wasti 1998). Um dos primeiros trabalhos realizados com o equipamento de plano inclinado foi executado por Girard et al. (1990), visando estudar os motivos da ruptura de uma parte da face da Barragem de Aubrac,

utilizando ensaios com nível de tensões normais baixos, ou seja, mais próximos da realidade dos mecanismos de ruptura do talude. A ruptura da face da Barragem de Aubrac ocorreu durante a construção da camada de solo de cobertura. Esta camada foi projetada com 20 cm de altura em cascalho britado. O ângulo de atrito de interface adotado a partir de resultados de ensaios de cisalhamento direto de grandes dimensões (37,5 x 37,5 cm) foi de 34°. O talude foi executado com uma inclinação de 21,8°, o que levou a um razoável fator de segurança. Mesmo assim observou-se a ruptura do solo de cobertura. Nos ensaios com o equipamento de plano inclinado, na tentativa de simular experimentalmente a situação de campo, o ângulo de atrito obtido foi de 25°. Isso associado aos mecanismos dinâmicos de construção acarretou em valores de fatores de segurança próximos da unidade. Os autores chegaram então a conclusão que os ensaios de cisalhamento direto superestimaram os valores de ângulo de atrito de interface. Já os ensaios de plano inclinado forneceram um valor de ângulo de atrito mais coerente.

Girard et al. (1990) projetaram um equipamento de plano inclinado (Figura 2.15) composto de uma placa metálica de 1 m<sup>2</sup>, com uma rótula em um lado e um gancho no lado oposto, de modo que sua elevação é realizada por meio de um guincho manual. Uma régua é usada para a medição da elevação da rampa e determinação do ângulo de inclinação. Uma caixa de madeira serve de confinamento para o solo de cobertura. Os geossintéticos eram presos por cantoneiras, possibilitando a realização de ensaios com múltiplas camadas de geossintéticos, representando as configurações de campo.

Girard et al. (1994) realizaram ensaios de cisalhamento direto e plano inclinado com diversas interfaces, utilizando areia e argila como solos de cobertura. Foi feita uma análise comparativa entre o comportamento dos dois tipos de solo, a partir da qual, foram verificadas diferenças de comportamento, conforme mostrado na Figura 2.16. Durante os ensaios com areia os deslocamentos ocorreram mais intensamente e rapidamente com o aumento da inclinação da rampa que os verificados em ensaios com argila compactada na umidade ótima, embora deva-se também considerar a influência dos diferentes tipos de geomembranas utilizadas nestes ensaios.

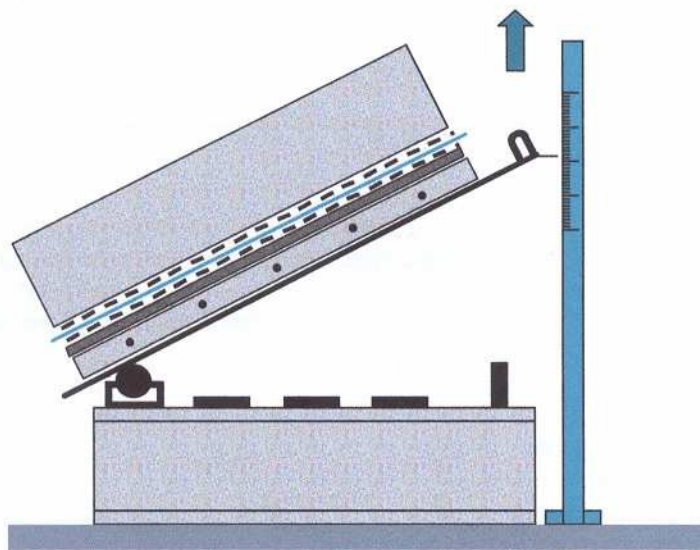


Figura 2.15 – Equipamento de plano inclinado (modificado – Girard et al., 1990).

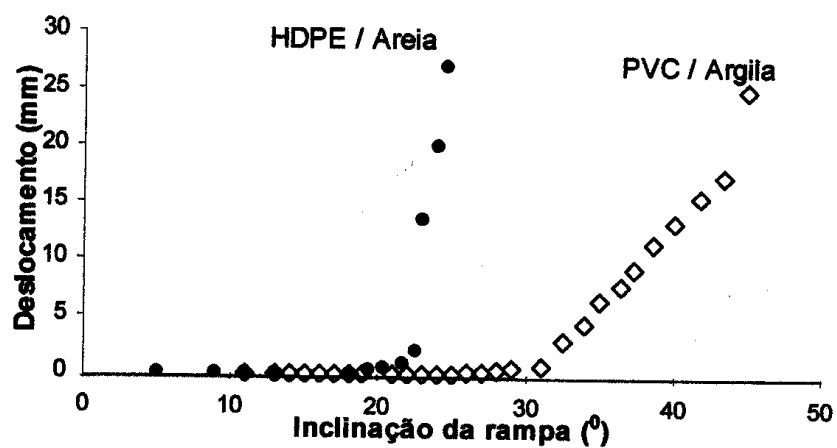


Figura 2.16 – Deslocamento da caixa ocorridos em ensaios de interface realizados com equipamento de plano inclinado (modificado – Girard et al., 1994).

Lima Júnior (2000) realizou ensaios de plano inclinado de grandes dimensões (amostras de geossintéticos com 0,60 m x 2,60 m) para diversas configurações de camadas e tipos de geossintéticos, simulando experimentalmente revestimentos de taludes de obras de disposição de resíduos. Nesses ensaios foi utilizada uma areia grossa como solo de cobertura. Os resultados obtidos permitiram definir e quantificar os mecanismos de interação ocorridos para uma grande variedade de interfaces geossintético-geossintético e solo-geossintético.

Mello (2001), utilizando uma areia fina e uma argila como solos de cobertura, verificou sensíveis diferenças no comportamento do sistema com a variação do tipo de solo de cobertura. Tanto em termos de deformabilidade, quanto carga de tração mobilizada nos geossintéticos. O autor também simulou numericamente os ensaios de plano inclinado com obtenção de resultados satisfatórios quando comparados aos resultados experimentais.

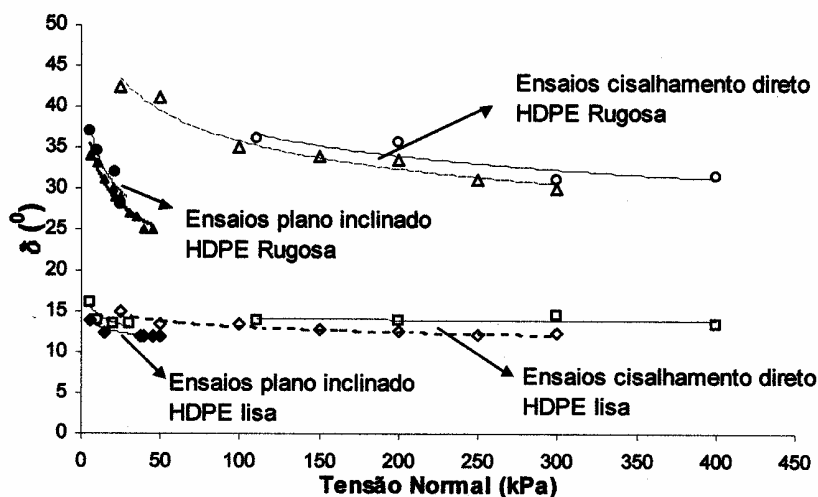
Viana (2003) constatou, por meio de ensaios de equipamento de plano inclinado de grandes dimensões, que o uso de geogrelhas imersas no solo de cobertura associadas a geotêxteis podem reduzir significativamente as cargas de tração mobilizadas em geomembranas e a deformabilidade do sistema de revestimento e solo de cobertura, além de promover incrementos significativos no ângulo de inclinação do talude na ruptura. O autor também investigou a influência de diversas texturas de geomembranas de PEAD na estabilidade e cargas mobilizadas no sistema de revestimento.

Gourc et al. (1996) realizaram vários ensaios de cisalhamento direto e plano inclinado para diferentes interfaces. No plano inclinado, as tensões normais aplicadas situaram-se no intervalo de 2,5 kPa a 5,0 kPa, enquanto que as aplicadas no ensaio de cisalhamento direto foram iguais a 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa. Fazendo uma análise comparativa sobre a aplicabilidade dos ensaios, os autores recomendam a escolha do ensaio de plano inclinado, por trabalhar melhor a baixas tensões normais e poder simular a existência de várias camadas de geossintéticos.

Izgin & Wasti (1998) mostram em seu trabalho resultados de ensaios com plano inclinado e cisalhamento direto para a determinação das propriedades de interfaces entre uma areia e geomembranas lisas e rugosas. Os resultados mostraram ângulos de atrito de interface maiores para os ensaios de cisalhamento direto.

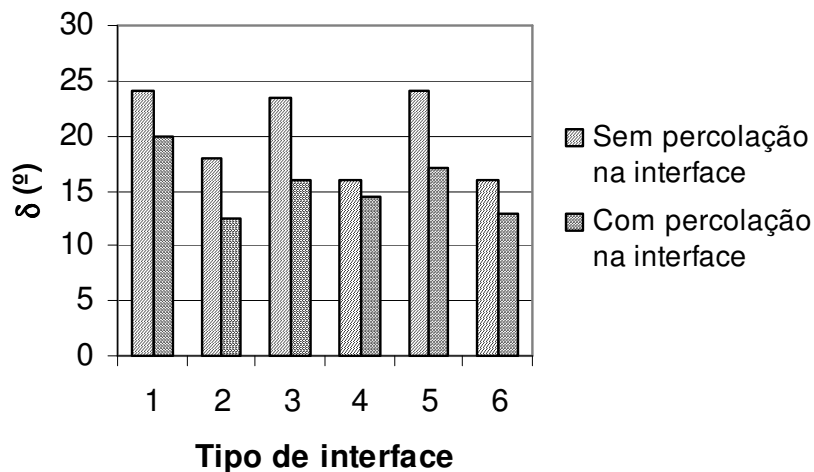
Wasti & Özdüzgün (2001), após a realização de ensaios de plano inclinado e cisalhamento direto em interfaces compostas por geomembranas lisas e texturizadas, verificaram que a variação do ângulo de atrito de interface com a tensão normal foi mais sensível em ensaios com geomembranas rugosas do que em ensaios com geomembranas lisas. Foi verificado também que os resultados obtidos com o ensaio de cisalhamento direto a baixas tensões normais foram contrários à segurança. Na Figura 2.17, pode ser observada a influência da tensão normal nas variações de ângulo de atrito de interface obtidas pelos autores.

Briançon et al. (2002a) desenvolveram um equipamento de plano inclinado capaz de simular várias condições hidráulicas nas camadas de geossintéticos e solo de cobertura. Após ensaiarem várias interfaces nas condições secas e sujeitas à percolação de água paralelamente à direção do plano de cisalhamento, os autores verificaram reduções consideráveis no ângulo de atrito de interface quando empregadas as condições sujeitas à percolação (Figura 2.18). Os autores ainda apresentam algumas equações de estabilidade baseadas nos resultados dos experimentos, destacando a necessidade de se levar em conta o efeito da água em projetos de sistemas sujeitos à percolação.



**Figura 2.17** - Variação do ângulo de atrito com a tensão normal (modificado - Wasti & Özdüzgün, 2001).





**Figura 2.18** - Influência da percolação no ângulo de atrito de interface em diferentes tipos de interfaces geossintético/geossintético: 1) geotêxtil não-tecido/geomembrana lisa de polipropileno; 2) geotêxtil não-tecido/geomembrana lisa de polipropileno; 3) geotêxtil não-tecido/geomembrana lisa betuminosa; 4) geotêxtil não-tecido/geomembrana PEAD lisa; 5) geotêxtil não-tecido/geomembrana lisa betuminosa; 6) geotêxtil não-tecido/geomembrana lisa de polipropileno (modificado - Briançon, 2002a).

## 2.6 - SOLUÇÕES ANALÍTICAS PARA O DIMENSIONAMENTO DE TALUDES REVESTIDOS COM GEOSSINTÉTICOS

O mecanismo de transferência de tensões em um talude revestido com geossintéticos é apresentado por Koerner (1994), a partir da medição do esforço em cada camada de geossintético presente no talude. Como exemplificado na Figura 2.19, o carregamento promovido pelo peso do resíduo ( $W$ ) induz tensões cisalhantes entre as camadas. Primeiramente, essas tensões são transferidas para a camada de drenagem (solo granular) que as transfere, juntamente com a influência do seu peso, para a geomembrana primária ( $F_1$ ). Dependendo das características de interface das superfícies envolvidas, uma parte desta tensão é transferida, por meio de atrito e adesão para a georede ( $F_2$ ). A diferença entre estas componentes ( $F_1 - F_2$ ) solicita a geomembrana primária em forma de tensão de tração. Parte da tensão transmitida para a georede é transferida para a geomembrana secundária ( $F_5$ ). Mais uma vez a diferença entre as componentes ( $F_5 - F_6$ ) solicita a geomembrana secundária em forma de tensão de tração. A tensão remanescente é eventualmente transferida para a camada

de argila abaixo da geomembrana ( $F_7$ ). Os cálculos desses esforços podem ser efetuados mediante o conhecimento das seguintes grandezas:

$W$  = peso da camada de lixo + solo de cobertura;

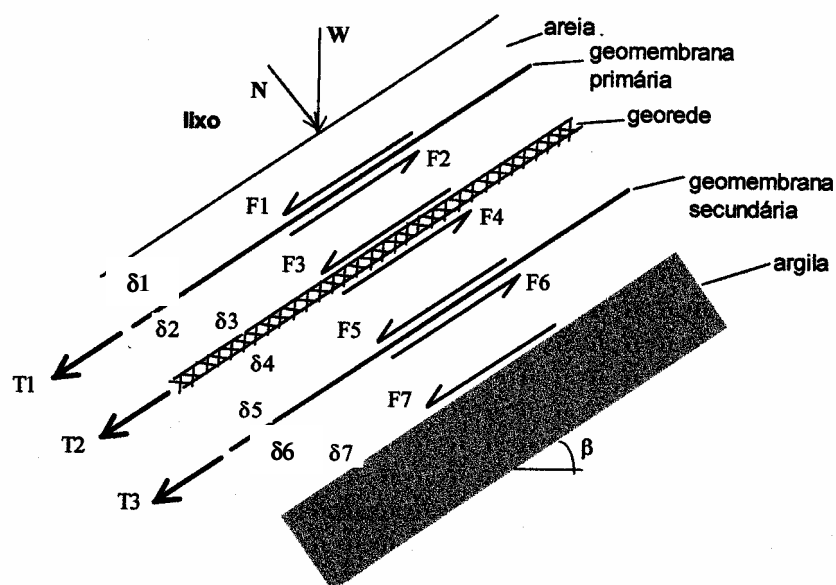
$\delta_1$  = ângulo de atrito entre a areia e a geomembrana primária;

$\delta_2$  = ângulo de atrito entre a geomembrana primária e georede;

$\delta_4$  = ângulo de atrito entre a geomembrana secundária e georede;

$\delta_5$  = ângulo de atrito entre a geomembrana secundária e superfície do talude.

As formulações tradicionais que envolvem métodos de equilíbrio limite em geral desconsideram a influência estabilizadora dos esforços passivos no pé do talude, a adesão entre camadas de materiais e as tensões mobilizadas nas camadas de geossintético. Por esse motivo, algumas soluções analíticas foram elaboradas especificamente para estudo do comportamento de taludes revestidos com geossintéticos.



**Figura 2.19** – Transferência de tensões entre geossintéticos de um talude de uma obra de disposição de resíduos (Koerner, 1994).

## 2.6.1 – TALUDE INFINITO

Em taludes revestidos com geossintéticos, quando a espessura do material de cobertura é constante e pequena em relação às dimensões do talude, as equações desenvolvidas para talude infinito podem fornecer soluções simples para projetos, entretanto, conservadoras.

Palmeira (1993) afirma que para taludes longos pode-se fazer uma analogia preliminar com a situação de talude infinito, onde o fator de segurança seria determinado pela relação entre as tangentes do ângulo de atrito da interface solo-geossintético e do ângulo de inclinação do talude.

Em um sistema de barreira hidráulica não porosa, duas condições devem ser consideradas: a) a estabilidade acima da barreira hidráulica; b) a estabilidade abaixo da barreira hidráulica. Estas duas condições devem ser consideradas devido às diferentes tensões efetivas desenvolvidas acima e abaixo de barreiras hidráulicas não porosas.

As equações para talude infinito podem ser apresentadas em função do peso específico natural do material de cobertura do talude e das poropressões; ou do peso específico submerso e das forças de percolação.

As forças de percolação ocorrem em taludes revestidos com geossintéticos quando a água infiltrada no sistema de cobertura desenvolve uma significativa componente de fluxo talude abaixo. Esse fato se deve ao bloqueio da água infiltrada pela barreira hidráulica (Figura 2.20). Dessa forma, ocorre o desenvolvimento de uma carga hidráulica acima da camada barreira, o que induz o fluxo talude abaixo. Tal fluxo de água pode desestabilizar o sistema de cobertura. A força de percolação por unidade de volume de partículas de solo na direção do fluxo laminar é expressa pela Equação 2.6.

$$f_w = \gamma_w \cdot i \quad (2.6)$$

Onde:

$f_w$  = força de percolação por unidade de volume;

$\gamma_w$  = peso específico da água;

$i$  = gradiente hidráulico.

O conceito da força de percolação ( $f_w$ ) e do peso de material submerso ( $W_b$ ) agindo em um talude de solo infinito revestido por uma barreira hidráulica (geomembrana ou GCL) é ilustrado na Figura 2.20.

Caso não haja fluxo no talude infinito, o fator de segurança do talude é dado pela Equação 2.7 (Giroud et al., 1995a,b):

$$FS = \frac{\tan \delta_i}{\tan \beta} + \frac{a_i}{\gamma_t \text{sen} \beta} \quad (2.7)$$

Onde:

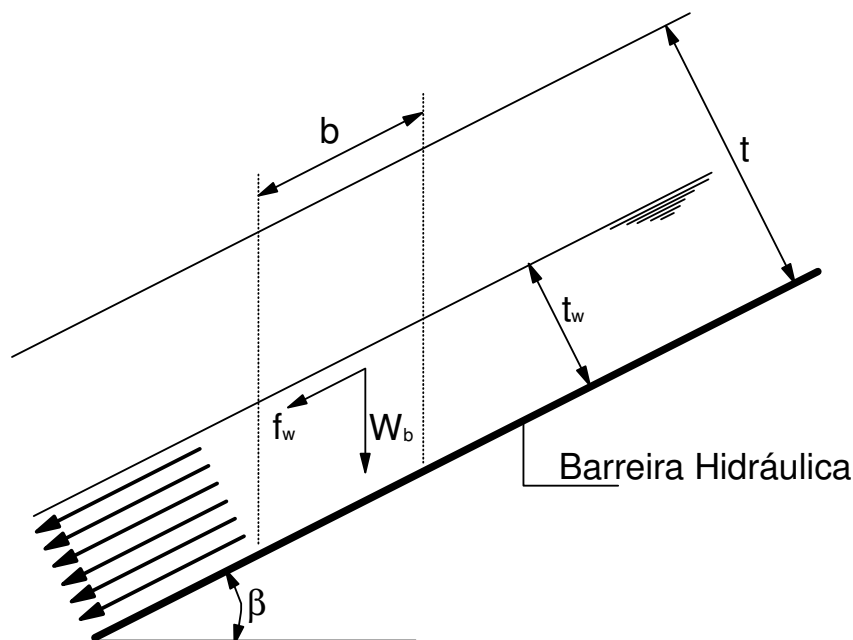
$FS$  = fator de segurança;

$\delta_i$  = ângulo de atrito de interface;

$a_i$  = adesão na interface;

$\beta$  = ângulo de inclinação do talude;

$\gamma$  = peso específico natural do material de cobertura.



**Figura 2.20** – Esforços atuantes em um talude infinito sujeito à percolação, revestido por uma barreira hidráulica. (modificado – Giroud et al., 1995a,b).

Para casos em que o valor da adesão na interface é igual a zero, a Equação 2.7 é reduzida para a solução clássica de talude infinito dada pela Equação 2.8.

$$FS = \frac{\tan \delta_i}{\tan \beta} \quad (2.8)$$

O fator de segurança de um talude infinito considerando-se “fluxo total” ( $t_w = t$  na Figura 2.20) paralelamente ao talude é dado pela Equação 2.9 (Giroud et al., 1995a,b).

$$FS_a = \frac{\gamma_b}{\gamma_{sat}} \cdot \frac{\tan \delta_a}{\tan \beta} + \frac{a_a}{\gamma_{sat} t \sin \beta} \quad (2.9)$$

Onde:

$FS_a$  = fator de segurança;

$\delta_a$  = ângulo de atrito de interface;

$a_a$  = adesão na interface;

$\gamma_b$  = peso específico submerso médio do material de cobertura;

$\gamma_{sat}$  = peso específico saturado médio do material de cobertura.

Os outros termos foram definidos anteriormente.

O caso final de talude infinito a ser considerado é o de “fluxo parcial” paralelo ao talude ( $t_w < t$  na Figura 2.20). As Equações 2.10 e 2.11 apresentam os fatores de segurança para esse caso (Giroud et al., 1995a,b).

$$FS_a = \left( \frac{\gamma_t(t-t_w) + \gamma_b t_w}{\gamma_t(t-t_w) + \gamma_{sat} t_w} \right) \frac{\tan \delta_a}{\tan \beta} + \frac{a_a / \sin \beta}{\gamma_t(t-t_w) + \gamma_{sat} t_w} \quad (2.10)$$

$$FS_b = \frac{\tan \delta_b}{\tan \beta} + \frac{a_b / \sin \beta}{\gamma_t(t-t_w) + \gamma_{sat} t_w} \quad (2.11)$$

Onde:

$t_w$  = espessura de água paralela ao talude, conforme a Figura 2.20;

$F_a$  = fator de segurança para a superfície potencial de ruptura acima da barreira hidráulica;

$F_b$  = fator de segurança para a superfície potencial de ruptura abaixo da barreira hidráulica não porosa;

## 2.6.2 – TALUDE FINITO

Equações baseadas em análises de equilíbrio limite para avaliação do comportamento de sistemas solo-geossintético em taludes finitos foram apresentadas por Giroud e Beech (1989), Koerner e Hwu (1991), McKelvey e Deutsch (1991), Bourdeau et al. (1993), Druschel e Underwood (1993), Giroud et al. (1995a,b), Soong e Koerner (1997), Koerner e Daniel (1997), Koerner e Soong (1998), e outros autores. Os tratamentos mais detalhados, no entanto, foram apresentados por Koerner e Hwu (1991), Soong e Koerner (1997), Koerner e Soong (1998) e por Giroud et al. (1995a,b). Giroud et al. (1995b) mostraram que comparado ao método por eles proposto, o método utilizado por Koerner e os demais co-autores é mais rigoroso, entretanto, é mais complicado de ser utilizado por exigir solução de equações quadráticas. A formulação proposta por Giroud et al. (1995a,b) envolve uma abordagem que permite a expressão do fator da segurança como uma equação algébrica onde cada termo da equação representa um conceito físico distinto. Tal formulação (Equação 2.12) é muito representativa para finalidades práticas.

$$FS = \frac{\tan \delta_i}{\tan \beta} + \frac{a_i / \text{sen} \beta}{\gamma_t t} + \frac{t}{h} \left( \frac{\text{sen} \phi_s}{\text{sen}(2\beta) \cos(\beta + \phi_s)} \right) + \frac{c_s}{\gamma_t h} \left( \frac{\cos \phi_s}{\text{sen} \beta \cos(\beta + \phi_s)} \right) + \frac{T/h}{\gamma_t t} \quad (2.12)$$

Onde:

$\phi_s$  = ângulo de atrito do material de cobertura (camada de proteção e/ou camada granular para drenagem);

$c_s$  = coesão do material de cobertura;

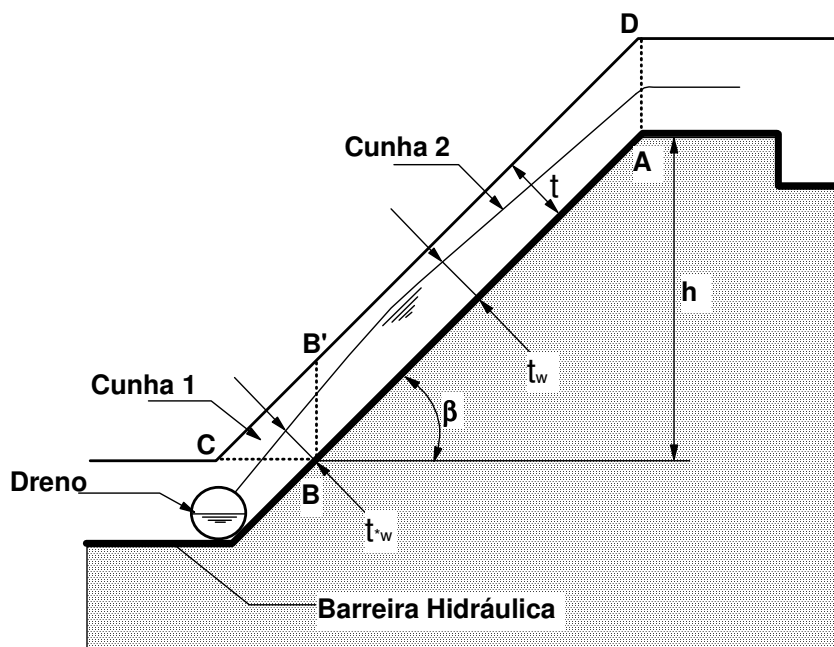
$h$  = altura do talude (conforme mostrado na Figura 2.21);

$T$  = esforço de tração no geossintético;

A Equação 2.12 é composta de cinco termos, cada qual com seu significado físico, conforme mostrado a seguir. O primeiro termo quantifica a resistência ao cisalhamento da interface

crítica devido ao atrito na interface (ao longo do segmento AB da Figura 2.21). O segundo termo quantifica a resistência ao cisalhamento da interface devido à adesão (ao longo do segmento AB da Figura 2.21). O terceiro e quarto termos quantificam a contribuição do efeito do pé do talude na estabilidade do conjunto por meio da resistência ao cisalhamento do solo localizado no pé do talude, acima da superfície de deslizamento (resistência ao cisalhamento do solo ao longo do segmento BC na Figura 2.21). Ambos os termos dependem do ângulo de atrito interno do material de cobertura, enquanto que somente o quarto termo depende da coesão do material de cobertura. O quinto termo quantifica a contribuição de uma margem de segurança em relação a qualquer tensão mobilizada nos geossintéticos localizados ao longo do segmento AB da Figura 2.21 (o qual pode incluir um ou mais geossintéticos especificamente usados como reforço).

Os casos de “fluxo total” e “fluxo parcial” de água em talude com altura finita foram considerados por Giroud et al. (1995a). Para o caso de camada de material de cobertura com espessura uniforme acima da superfície potencial de ruptura, o fator de segurança pode ser obtido pela Equação 2.13.



**Figura 2.21** – Definição de cunhas e espessura de fluxo para o caso de talude com altura finita (modificado – Giroud et al., 1995a,b).

$$\begin{aligned}
FS_a = & \left( \frac{\gamma_t(t-t_w) + \gamma_b t_w}{\gamma_t(t-t_w) + \gamma_{sat} t_w} \right) \frac{\tan \delta_i}{\tan \beta} + \frac{a_i / \text{sen} \beta}{\gamma_t(t-t_w) + \gamma_{sat} t_w} \\
& + \left( \frac{\gamma_t(t-t_w^*) + \gamma_b t_w^*}{\gamma_t(t-t_w) + \gamma_{sat} t_w} \right) \left( \frac{t}{h} \right) \left( \frac{\text{sen} \phi_s}{\text{sen}(2\beta) \cos(\beta + \phi_s)} \right) \\
& + \left( \frac{c_s t / h}{\gamma_t(t-t_w) + \gamma_{sat} t_w} \right) \left( \frac{\cos \phi_s}{\text{sen} \beta \cos(\beta + \phi_s)} \right) + \frac{T/h}{\gamma_t(t-t_w) + \gamma_{sat} t_w}
\end{aligned} \tag{2.13}$$

Onde:

$t_w^*$  = espessura de água na cunha 1 (m), conforme a Figura 2.21; os demais termos foram definidos anteriormente.

Para superfícies potenciais de ruptura abaixo de barreira hidráulica não porosa, tem-se:

$$\begin{aligned}
FS_b = & \frac{\tan \delta_i}{\tan \beta} + \frac{a_i / \text{sen} \beta}{\gamma_t(t-t_w) + \gamma_{sat} t_w} + \left( \frac{\gamma_t(t-t_w^*) + \gamma_b t_w^*}{\gamma_t(t-t_w) + \gamma_{sat} t_w} \right) \left( \frac{t}{h} \right) \left( \frac{\text{sen} \phi_s}{\text{sen}(2\beta) \cos(\beta + \phi_s)} \right) \\
& + \left( \frac{c_s t / h}{\gamma_t(t-t_w) + \gamma_{sat} t_w} \right) \left( \frac{\cos \phi_s}{\text{sen} \beta \cos(\beta + \phi_s)} \right) + \frac{T/h}{\gamma_t(t-t_w) + \gamma_{sat} t_w}
\end{aligned} \tag{2.14}$$

Quando existir “fluxo total” de água na cunha 1 ( $t_w^* = t$ ) e na cunha 2 ( $t_w = t$ ) da Figura 2.21, a Equação 2.13 resulta na Equação 2.15 e a Equação 2.14 resulta na Equação 2.16, no caso da superfície potencial de ruptura estar acima da barreira hidráulica não porosa:

$$\begin{aligned}
FS_a = & \frac{\gamma_b}{\gamma_{sat}} \left( \frac{\tan \delta_i}{\tan \beta} \right) + \frac{a_i}{\gamma_{sat} \text{sen} \beta} + \frac{\gamma_b}{\gamma_{sat}} \left( \frac{t}{h} \right) \left( \frac{\text{sen} \phi_s}{\text{sen}(2\beta) \cos(\beta + \phi_s)} \right) \\
& + \frac{c_s}{\gamma_{sat} h} \left( \frac{\cos \phi_s}{\text{sen} \beta \cos(\beta + \phi_s)} \right) + \frac{T/h}{\gamma_{sat} t}
\end{aligned} \tag{2.15}$$

$$\begin{aligned}
FS_b = & \frac{\tan \delta_i}{\tan \beta} + \frac{a_i}{\gamma_{sat} \text{sen} \beta} + \frac{\gamma_b}{\gamma_{sat}} \left( \frac{t}{h} \right) \left( \frac{\text{sen} \phi_s}{\text{sen}(2\beta) \cos(\beta + \phi_s)} \right) \\
& + \frac{c_s}{\gamma_{sat} h} \left( \frac{\cos \phi_s}{\text{sen} \beta \cos(\beta + \phi_s)} \right) + \frac{T/h}{\gamma_{sat} t}
\end{aligned} \tag{2.16}$$

As equações apresentadas anteriormente fornecem soluções simples para uma boa variedade de situações. Entretanto, algumas situações são muito complexas para serem avaliadas por este tipo de análise. Nestes casos, tais problemas são mais facilmente avaliados por meio de



programas computacionais disponíveis comercialmente. Estes programas simulam facilmente geometrias e condições hidráulicas não uniformes, como também permitem análises da influência de carregamentos dinâmicos na estabilidade do talude.

## **2.7 - GEOCOMPOSTOS ARGILOSOS (GCL's)**

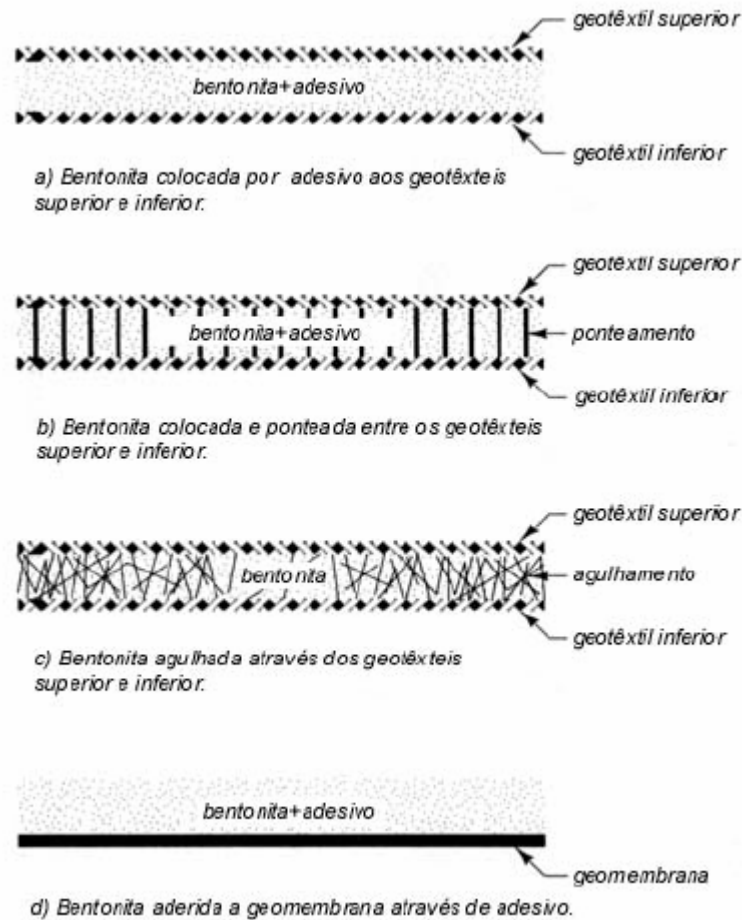
O crescente interesse pelos GCL's como alternativa ao uso de argila compactada em sistemas de cobertura ou revestimento de fundo em áreas de disposição de resíduos se deve à sua baixíssima condutividade hidráulica ( $k_w < 10^{-10}$  m/s) e facilidade de instalação. Os GCL's também vêm sendo utilizados como barreiras de proteção ambiental em estradas e outras aplicações geotécnicas de modo a minimizar a poluição do solo causada por derramamentos acidentais e percolação de produtos químicos após ocorrência de acidentes em estradas. Outras aplicações de GCL's são como barreira secundária em tanques de armazenamento de combustíveis subterrâneos em postos de gasolina, para proteção do subsolo, e como barreira em canais, reservatórios e faces de barragens.

Vários estudos vêm sendo empregados para a avaliação do comportamento de GCL's submetidos às mais diversas condições (Reuter & Markwardt, 2002; e Fleischer, 2002).

Os GCL's são geossintéticos que desempenham a função de barreira contra líquidos e gases. Eles são geralmente formados por duas camadas de geotêxtil e, entre elas, uma camada de bentonita, ou combinações semelhantes de geotêxtil, bentonita e geomembrana (Figura 2.22). A bentonita, quando hidratada, expande, se tornando um material altamente plástico e pouco resistente às tensões cisalhantes, além de possuir baixa condutividade hidráulica.

Devido à flexibilidade de produção e rápidas inovações, os desempenhos dos diferentes tipos de GCL's podem ser muito variados. Diferenças como a mineralogia da bentonita (fina ou granular, sódica ou cálcica, etc.) usada no GCL, o tipo de geotêxtil (tecido ou não-tecido), a adição de geomembrana, diferentes métodos de colagem e costura favorecem comportamentos diferenciados entre GCL's. Portanto, a estabilidade de um talude revestido com GCL é dependente da resistência interna do produto e da resistência ao cisalhamento entre o GCL e os materiais adjacentes envolvidos na configuração do talude. A condutividade hidráulica e expansibilidade da bentonita governam o seu comportamento como barreira hidráulica.

Tabela 2.4 apresenta de forma resumida algumas das vantagens e desvantagens a respeito da utilização de GCL's.



**Figura 2.22** - GCL's disponíveis comercialmente (Dourado, 2003).

### 2.7.1 – CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA DE GCL's

O desempenho hidráulico de GCL's depende, na maioria dos casos, da condutividade hidráulica da bentonita. As únicas exceções são GCL's incorporando geomembranas durante o processo de fabricação. Em geral, as condutividades hidráulicas de diferentes tipos de GCL's obtidas em laboratório variam aproximadamente entre  $10^{-10}$  a  $10^{-12}$  m/s (Figura 2.23), dependendo da tensão confinante aplicada. Estudos realizados por Petrov et al. (1997) atribuem a redução da condutividade hidráulica do GCL ao baixo índice de vazios resultante de elevados níveis de tensão confinante. Outros fatores como o tipo de material da base também pode afetar a eficiência hidráulica de GCL's (Shan & Chen, 2003).

A estimativa da condutividade hidráulica da bentonita componente de GCL's, solos ou materiais de baixa permeabilidade pode ser realizada por meio de ensaios de campo e de laboratório. Os ensaios de laboratório permitem um maior controle de variáveis e condições de contorno, tais como níveis de tensões, grau de saturação, carga hidráulica e direção de fluxo. Tais ensaios permitem também um menor tempo e custo de execução. No entanto, os ensaios de campo são mais representativos com relação ao efeito de escala. Na literatura são relatadas diferenças entre os valores de condutividade hidráulica obtidas no campo e no laboratório, muitas vezes causadas por problemas de amostragem. Olson e Daniel (1981) verificaram que a relação entre as condutividades hidráulicas obtidas no campo e no laboratório variou entre 0,38 e 64 em 90% dos casos estudados.

**Tabela 2.4 – Vantagens e desvantagens dos GCL's (modificado – Bouazza, 2002).**

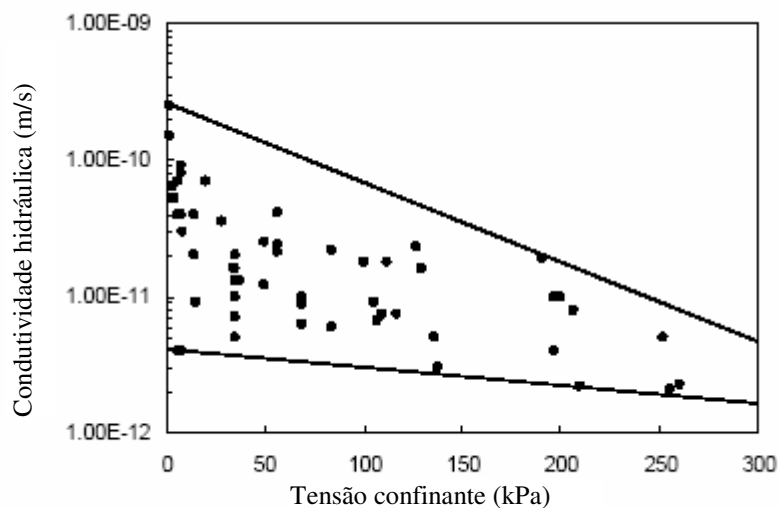
<b>Vantagens</b>	<b>Desvantagens</b>
Rápida instalação, com exigência de mão de obra menos qualificada.	Baixa resistência ao cisalhamento da bentonita hidratada (para GCL's não reforçados)
Condutividade hidráulica muito baixa para água, se adequadamente instalado.	Podem ser puncionados durante ou após a instalação
Boa acomodação de recalques diferenciais	Possíveis aumentos de condutividade hidráulica devido à troca catiônica (GCL's com bentonita sódica)
Excelentes características de autocicatrização	Permeável a gás, caso a bentonita esteja com baixa umidade.
Não dependente da disponibilidade de solos locais	Apresentam potencial de problemas de resistência de interface com outros materiais
Fácil manutenção e reparo	Menor capacidade de atenuação do volume percolado
Resistência aos efeitos de ciclos de gelo/degelo	Possível diminuição na resistência ao cisalhamento pós-pico
Maior espaço disponível resultante da menor espessura do GCL	Possível fluxo a longo prazo mais elevado devido à redução da espessura da bentonita quando submetida à aplicação de tensões normais
Não é necessária a realização de ensaios de condutividade hidráulica em campo	Possível aumento de condutividade hidráulica devido a problemas de compatibilidade com contaminantes, caso não seja pré-hidratado com água.
GCL's hidratados são eficientes barreiras contra gás	Alto fluxo difusivo de contaminantes em comparação com liners de argila compactada
Reduz o efeito de tensões devido às sobrecargas sobre substratos compressíveis	Tendência ao ressecamento se não for apropriadamente coberto (com altura maior que 0,60 m de solo)

Vários tipos de permeômetros podem ser utilizados para a obtenção em laboratório da condutividade hidráulica de solos e de materiais de baixa permeabilidade. A princípio, os

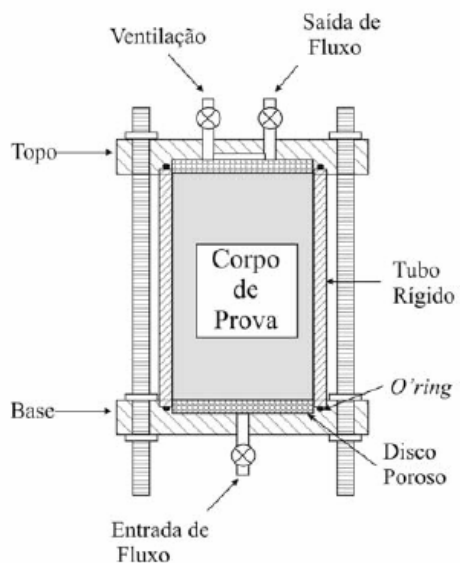
permeômetros podem ser separados em duas classes: os de parede rígida e os de parede flexível. A Figura 2.24 apresenta alguns tipos de permeômetros de parede rígida.

O presente trabalho abordará somente alguns detalhes do permeômetro do tipo célula de consolidação. Maiores detalhes sobre os vários tipos de permeômetros existentes podem ser obtidos em Daniel (1994).

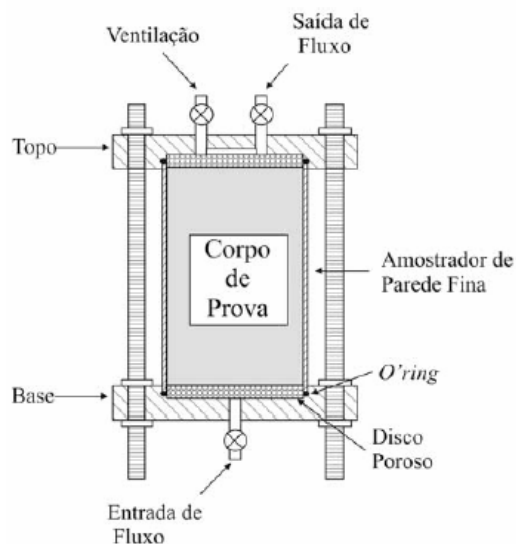
Os permeômetros tipo célula de consolidação permitem o controle de tensões no corpo de prova. Basicamente, existem dois métodos de ensaio para o uso do consolidômetro na estimativa da condutividade hidráulica de solos e de materiais de baixa permeabilidade. No primeiro, o corpo de prova é consolidado e a condutividade hidráulica obtida a partir da taxa de consolidação. Este método contém erros embutidos, pois os cálculos não consideram o efeito do adensamento secundário, nem a variação de algumas propriedades do solo. O segundo método caracteriza-se pela execução de um ensaio de carga variável no corpo de prova. Neste caso, pode ocorrer fluxo preferencial entre a parede do permeômetro e o corpo de prova, principalmente se forem solos rijos ou muito compactos ou mesmo solos compressíveis, caso estejam sujeitos a tensões normais inferiores a 50 kPa.



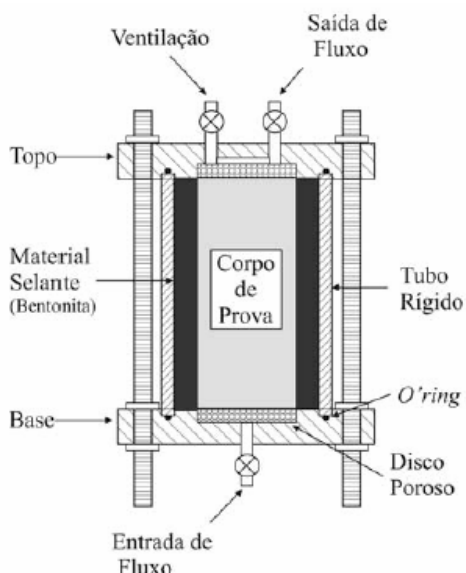
**Figura 2.23** – Variação da condutividade hidráulica versus tensão confinante, obtida a partir de várias fontes (modificado - Bouazza, 2002).



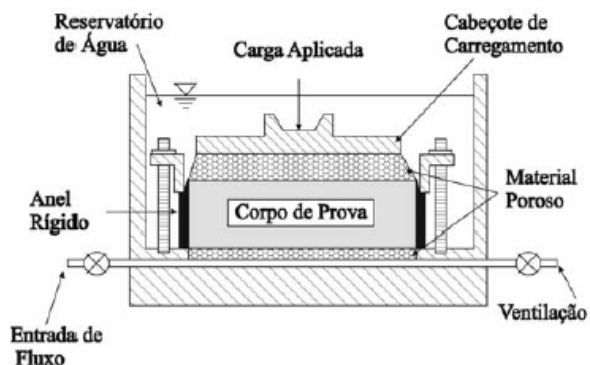
Modelo tipo cilindro de compactação



Modelo tipo tubo de amostragem



Modelo com uso de material selante



Modelo tipo célula de consolidação

**Figura 2.24** – Alguns modelos de permeômetros de parede rígida (modificado - Dourado, 2003).

## 2.7.2 – PUNÇIONAMENTO, REDUÇÃO DA ESPESSURA DE BENTONITA E EROSÃO INTERNA DE GCL's

Os GCL's são suscetíveis a punçionamentos acidentais, geralmente ocorridos durante o manuseio e instalação na obra. Nesse aspecto, seu desempenho como barreira pode ser comprometido dependendo do nível do dano ocorrido.

O desempenho de GCL's depende também da distribuição da bentonita em termos da relação massa/área no interior do produto. Dependendo do tipo de elemento de ligação entre faces do GCL, durante o seu manuseio podem ocorrer deslocamentos de bentonita no seu interior, provocando concentrações de bentonita em alguns pontos e redução em outros, afetando o desempenho do produto. Outro fato que influencia a relação massa/área ocorre quando a bentonita é hidratada e sua resistência ao cisalhamento reduz. Concentrações de tensões e cargas permanentes podem causar deslocamentos laterais e uma redução local na espessura da bentonita, o que pode ocasionar um alto fluxo de líquido nestes pontos. A presença de camadas de material angular sob o GCL, como pedregulho, pode também ser outra causa de migração da bentonita devido à concentração de tensões (Rowe & Orsini, 2003). Entretanto, foi visto que o efeito na condutividade hidráulica do GCL é insignificante sempre quando este está submetido elevadas tensões confinantes (Fox et al., 2000).

Outra causa potencial de concentração de tensões é a presença de rugas em geomembranas adjacentes ao GCL. Isso pode criar vazios ou áreas de tensões reduzidas na bentonita, favorecendo a migração (Stark, 1998). A base sobre a qual o GCL é instalado ou o solo de cobertura também são fatores importantes na redução da espessura de bentonita, em função do tamanho das partículas do solo em contato.

O processo de erosão interna envolve o movimento das partículas finas devido à existência de altos gradientes hidráulicos. Esse fato afeta o desempenho hidráulico do GCL e as partículas erodidas podem atravessar o geotêxtil não-tecido componente do produto e contaminar o solo de base ou colmatar o sistema de drenagem.

### **2.7.3 – ESTABILIDADE DE TALUDES REVESTIDOS COM GCL's**

O uso de GCL's em taludes como revestimento de fundo ou em sistemas de cobertura de áreas de disposição de resíduos pode favorecer um complexo estado de tensões atuante. O atrito de interface deve ser considerado quando GCL's são colocados em contato com outros geossintéticos ou solos, o atrito deve ser suficiente para a transmissão das tensões cisalhantes que são geradas durante a vida útil do sistema empregado. Outro problema que pode ocorrer é a ruptura interna no GCL (na bentonita ou na interface entre a bentonita e os geossintéticos componentes do GCL). A necessidade de projetos mais cuidadosos de *liners* vem sendo reforçada por várias ocorrências de rupturas em diversas obras (Byrne et al., 1992; Stark et al.,

1998). Para amenizar esse problema, foram desenvolvidos GCL's reforçados com costura, com isso foram alcançados picos de resistência interna maiores e, conseqüentemente, maiores inclinações de taludes. Entretanto, há uma grande variedade de tipos de costura, cujas fibras governam o comportamento do GCL em termos de resistência interna, além da baixa resistência ao cisalhamento da bentonita.

Shan e Daniel (1991), Stark e Eid (1996), Gilbert et al., (1996), Eid e Stark (1997) e Fox et al. (1998) apresentaram vários resultados detalhados de resistência interna de GCL's não reforçados e reforçados (por ponteamto e agulhamento). As resistências internas de pico encontradas para GCL's não reforçados foram similares às obtidas para a bentonita, ou seja, foram encontrados valores de resistência interna de pico muito baixos. Tais resultados indicam que os GCL's não reforçados são mais propensos à instabilidade. Por este motivo, esses materiais geralmente não são recomendados para as inclinações superiores a 10H: 1V (Frobel, 1996; Richardson, 1997). Por outro lado, ocorre uma maior resistência interna de pico em GCL's reforçados, devido à presença das fibras. Seu comportamento foi governado pela resistência das fibras ao arrancamento e (ou) ao rasgamento das fibras de reforço e pela resistência ao cisalhamento da bentonita. Dwyer et al. (2002) apresenta resultados de ensaios de cisalhamento direto executados em GCL's.

### **3 - MATERIAIS E EQUIPAMENTOS UTILIZADOS**

Na execução do programa experimental foram utilizados quatro tipos de solos, além de concreto, borracha vulcanizada triturada e três tipos de misturas envolvendo bentonita/areia, bentonita/argila e bentonita/borracha. Foram utilizados também quatorze tipos de geogrelhas, um geotêxtil não-tecido, dois geocompostos argilosos, uma geomembrana lisa e duas texturizadas.

Quanto aos equipamentos utilizados, foram empregados três tipos: o equipamento de plano inclinado de grandes dimensões, prensa de adensamento e equipamento de cisalhamento direto. Dois dos equipamentos utilizados também passaram por adaptações para que pudessem atender a condições específicas de alguns ensaios.

A seguir, de modo resumido, são detalhados os materiais e equipamentos utilizados na presente pesquisa.

#### **3.1 – MATERIAIS**

##### **3.1.1 – SOLOS**

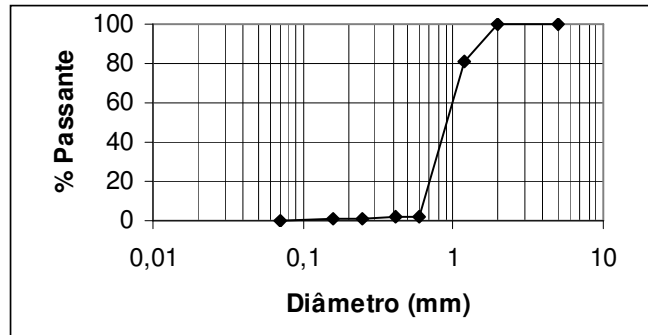
Nesta pesquisa foram utilizados dois tipos de areia (ARE-A e ARE-B), uma argila (ARG) e uma bentonita (BTN).

##### **3.1.1.1 – AREIAS**

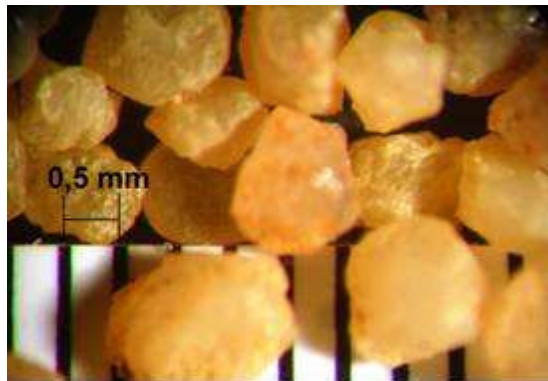
Nos ensaios de plano inclinado foi utilizada uma areia grossa e uniforme (ARE-A) com diâmetro de partículas variando entre 0,6 mm e 2 mm (ver Figura 3.1). A ARE-A possui



partículas sub-angulares a sub-arredondadas (Figura 3.2) e ângulo de atrito igual a  $37^\circ$  obtido por meio de ensaios de cisalhamento direto em amostras com densidade de  $17,8 \text{ kN/m}^3$  e nível de tensão normal variando entre 15 a 200 kPa.

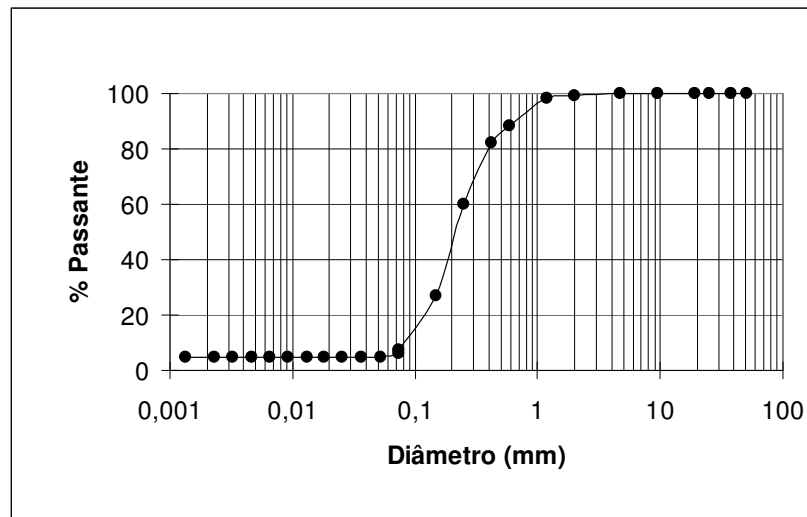


**Figura 3.1** – Curva granulométrica da areia ARE-A.

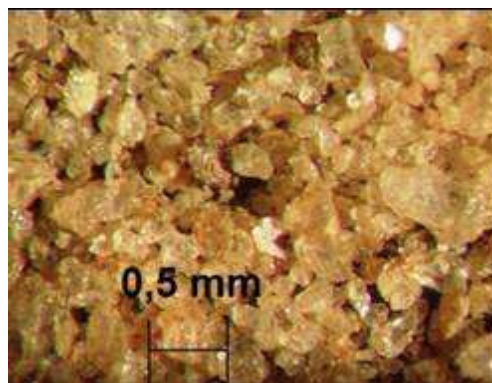


**Figura 3.2** - Detalhe dos grãos da ARE-A.

Foi utilizada também uma areia fina a média não-uniforme (ARE-B) com diâmetro entre partículas variando entre 0,07 mm a 1 mm, cuja curva granulométrica e detalhe dos grãos podem ser vistos nas Figuras 3.3 e 3.4, respectivamente. A ARE-B possui partículas sub-angulares e ângulo de atrito de  $34^\circ$  obtido por meio de ensaios de cisalhamento direto em amostras com densidade de  $14,5 \text{ kN/m}^3$  e nível de tensão normal variando entre 15 a 200 kPa. Por possuir granulometria fina essa areia foi escolhida para ser usada em misturas com bentonita nos ensaios de adensamento e cisalhamento direto.



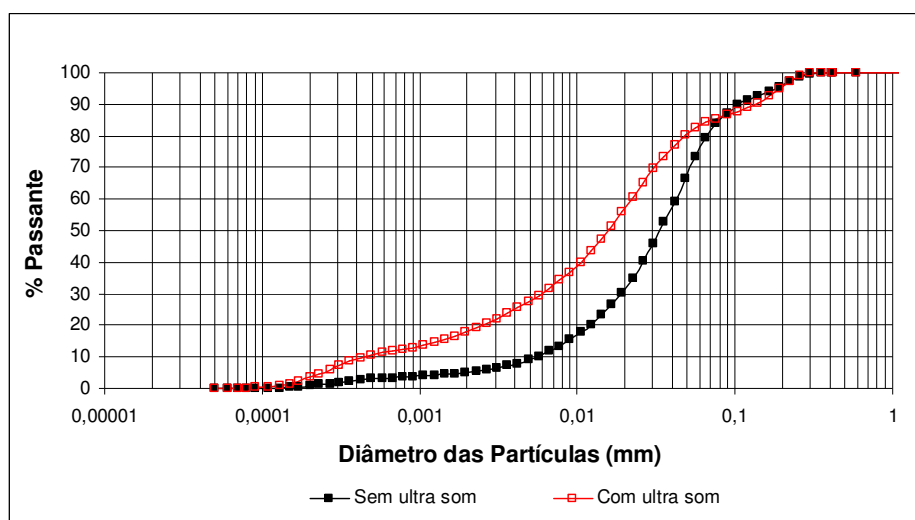
**Figura 3.3** – Curva granulométrica da ARE-B.



**Figura 3.4** – Detalhe dos grãos da ARE-B.

### 3.1.1.2 – ARGILA

Outro material utilizado em misturas com bentonita nos ensaios de adensamento e cisalhamento direto foi uma argila (ARG), a qual consistiu em amostras com granulometria inferior a 0,074 mm obtidas a partir da argila silto-arenosa do Campo Experimental de Fundações da UnB. Esta argila possui densidade real dos grãos ( $G_s$ ) igual a 2,70, limite de liquidez ( $w_L$ ) igual a 39%, Limite de Plasticidade igual a 31% e suas curvas granulométricas, obtidas por meio de um granulômetro digital com e sem utilização de ultra-som, podem ser vistas na Figura 3.5. A utilização de ultra-som seria análoga à utilização de um defloculante para desagregação das partículas.



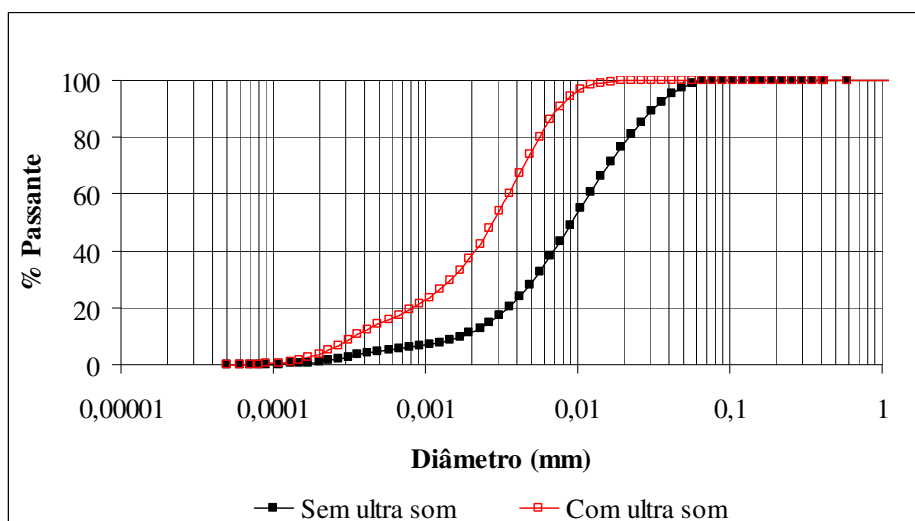
**Figura 3.5** – Curva granulométrica da argila silto-arenosa

### 3.1.1.3 – BENTONITA

Nas misturas entre bentonita e os outros materiais, foi utilizada uma bentonita sódica (código BTN). Sua composição mineralógica pode ser vista na Tabela 3.1 e seu valor de  $G_s$  é igual a 2,74. Apesar das partículas da bentonita serem extremamente finas e estarem sempre agregadas em diâmetros variáveis, decidiu-se fazer o levantamento de sua curva granulométrica. Suas curvas granulométricas (com e sem utilização de ultra-som) são mostradas na Figura 3.6.

**Tabela 3.1-** Composição química da bentonita (BTN).

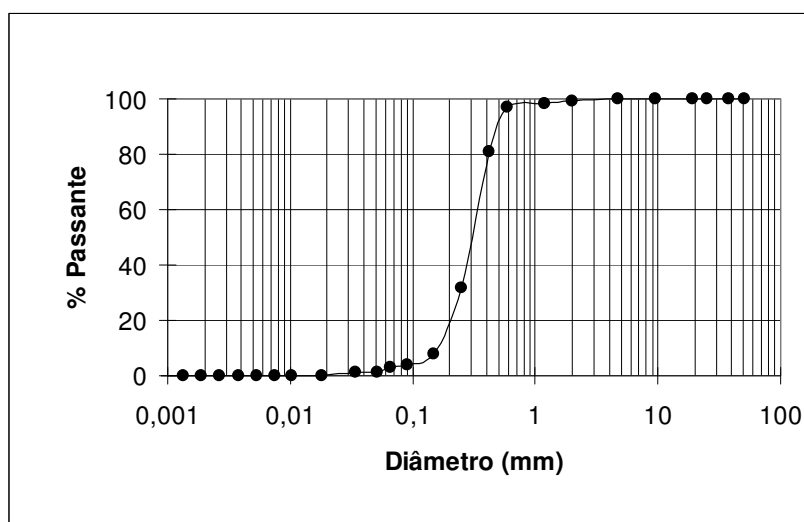
Componentes	SiO <sub>2</sub>	TiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MgO	CaO	Na <sub>2</sub> O
% em Peso	57,70	0,69	12,83	8,50	2,36	0,85	2,03



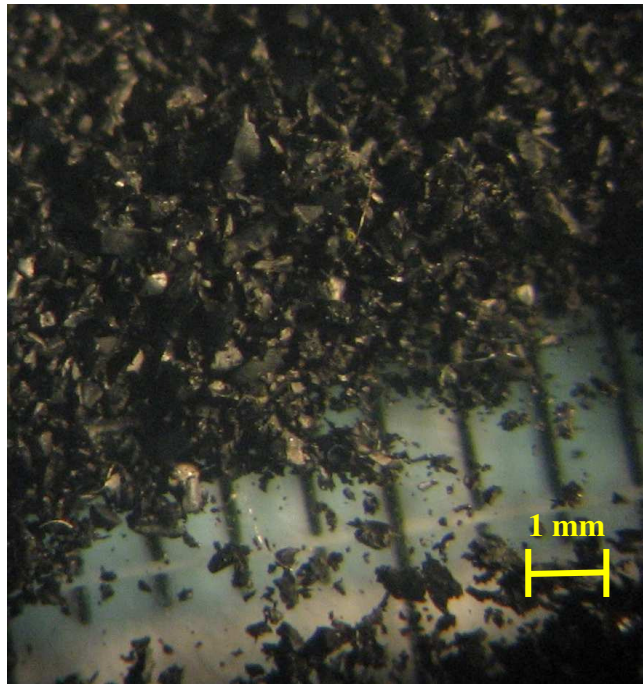
**Figura 3.6** – Curva granulométrica da BTN.

### 3.1.2 – BORRACHA TRITURADA

A borracha (BOR) resultante da tritura de pneus foi outro material utilizado nas misturas com bentonita. Sua curva granulométrica pode ser vista na Figura 3.7 e os detalhes dos grãos podem ser vistos na Figura 3.8. A granulometria da borracha triturada corresponde a de uma areia fina a média uniforme, com coeficiente de uniformidade (CU) igual 2,00. A Tabela 3.2 resume algumas características da borracha e de todos os solos citados anteriormente.



**Figura 3.7** – Curva granulométrica da borracha triturada (BOR)



**Figura 3.8** – Detalhe dos grãos da borracha triturada (BOR)

**Tabela 3.2** – Características dos materiais utilizados nos ensaios

<b>Material</b>	<b>D<sub>10</sub><sup>(1)</sup> (mm)</b>	<b>D<sub>60</sub><sup>(2)</sup> (mm)</b>	<b>CU<sup>(3)</sup></b>	<b>G<sub>s</sub><sup>(4)</sup></b>	<b>φ<sup>(5)</sup> (°)</b>
ARE-A	0,63	1,00	1,61	2,57	37
ARE-B	0,08	0,25	3,12	2,68	34
ARG	----	----	----	2,70	25
BTN	----	----	----	2,74	26
BOR	0,17	0,34	2,00	0,90	20

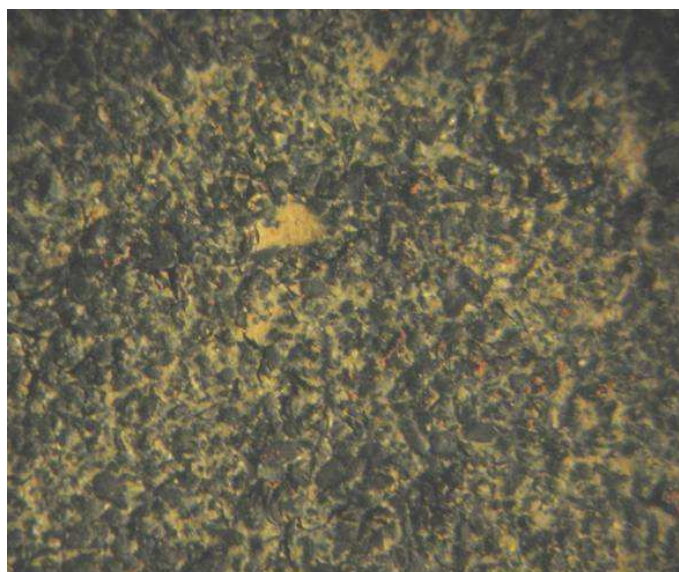
Notas: (1) D<sub>10</sub> = diâmetro da partícula para o qual 10% em peso é menor que esse diâmetro; (2) D<sub>60</sub> = diâmetro da partícula para o qual 60% em peso é menor que esse diâmetro; (3) CU = coeficiente de uniformidade (= D<sub>60</sub>/D<sub>10</sub>); (4) densidade real dos grãos; (5) ângulo de atrito.

### **3.1.3 – MISTURAS ARE-B/BTN, ARG/BTN E BOR/BTN**

Foram preparadas misturas de BTN com os materiais ARE-B, ARG e BOR em diversas proporções em massa. O objetivo foi avaliar a condutividade hidráulica, expansibilidade e os parâmetros de resistência destas misturas por meio dos equipamentos de adensamento e cisalhamento direto, além de verificar a aplicabilidade desses materiais como componentes de GCL's. A Tabela 3.3 resume as principais características de algumas dessas misturas. A Figura 3.9 mostra um corpo de prova constituído pela mistura BOR-50%.

**Tabela 3.3** – Características das misturas: ARE-B/BTN, ARG/BTN e BOR/BTN.

Mistura	Legenda	Proporção em massa	Densidade real dos grãos ( $G_s$ )
ARE-B/BTN	ARE-10%	10% de ARE-B para 90% de BTN	2,73
	ARE-25%	25% de ARE-B para 75% de BTN	2,72
	ARE-50%	50% de ARE-B para 50% de BTN	2,71
ARG/BTN	ARG-10%	10% de ARG para 90% de BTN	2,74
	ARG-25%	25% de ARG para 75% de BTN	2,73
	ARG-50%	50% de ARG para 50% de BTN	2,72
BOR/BTN	BOR-10%	10% de BOR para 90% de BTN	2,57
	BOR-25%	25% de BOR para 75% de BTN	2,32
	BOR-50%	50% de BOR para 50% de BTN	1,78



**Figura 3.9** – Mistura entre os materiais BOR e BTN (BOR-50%)

### 3.1.4 – CONCRETO

Na preparação do concreto utilizado nos ensaios de interface concreto-geossintético utilizou-se o cimento CII-F-32 (cimento Portland composto com filler). Dependendo do tipo de

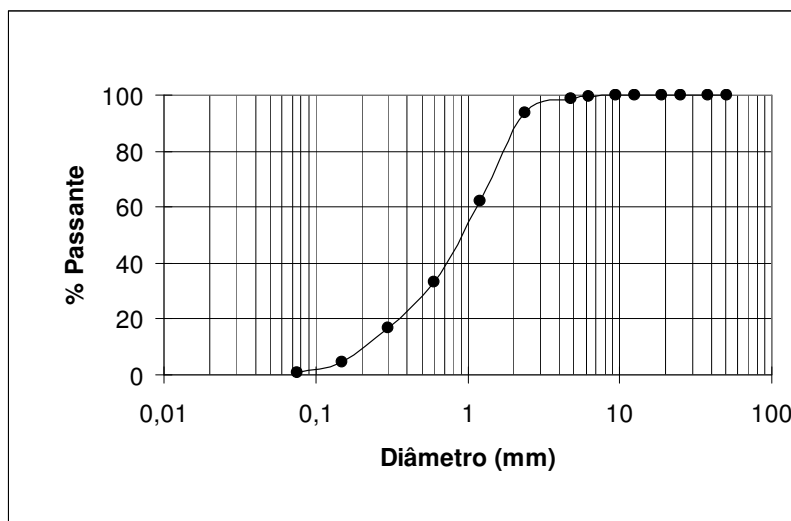
concreto empregado e do abatimento desejado, foram utilizadas diferentes dosagens. Os traços adotados na preparação do concreto são indicados na Tabela 3.4. No processo de preparação dos ensaios com concreto fresco, foi utilizada uma betoneira, a qual contava com capacidade de preparação dos 45 litros necessários ao preenchimento da caixa de confinamento componente do equipamento de ensaio. Vale ressaltar ainda que os ensaios com concreto curado foram realizados com blocos moldados de concreto, com processo de cura superior a 28 dias. As principais propriedades referentes aos agregados miúdo e graúdo empregados na preparação do concreto são mostradas na Tabela 3.5. As curvas granulométricas referentes aos mesmos agregados podem ser vistas nas Figuras 3.10 e 3.11.

**Tabela 3.4** – Traço utilizado na dosagem do concreto.

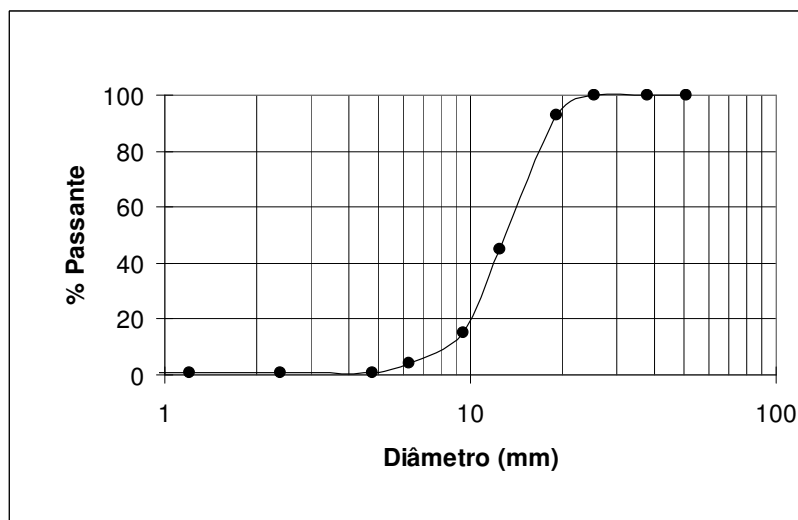
Concreto Curado					Concreto Fresco					
Cimento (kg)	Areia (kg)	Brita (kg)	Água (litros)	Abatimento ou <i>Slump</i> (mm)	Cimento (kg)	Areia (kg)	Brita (kg)	Água (litros)	$\gamma_{\text{médio}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Abatimento ou <i>Slump</i> (mm)
8,844	18,218	26	4,50	60	8,844	18,218	26	4,25	26,2	40
					8,844	18,218	26	4,50	25	60
					8,844	18,218	26	4,86	24,2	80

**Tabela 3.5** – Principais propriedades dos agregados do concreto utilizado.

	<b>Agregado Miúdo</b>	<b>Agregado Graúdo</b>
<b>Identificação do material</b>	Areia média	Brita 01
<b>Módulo de finura</b>	2,91	6,84
<b>D<sub>max</sub> (mm)</b>	6,3	19
<b>Massa unitária (g/cm<sup>3</sup>)</b>	1,47	1,36
<b>Massa específica (g/cm<sup>3</sup>)</b>	2,63	2,75
<b>Observações</b>	----	Calcário



**Figura 3.10** – Curva granulométrica do agregado miúdo.



**Figura 3.11** – Curva granulométrica do agregado graúdo.

### 3.1.5 – GEOSINTÉTICOS UTILIZADOS

As principais características dos geossintéticos utilizados nos ensaios são apresentadas na Tabela 3.6. Foram utilizados nos ensaios quatorze tipos de geogrelhas, um geotêxtil não-tecido, dois tipos de GCL's, uma geomembrana lisa e dois tipos de geomembrana texturizada.



**Tabela 3.6 – Características dos geossintéticos utilizados.**

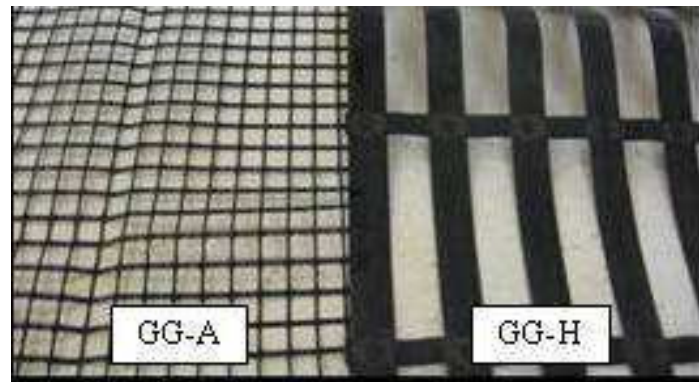
Geossintético	Legenda	$M_A^{(2)}$ (g/m <sup>2</sup> )	$t_G^{(3)}$ (mm)	$T_{max}^{(4)}$ (kN/m)	$\epsilon_{max}^{(5)}$ (%)	$J^{(6)}$ (kN/m)	$N^{(7)}$ (und)	Abertura <sup>(8)</sup> (mm)
Geotêxtil não-tecido/PP <sup>(1)</sup>	GNT	200	2,2	12	60	22	---	---
Geomembrana PEAD <sup>(1)</sup>	GML	950	1,0	20/33 <sup>(9)</sup>	12/700 <sup>(9)</sup>	260	---	---
	GMT-A	950	1,0	20/33 <sup>(9)</sup>	12/700 <sup>(9)</sup>	260	---	---
	GMT-B	≥ 940	2,0	29/21 <sup>(9)</sup>	12/100 <sup>(9)</sup>	300	---	---
Geocomposto argiloso	GCL-A	5000	5,0	---	---	---	---	---
	GCL-B	6000	6,0	---	---	---	---	---
Geogrelha PET <sup>(1)</sup>	GG-A	250	1,1	20	12,5	200	96	20 x 20
	GG-B	233	1,1	10	12,5	100	96	20 x 40
	GG-C	227	1,1	5	12,5	50	96	20 x 80
	GG-D	168	1,1	2,5	12,5	25	96	20 x 160
	GG-E	228	1,1	20	12,5	200	48	40 x 20
	GG-F	213	1,1	20	12,5	200	24	80 x 20
	GG-G	205	1,1	20	12,5	200	12	160 x 20
	GG-H	760	1,6	200	12,0	1670	10	200 x 40
	GG-I	739	1,6	100	12,0	835	10	200 x 80
	GG-J	719	1,6	50	12,0	417,5	10	200 x 160
	GG-L	699	1,6	25	12,0	208,75	10	200 x 320
	GG-M	748	1,6	200	12,0	1670	5	400 x 40
	GG-N	737	1,6	200	12,0	1670	2	800 x 40
GG-O	726	1,6	200	12,0	1670	1	1600 x 40	

Notas: (1) PP = polipropileno, PEAD = polietileno de alta densidade, PET = poliéster; (2)  $M_A$  = massa por unidade de área; (3)  $t_G$  = espessura do geossintético; (4)  $T_{max}$  = resistência à tração em ensaios de tração de faixa larga; (5)  $\epsilon_{max}$  = deformação na ruptura em ensaios de faixa larga; (6)  $J$  = rigidez secante em ensaios de faixa larga; (7)  $N$  = Número de membros de ancoragem (membros transversais ao esforço solicitante); (8) Dimensão da esquerda é paralela aos membros longitudinais e a da direita é paralela aos membros transversais; (9) o valor da esquerda é o de escoamento e o da direita é o na ruptura, respectivamente.

Parte dos ensaios com as geogrelhas GG-A a GG-G, foram realizados por Viana (2003) segundo a mesma metodologia aplicada no atual trabalho e são citadas para efeito de comparação com os resultados obtidos no presente estudo.

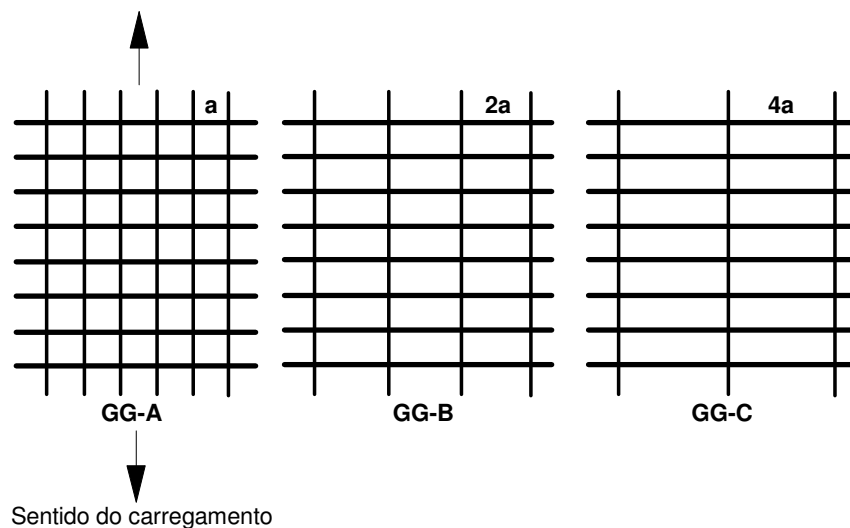
No estudo com grelhas foram variadas propriedades relevantes (dimensões das aberturas, rigidez à tração,  $J$ , e número total de membros de ancoragem,  $N$ ) da geogrelha GG-A (geogrelha de referência, com rigidez  $J = J_0 = 200$  kN/m,  $N = N_0 = 96$ ) e da geogrelha GG-H (geogrelha de referência, com  $J = J_0 = 1670$  kN/m,  $N = N_0 = 10$ ) por meio da remoção selecionada de seus membros longitudinais e de ancoragem, resultando nas geogrelhas GG-B a GG-G, e GG-I a GG-O. O objetivo destas alterações foi a verificação da influência destes parâmetros na eficiência da grelha na estabilidade de taludes e cargas de tração transferidas para outras camadas.

As geogrelhas GG-A a GG-G são constituídas de poliéster, com espaçamento entre membros transversais (ancoragem) ou longitudinais variando entre 20 a 160 mm e valores de rigidez à tração entre 25 a 200 kN/m (dependendo da direção considerada). As geogrelhas GG-H a GG-O são constituídas de poliéster com capa de polietileno, com espaçamento entre membros transversais variando entre 200 a 1600 mm e longitudinais variando entre 40 a 320 mm. As geogrelhas GG-A e GG-H podem ser vistas na Figura 3.12.

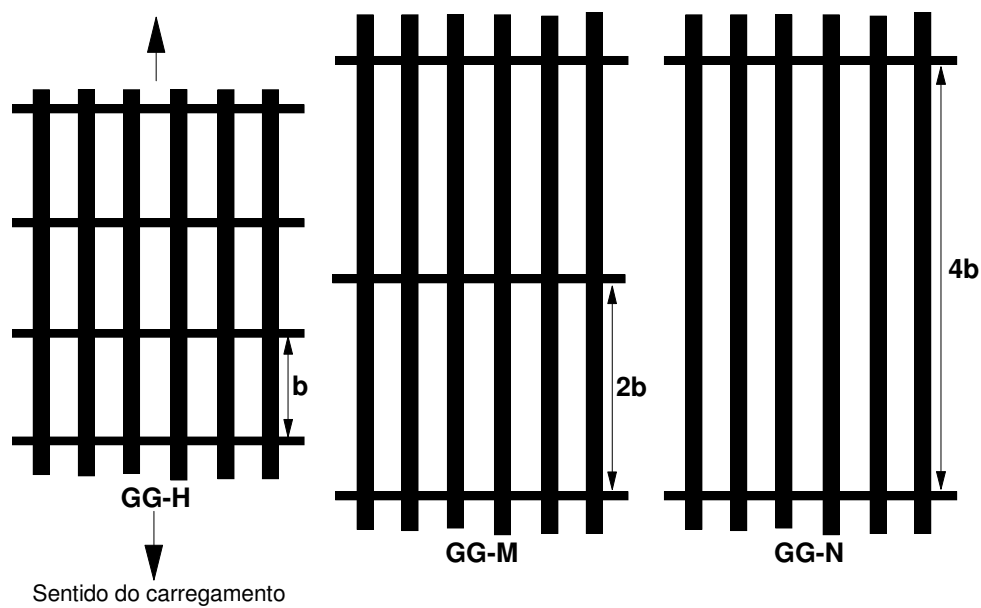


**Figura 3.12-** Geogrelhas de referência utilizadas.

As Figuras 3.13 e 3.14 esquematizam a remoção dos membros longitudinais e transversais para a preparação das geogrelhas GG-A e GG-H.

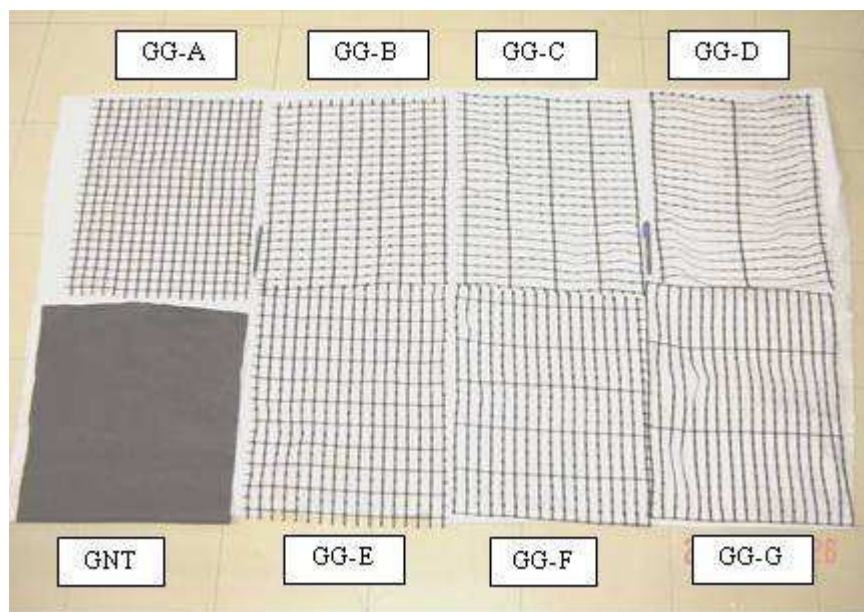


**Figura 3.13** – Esquema de remoção dos membros longitudinais da GG-A produzindo geogrelhas com rigidez à tração reduzida (o mesmo também foi realizado com a GG-H).



**Figura 3.14** – Esquema de remoção dos membros transversais (de ancoragem) da GG-H produzindo geogrelhas com número de membros de ancoragem reduzido (o mesmo também foi realizado com a GG-A).

O geotêxtil utilizado (código GNT) é um produto não-tecido, constituído de polipropileno, com gramatura de  $100 \text{ g/m}^2$ . A Figura 3.15 apresenta o geotêxtil GNT e algumas das geogrelhas ensaiadas.



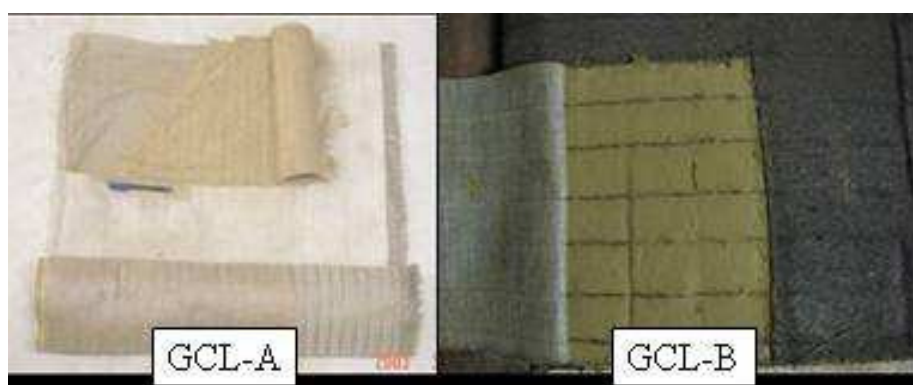
**Figura 3.15** – Geossintéticos GNT e GG-A a GG-G (Viana, 2003).

O presente trabalho também previu a utilização de dois geocompostos argilosos (GCL's - ver Figura 3.16). O GCL-A é composto por uma camada superior de geotêxtil não tecido e uma camada inferior de geotêxtil tecido, com uma camada intermediária de aproximadamente 5 mm de espessura de bentonita sódica. A Tabela 3.7 apresenta a composição química da bentonita componente do GCL-A. Os geotêxteis componentes do GCL-A são unidos por agulhamento com fibra, conforme mostrado na Figura 3.17. É importante observar que parte dos ensaios realizados com o GCL-A foi executada por Viana (2003). Tais resultados são importante fonte de comparação e por isso são citados no presente trabalho.

**Tabela 3.7-** Composição química da bentonita componente do GCL-A.

Componentes	SiO <sub>2</sub>	TiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MgO	CaO	Na <sub>2</sub> O
% em Peso	55,7	0,820	12,41	6,93	2,015	1,383	2,95

O GCL-B é composto por duas camadas externas de geotêxtil tecido impregnadas com uma mistura resina-areia (para aumento de atrito de interface) e ponteadas com linha,. A camada intermediária é composta por uma bentonita e um véu interno de geotêxtil não-tecido, os geotêxteis componentes do GCL-B são unidos por ponteamto (Figura 3.18). A Tabela 3.8 apresenta a composição química da bentonita componente do GCL-B.

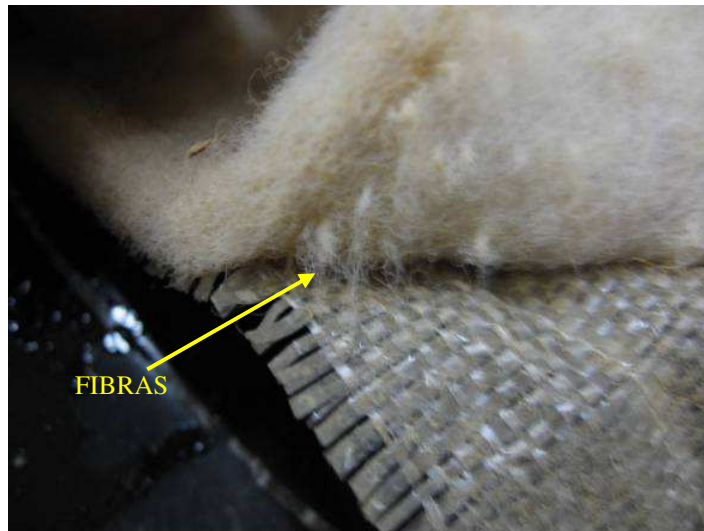


**Figura 3.16** – GCL's utilizados nos ensaios.

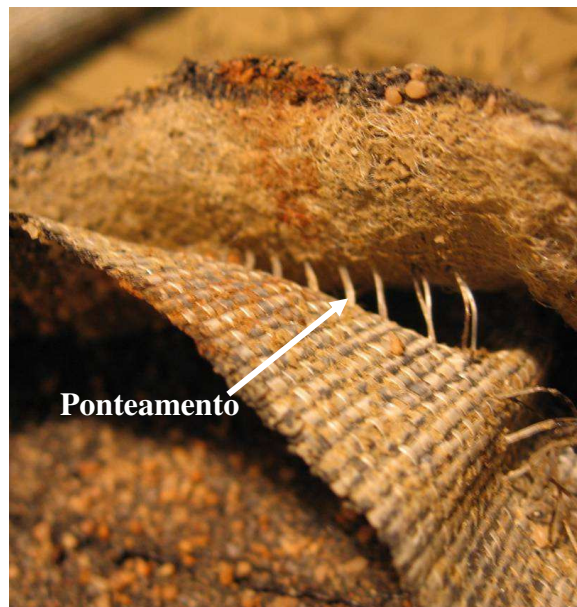
**Tabela 3.8-** Composição química da bentonita componente do GCL-B.

Componentes	SiO <sub>2</sub>	TiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MgO	CaO	Na <sub>2</sub> O
% em Peso	48,89	1,581	14,14	9,08	2,611	3,215	1,98

As geomembranas ensaiadas são de polietileno de alta densidade (PEAD) com 1 e 2 mm de espessura. A GML tem as superfícies lisas e as geomembranas GMT-A e GMT-B têm as duas faces texturizadas. As texturas das GMT-A e GMT-B possuem aspectos consideravelmente diferentes. Enquanto a GMT-A possui ressaltos esparsos, com áreas lisas entre ressaltos, a GMT-B possui ressaltos concentrados, semelhantemente a face de uma lixa, ou seja, com áreas não rugosas bastante reduzidas entre ressaltos (Figura 3.19).



**Figura 3.17** – Detalhe das fibras e dos geotêxteis componentes do GCL-A.



**Figura 3.18** – Detalhe do ponteamento e geotêxteis componentes do GCL-B.



**Figura 3.19** – Texturas das geomembranas utilizadas.

## **3.2 - EQUIPAMENTOS DE ENSAIO**

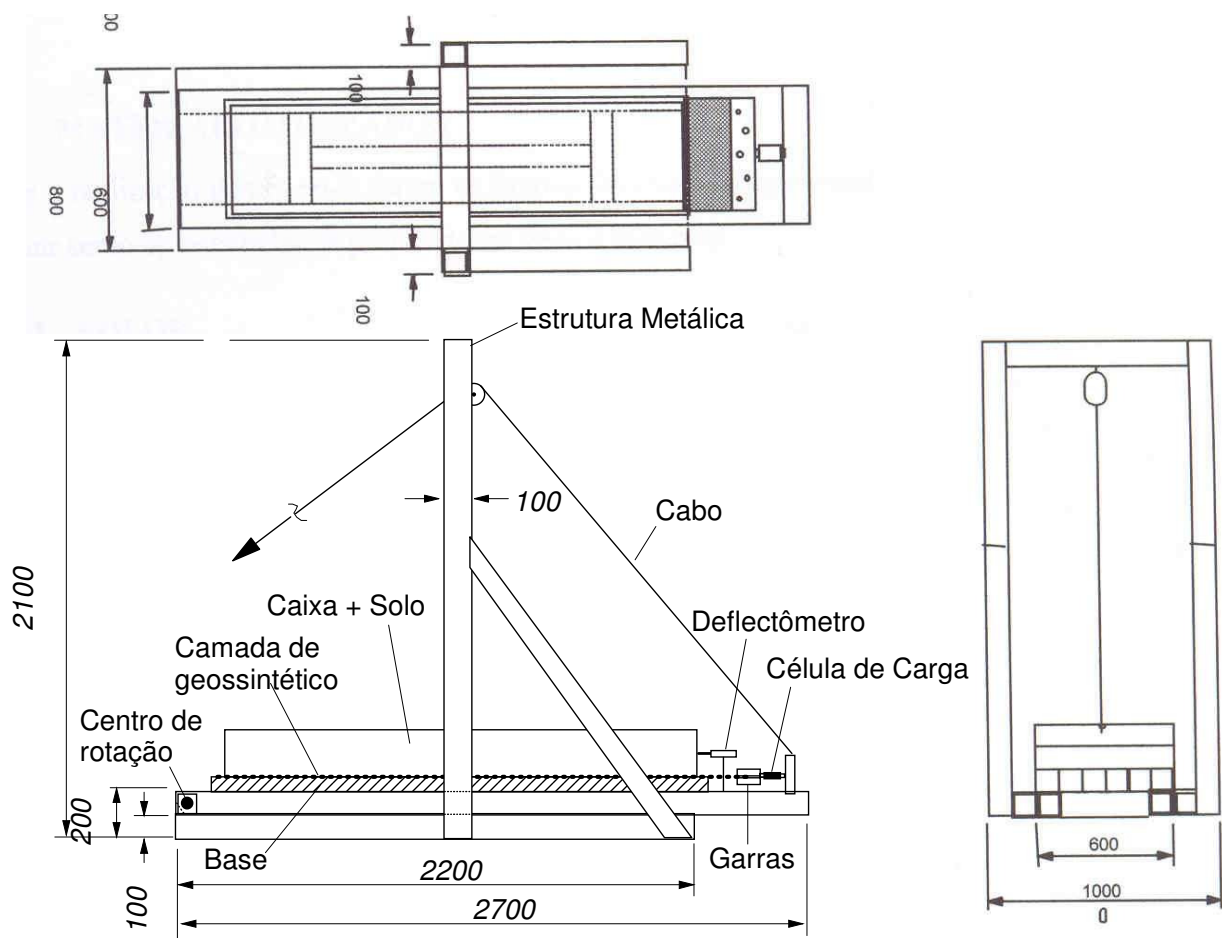
### **3.2.1 – EQUIPAMENTO DE PLANO INCLINADO**

O equipamento de plano inclinado utilizado está disponível no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília. Tal equipamento consiste basicamente em um sistema com uma rampa que pode ser inclinada até promover a ruptura ao longo da interface entre a camada de solo confinado em uma caixa rígida e a camada de geossintético posicionada sobre a superfície da rampa (Figuras 3.20 a 3.22). O ensaio permite a execução de uma ampla variedade de configurações representativas, incluindo a utilização de até três camadas de geossintéticos e aplicação de tensões normais sobre o solo de cobertura por meio de blocos de concreto (nos valores de 1,25, 3,50 e 5,75 kPa).

Uma das variações do ensaio prevê a introdução de uma geogrelha no interior do solo de cobertura situada em diferentes níveis de elevação sobre o geossintético instalado na base. A elevação da geogrelha ( $h$ , na Figura 3.23) em relação à superfície da rampa pode ser obtida pela combinação das diferentes alturas das caixas de confinamento.



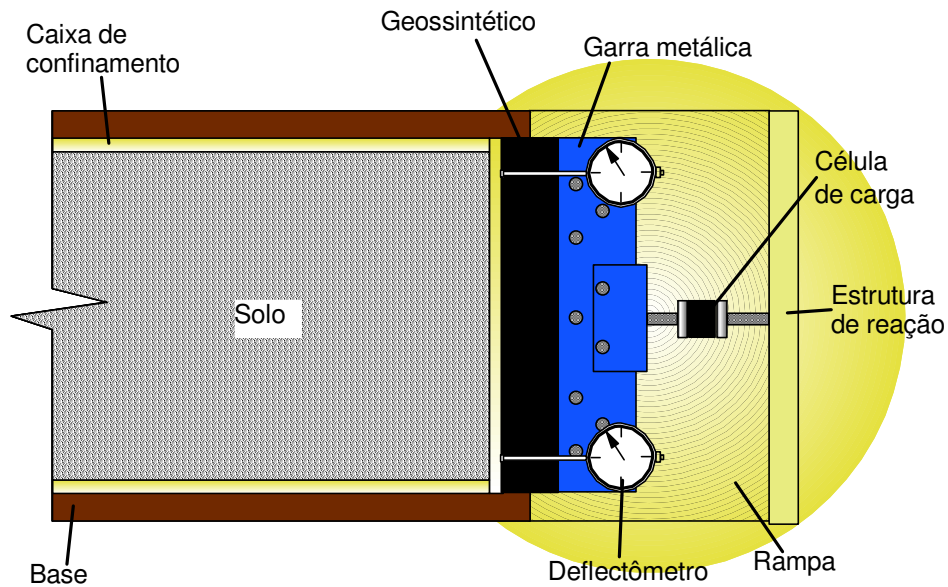
**Figura 3.20** – Equipamento de plano inclinado (Viana e Palmeira, 2006).



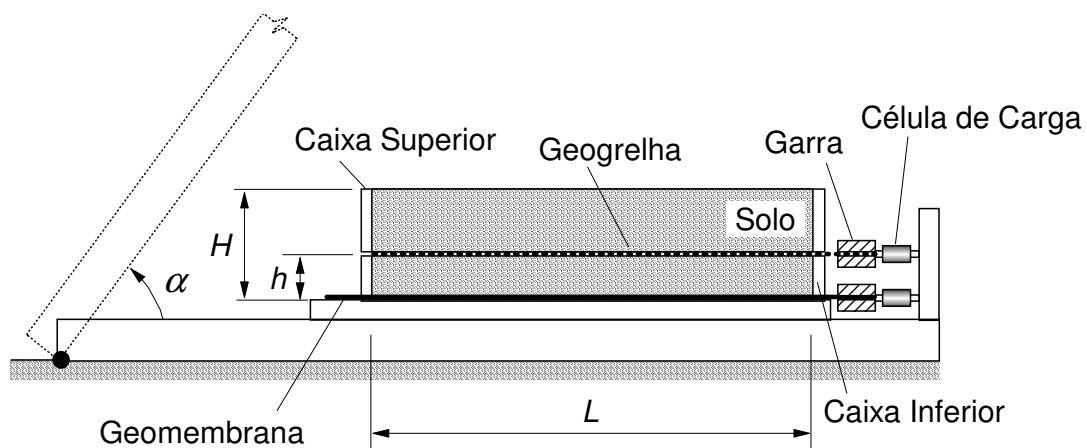
Dimensões em milímetros

**Figura 3.21** – Vistas do equipamento de plano inclinado (modificado – Mello, 2001).

Outra variação do ensaio consiste na introdução de água no sistema, conforme configuração mostrada na Figura 3.24. Tal possibilidade é útil na simulação de várias condições hidráulicas nas mais diversas interfaces e também no estudo do comportamento de GCL's hidratados, conforme será descrito posteriormente.

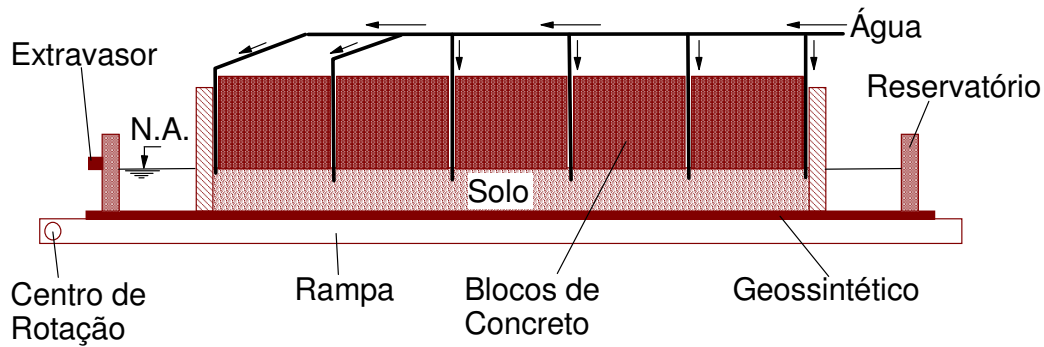


**Figura 3.22** – Vista esquemática em planta do equipamento de plano inclinado e alguns de seus elementos.



**Figura 3.23** – Configuração de ensaios com variação de elevação da geogrelha no interior do solo de cobertura (Palmeira e Viana, 2003).





**Figura 3.24** – Esquema básico de uma das variações do ensaio de plano inclinado com introdução de água (seção transversal ao longo do comprimento da rampa - rampa na horizontal).

A seguir é apresentada uma breve descrição a respeito dos principais elementos constituintes do equipamento de plano inclinado.

### 3.2.1.1 – SISTEMA DE INCLINAÇÃO

O levantamento da rampa foi realizado por meio de uma talha manual com capacidade para 5 kN, posicionada na parte superior da própria estrutura metálica do equipamento. O gancho da talha era posicionado no engate localizado em uma das extremidades da rampa. A partir do estabelecimento dessas condições, podia-se operar a talha e proporcionar o levantamento gradual da rampa em alturas pré-estabelecidas, definidas conforme as características das interfaces ensaiadas.

### 3.2.1.2 -MEDIÇÃO DAS CARGAS DE TRAÇÃO, DESLOCAMENTOS E INCLINAÇÃO

Para a medição das cargas de tração mobilizadas nos geossintéticos foram utilizadas células de carga marca KRATOS, modelo KM, com capacidade nominal para 20 kN e resolução de 5 N. A medição dos deslocamentos da caixa de confinamento e da garra metálica foi realizada por meio de deflectômetros mecânicos da marca MITUTOYO, os quais possuíam precisão de 0,01 mm/div e cursos de 8 cm. Já a medição da inclinação da rampa foi realizada de maneira indireta por meio de uma régua vertical utilizada na medição da altura existente entre a

extremidade da rampa e o centro de rotação. Na Figura 3.20 pode ser visto o sistema de medição de inclinação de rampa empregado no ensaio.

### **3.2.1.3 – APLICAÇÃO DE TENSÕES NORMAIS**

Como citado anteriormente, puderam ser aplicadas tensões normais nos níveis de 1,25, 3,50 e 5,75 kPa sobre o solo de cobertura por meio de blocos de concreto de diferentes dimensões. A movimentação dos blocos maiores no laboratório foi realizada por meio de uma talha manual associada a um pórtico metálico móvel. A aplicação de diferentes tensões normais foi útil na avaliação da influência do nível de tensões nas propriedades das interfaces, bem como na obtenção de envoltórias de ruptura das diferentes interfaces ensaiadas.

### **3.2.1.4 – CAIXAS DE CONFINAMENTO**

Foram utilizadas nos ensaios quatro caixas de confinamento de material de cobertura, com alturas de 5, 10, 15 e 20 cm. Em ensaios com elevação da geogrelha, a combinação das diferentes caixas fornecia a posição desejada para a geogrelha (ver Figura 3.23). As dimensões internas das caixas de confinamento correspondem a 1,92 m (comprimento) e 0,47 m (largura). As caixas de confinamento eram apoiadas em dez roletes de aço (com 1 mm de diâmetro x 30 mm de comprimento) de modo que o livre deslocamento da caixa fosse permitido e o atrito da caixa com a base fosse minimizado.

### **3.2.1.5 – SISTEMA DE GARRAS METÁLICAS**

O sistema de garras metálicas consiste em um sistema bi-partido com ranhuras internas em ambas as partes, de modo que seja permitida uma boa fixação dos geossintéticos. A fixação da amostra de geossintético era realizada por meio das garras e parafusos. Como havia a necessidade do perfeito alinhamento entre os geossintéticos, as garras metálicas e as células de carga, as garras ficavam apoiadas sobre cantoneiras metálicas superpostas, a fim de alinhar a sua altura com a dos demais componentes do sistema. As cantoneiras metálicas ficavam apoiadas sobre roletes de aço lubrificadas que permitiam o livre deslocamento da garra metálica e solicitação da célula de carga durante a realização dos ensaios.

### 3.2.2 – EQUIPAMENTO DE ADENSAMENTO

Os equipamentos utilizados para a execução dos ensaios de condutividade hidráulica foram as prensas de adensamento mecânico disponíveis no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília. Tais equipamentos permitiram a realização de ensaios simples oedométricos nos seguintes níveis de tensões normais: 5, 12, 25, 50, 100, 200 e 400 kPa. O diâmetro das amostras ensaiadas foi igual a 64 mm e as alturas iniciais e finais das amostras podem ser obtidas na Tabela 7.1 (Capítulo 7). As células de adensamento possibilitaram a realização de ensaios de condutividade hidráulica sob carga variável por meio do seu sistema de drenagem, o qual era conectado a tubos graduados destinados às leituras das cargas hidráulicas. A Figura 3.25 apresenta a configuração básica do consolidômetro utilizado. Os detalhes referentes à preparação das amostras e execução dos ensaios podem ser vistos no Capítulo 4.

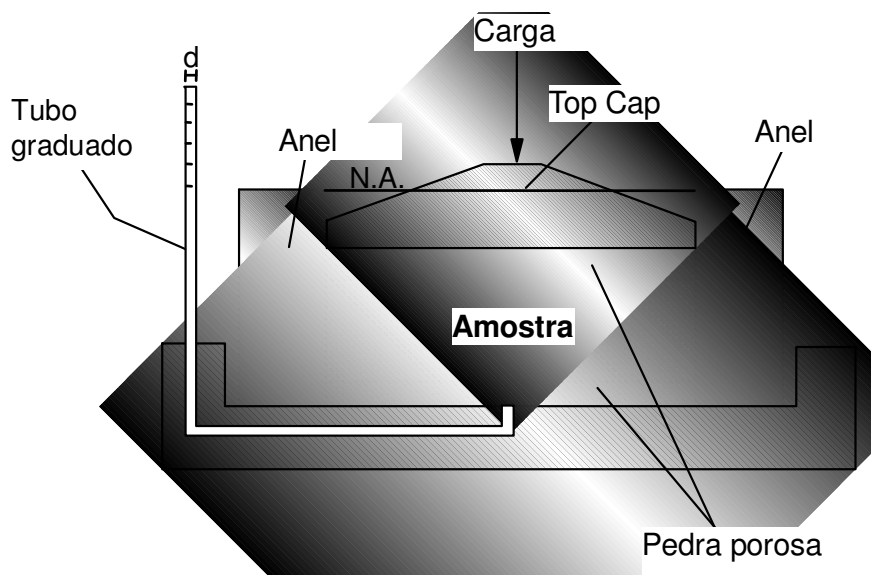
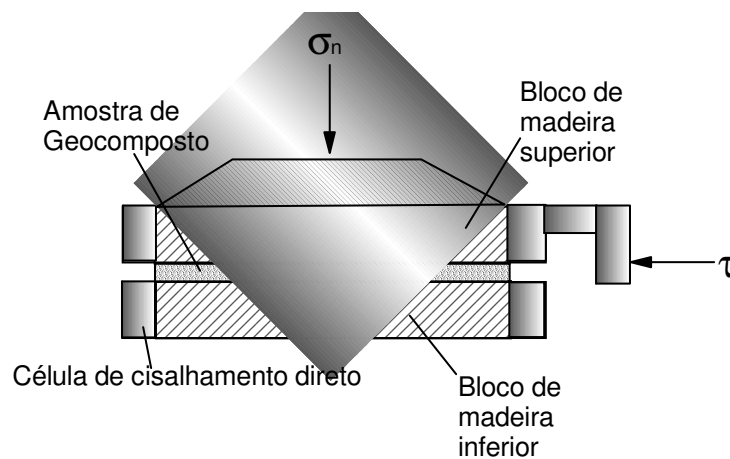


Figura 3.25 – Esquema básico do consolidômetro utilizado.

### 3.2.3 – EQUIPAMENTO DE CISALHAMENTO DIRETO

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados a partir de uma célula de cisalhamento direto com dimensões 60 mm x 60 mm x 25,4 mm. Os ensaios foram executados nas misturas amostras secas e hydrated sob os stresses normais que variam entre o kPa 15 o kPa e 200. O compaction claro das amostras na pilha direta da tesoura era similar àquele empregado nos testes da consolidação. Inicialmente, o stress normal requerido foi aplicado no alto da amostra. Depois que a estabilização das leituras do deslocamento a amostra inundated por

dois dias antes da aplicação da carga da tesoura. O equipamento de cisalhamento direto convencional utilizado na presente pesquisa também está disponível no Laboratório de Geotecnia da UnB. A célula de cisalhamento direto utilizada nos ensaios possui 2,54 cm de altura e 36 cm<sup>2</sup> (6 cm x 6 cm) de área interna. Vale ressaltar que nos ensaios de cisalhamento direto em GCL's, para a obtenção da sua resistência interna, o equipamento necessitou de uma pequena adaptação caracterizada pela inserção de blocos de madeira no interior da célula de cisalhamento, conforme mostrado na Figura 3.26. Após a confecção, preparo e encaixe dos blocos de madeira nas partes inferior e superior da célula de cisalhamento direto, a amostra de GCL era devidamente colada na superfície dos blocos e os ensaios executados. Maiores detalhes sobre o equipamento utilizado e montagem dos ensaios realizados são descritos por Viana (2003) e também podem ser encontrados no Capítulo 4.



**Figura 3.26** – Esquema básico dos ensaios de cisalhamento direto empregados na estimativa da resistência interna de geocompostos argilosos (Viana, 2003).

### 4 – MÉTODOS EMPREGADOS NOS ENSAIOS

A presente pesquisa compreendeu a realização de ensaios em 100 condições de interfaces com o aparelho de plano inclinado, 22 ensaios de adensamento e 112 ensaios de cisalhamento direto em diferentes materiais. A Tabela 4.1 apresenta um resumo dos equipamentos utilizados, materiais pesquisados, objetos avaliados, condições estabelecidas e ensaios realizados na presente pesquisa. A referida tabela também apresenta alguns dos ensaios realizados por Viana (2003), cujos resultados são utilizados na presente pesquisa para efeito de comparação.

Foram empregados métodos simples na preparação e execução dos ensaios. Entretanto, alguns procedimentos exigiram bastante atenção. Foi exigido, por exemplo, cuidado especial relacionado à perda de bentonita durante a amostragem de GCL's, bem como cuidados relacionados à segregação de material e fluxos preferenciais na execução dos ensaios de cisalhamento direto e adensamento, respectivamente. Nos ensaios de plano inclinado foram necessários cuidados para que houvesse o alinhamento do conjunto caixa-geossintético-rampa, e para que fossem evitadas trepidações e folgas no sistema durante a preparação do ensaio.

A seguir, são descritas, de forma resumida, a metodologia empregada na preparação e execução das diferentes configurações de ensaios. Notar que no total foram empregadas 8 modalidades de ensaios classificadas em função do equipamento utilizado e do objeto avaliado. A distribuição da quantidade de modalidades empregadas por tipo de equipamento corresponde à seguinte: ensaios de plano inclinado (5), adensamento (1) e cisalhamento direto (2).

**Tabela 4.1 – Resumo dos ensaios realizados.**

Equipamento	Material pesquisado	Objeto avaliado	Condições estabelecidas	Interfaces ensaiadas
Plano inclinado	Geogrelha	Elevação da geogrelha sobre a geomembrana	<ul style="list-style-type: none"> <li>Variação da elevação das grelhas de referência</li> <li>Textura da geomembrana fixa</li> <li>GNT ausente sobre a geomembrana</li> </ul>	GML/GG-A (0 cm)/ARE-A*
				GML/GG-A (5 cm)/ARE-A*
				GML/GG-A (10 cm)/ARE-A*
				GML/GG-A (15 cm)/ARE-A*
				GML/GG-H (0 cm)/ARE-A
			GML/GG-H (5 cm)/ARE-A	
			GML/GG-H (10 cm)/ARE-A	
			GML/GG-H (15 cm)/ARE-A	
			GML/GNT/GG-A (10 cm)/ARE-A*	
			GML/GNT/GG-H (10 cm)/ARE-A	
		GMT-A/GG-A (10 cm)/ARE-A		
		GMT-A/GNT/GG-A (10 cm)/ARE-A		
		GMT-B/GG-A (10 cm)/ARE-A		
		GMT-B/GNT/GG-A (10 cm)/ARE-A		
		GMT-A/GG-H (10 cm)/ARE-A		
		GMT-A/GNT/GG-H (10 cm)/ARE-A		
		GMT-B/GG-H (10 cm)/ARE-A		
		GMT-B/GNT/GG-H (10 cm)/ARE-A		
		Elevação da geogrelha sobre a geomembrana	<ul style="list-style-type: none"> <li>Textura da geomembrana fixa</li> <li>Variação da rigidez à tração da grelha</li> <li>Variação do nº de membros ancoragem</li> <li>Posição da geogrelha fixa (10 cm)</li> <li>GNT ausente sobre geomembrana</li> </ul>	GML/GG-B (10 cm)/ARE-A*
				GML/GG-C (10 cm)/ARE-A*
	GML/GG-D (10 cm)/ARE-A*			
	GML/GG-E (10 cm)/ARE-A*			
	GML/GG-F (10 cm)/ARE-A*			
	GML/GG-G (10 cm)/ARE-A*			
	GML/GG-I (10 cm)/ARE-A			
	GML/GG-J (10 cm)/ARE-A			
	GML/GG-L (10 cm)/ARE-A			
	GML/GG-M (10 cm)/ARE-A			
	GML/GG-N (10 cm)/ARE-A			
	GML/GG-O (10 cm)/ARE-A			
	Elevação da geogrelha sobre a geomembrana	<ul style="list-style-type: none"> <li>Textura da geomembrana fixa</li> <li>Variação da rigidez à tração da grelha</li> <li>Variação do nº de membros ancoragem</li> <li>Posição da geogrelha fixa (10 cm)</li> <li>GNT presente sobre geomembrana</li> </ul>	GML/GNT/GG-B (10 cm)/ARE-A	
			GML/GNT/GG-C (10 cm)/ARE-A*	
			GML/GNT/GG-D (10 cm)/ARE-A	
			GML/GNT/GG-E (10 cm)/ARE-A*	
			GML/GNT/GG-F (10 cm)/ARE-A	
		GML/GNT/GG-G (10 cm)/ARE-A		
		GML/GNT/GG-H (10 cm)/ARE-A		
		GML/GNT/GG-I (10 cm)/ARE-A		
		GML/GNT/GG-J (10 cm)/ARE-A		
		GML/GNT/GG-L (10 cm)/ARE-A		
	GML/GNT/GG-M (10 cm)/ARE-A			
	GML/GNT/GG-N (10 cm)/ARE-A			
	GML/GNT/GG-O (10 cm)/ARE-A			
	GCL	Comportamento de GCLs secos e hidratados	<ul style="list-style-type: none"> <li>GCL seco</li> <li>Variação da textura da geomembrana</li> <li>Aplicação de tensão normal na interface</li> </ul>	GML/GCL-A/ARE-A/1,25 kPa*
				GML/GCL-A/ARE-A/3,5 kPa*
				GML/GCL-A/ARE-A/5,75 kPa*
				GMT-A/GCL-A/ARE-A/1,25 kPa*
				GMT-A/GCL-A/ARE-A/3,5 kPa*
				GMT-A/GCL-A/ARE-A/5,75 kPa*
				GMT-B/GCL-A/ARE-A/1,25 kPa*
GMT-B/GCL-A/ARE-A/3,5 kPa*				
GMT-B/GCL-A/ARE-A/5,75 kPa*				
GML/GCL-B/ARE-A/1,25 kPa				
GML/GCL-B/ARE-A/3,5 kPa				
GML/GCL-B/ARE-A/5,75 kPa				
GMT-A/GCL-B/ARE-A/1,25 kPa				
GMT-A/GCL-B/ARE-A/3,5 kPa				
GMT-A/GCL-B/ARE-A/5,75 kPa				
GMT-B/GCL-B/ARE-A/1,25 kPa				
GMT-B/GCL-B/ARE-A/3,5 kPa				
GMT-B/GCL-B/ARE-A/5,75 kPa				
Comportamento de GCLs secos e hidratados		<ul style="list-style-type: none"> <li>GCL hidratado por 2 dias</li> <li>Variação da textura da geomembrana</li> <li>Aplicação de tensão normal na interface</li> </ul>	GML/GCL-A/ARE-A/1,25 kPa	
			GML/GCL-A/ARE-A/3,5 kPa	
	GML/GCL-A/ARE-A/5,75 kPa			
	GMT-A/GCL-A/ARE-A/1,25 kPa			
	GMT-A/GCL-A/ARE-A/3,5 kPa			
	GMT-A/GCL-A/ARE-A/5,75 kPa			
	GMT-B/GCL-A/ARE-A/1,25 kPa			
	GMT-B/GCL-A/ARE-A/3,5 kPa			
	GMT-B/GCL-A/ARE-A/5,75 kPa			
	GML/GCL-B/ARE-A/1,25 kPa			
GML/GCL-B/ARE-A/3,5 kPa				
GML/GCL-B/ARE-A/5,75 kPa				
GMT-A/GCL-B/ARE-A/1,25 kPa				
GMT-A/GCL-B/ARE-A/3,5 kPa				
GMT-A/GCL-B/ARE-A/5,75 kPa				
GMT-B/GCL-B/ARE-A/1,25 kPa				
GMT-B/GCL-B/ARE-A/3,5 kPa				
GMT-B/GCL-B/ARE-A/5,75 kPa				
Concreto	Interfaces concreto curado/geomembrana	<ul style="list-style-type: none"> <li>Concreto curado</li> <li>Variação da textura da geomembrana</li> <li>Aplicação de tensão normal na interface</li> </ul>	GML/Concreto/1,18kPa	
			GML/Concreto/3,31kPa	
			GML/Concreto/5,40kPa	
			GMT-A/Concreto/1,18kPa	
			GMT-A/Concreto/3,31kPa	
			GMT-A/Concreto/5,40kPa	
			GMT-B/Concreto/1,18kPa	
			GMT-B/Concreto/3,31kPa	
			GMT-B/Concreto/5,40kPa	
			GMT-B/Concreto/5,40kPa	

**Tabela 4.1 – Resumo dos ensaios realizados (continuação).**

Equipamento	Material pesquisado	Objeto avaliado	Condições estabelecidas	Interfaces ensaiadas							
Plano Inclinado	Concreto	Interfaces concreto fresco/geomembrana	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Concreto fresco: camada de 5 cm</li> <li>• Variação do slump em três níveis (40, 60 e 80 mm)</li> <li>• Variação da textura da geomembrana</li> <li>• Influência da presença do GNT sobre a geomembrana</li> <li>• Aplicação de tensão normal na interface</li> </ul>	GML/Concreto slump 40							
				GML/Concreto slump 60							
				GML/Concreto slump 80							
				GML/GNT/Concreto slump 40							
				GML/GNT/Concreto slump 60							
				GML/GNT/Concreto slump 80							
				GMT-A/Concreto slump 40							
				GMT-A/Concreto slump 60							
				GMT-A/Concreto slump 80							
				GMT-B/Concreto slump 40							
				GMT-B/Concreto slump 60							
				GMT-B/Concreto slump 80							
				Adensamento	BTN ARE-B ARG BOR 1%ARE 2%ARE 5%ARE 10%ARE 25%ARE 50%ARE 1%ARG 2%ARG 5%ARG 10%ARG 25%ARG 50%ARG 1%BOR 2%BOR 5%BOR 10%BOR 25%BOR 50%BOR	Condutividade hidráulica e expansibilidade	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Hidratação por 1 dia sob tensão normal de 5 kPa antes do início dos ensaios de condutividade hidráulica.</li> <li>• Tensões normais aplicadas: 5, 12, 25, 50, 100, 200 e 400 kPa</li> </ul>	GNT/Geogrelhas diversas			
								Areia/Geossintéticos diversos			
GNT/Geomembranas diversas											
GCL's diversos/Geomembranas diversas											
Geogrelhas/Geomembranas diversas											
Geomembranas diversas/Base da rampa											
Cisalhamento direto	BTN ARE-B ARG BOR 10%ARE 25%ARE 50%ARE 10%ARG 25%ARG 50%ARG 10%BOR 25%BOR 50%BOR GCL-A* GCL-B	Ângulo de atrito (misturas) e resistência interna (GCL's)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Tensões normais aplicadas: 15, 30, 80, 200 kPa</li> <li>• Sem hidratação</li> </ul>								
								BTN ARE-B ARG BOR 10%ARE 25%ARE 50%ARE 10%ARG 25%ARG 50%ARG 10%BOR 25%BOR		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Hidratação por 2 dias sob tensão normal antes do cisalhamento</li> <li>• Tensões normais aplicadas: 15, 30, 80, 200 kPa</li> </ul>	

**Tabela 4.1 – Resumo dos ensaios realizados (continuação)**

Equipamento	Material pesquisado	Objeto avaliado	Condições estabelecidas	Interfaces ensaiadas
Cisalhamento direto	50%BOR	Ângulo de atrito (misturas) e resistência interna (GCL's)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Hidratação por 2 dias sob tensão normal antes do cisalhamento</li> <li>• Tensões normais aplicadas: 15, 30, 80, 200 kPa</li> </ul>	
	GCL-A*		<ul style="list-style-type: none"> <li>• Hidratação por 1 dia sob tensão normal antes do cisalhamento.</li> <li>• Tensões normais aplicadas: 15, 30, 80, 200 kPa</li> </ul>	
	GCL-B			

Nota: (\*) ensaios realizados por Viana (2003).

## 4.1 – ENSAIOS DE PLANO INCLINADO

### 4.1.1 - ENSAIOS COM VARIAÇÃO DA ELEVAÇÃO DA GEOGRELHA EM RELAÇÃO À BASE

Para a realização destes ensaios foram utilizadas as geomembranas GML, GMT-A e GMT-B, o geotêxtil GNT e as geogrelhas GG-A a GG-O, apresentados anteriormente no Capítulo 3. Como solo de cobertura foi utilizada a areia ARE-A.

Na preparação dos ensaios, primeiramente a base da rampa foi coberta por uma camada de geomembrana lisa e, em seguida, por camadas alternadas de óleo lubrificante automotivo e duas camadas de filme de PVC. O objetivo foi minimizar a aderência entre a base e a geomembrana a ser instalada e fornecer uma condição de rugosidade de base padronizada para todos os ensaios. Sob estas condições o ângulo de atrito entre a geomembrana GML e a superfície da rampa permaneceu em torno de 6°. Posteriormente, a amostra de geomembrana foi instalada sobre a base da rampa previamente preparada e fixada nas garras metálicas do equipamento. Estas garras foram, por sua vez, conectadas a uma célula de carga. De forma semelhante, nos ensaios com o geotêxtil GNT, a amostra de geotêxtil foi instalada sobre a geomembrana e presa às garras metálicas. As garras foram apoiadas sobre cantoneiras e estas em roletes metálicos. A partir daí, a caixa de confinamento de solo era posicionada sobre o(s) geossintético(s) instalado(s) na base. Para a eliminação do atrito entre a caixa de confinamento e a camada de geossintético inferior foram utilizados roletes metálicos sob a caixa, de modo a permitir o seu livre deslocamento. É importante destacar que as amostras de geossintéticos possuíam as dimensões 2,60 m x 0,60 m. Outros pontos importantes na preparação do ensaio foram o devido alinhamento entre a caixa e a amostra de geossintético e



o cuidado com a ocorrência de folgas no sistema que pudessem impedir a solicitação das células de carga.

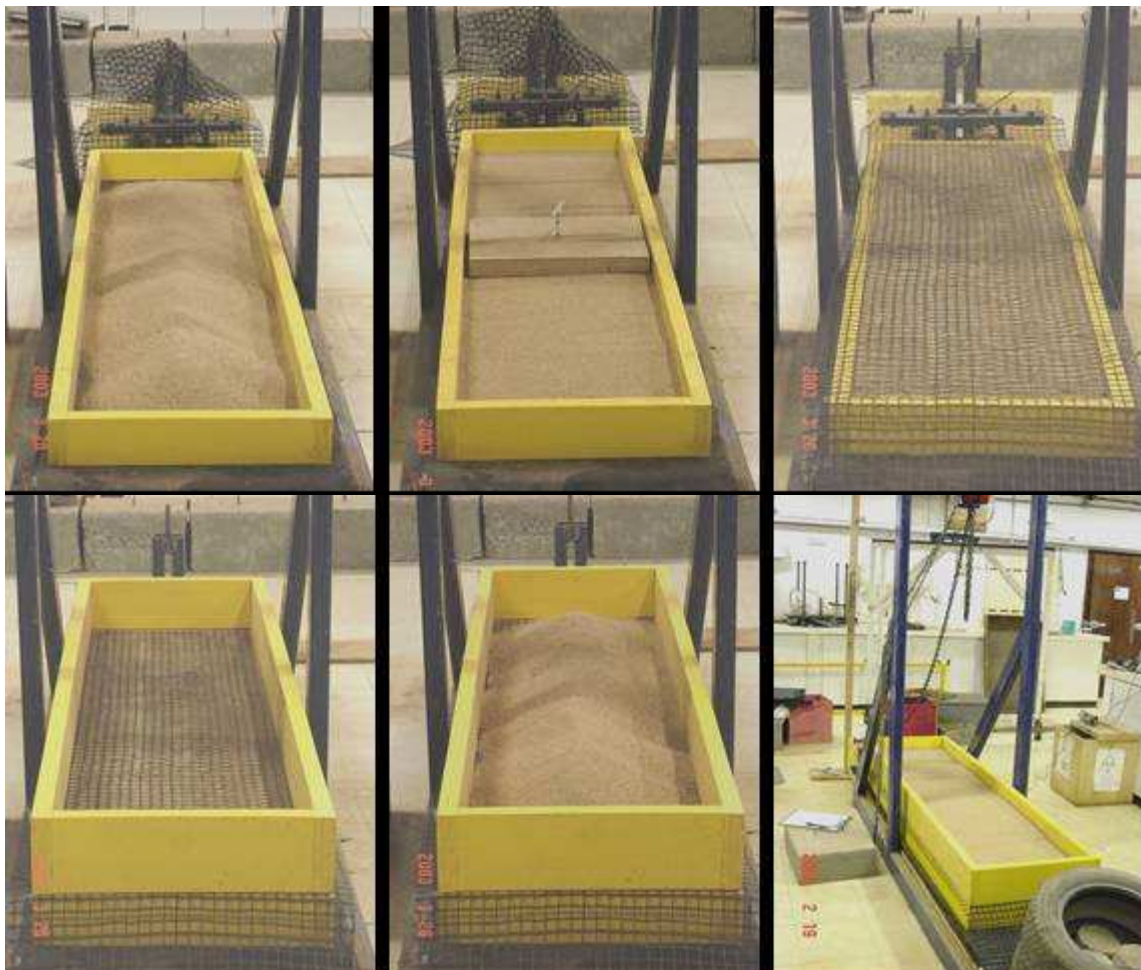
Antes da disposição do solo no interior da caixa de confinamento, foi tomado o cuidado de se fixar cuidadosamente a caixa, de modo que ficasse restringida qualquer movimentação que pudesse promover o cisalhamento da interface durante a adição e compactação do solo de cobertura. Devido aos baixos níveis de tensão normal atuantes, qualquer movimentação da caixa poderia afetar negativamente as condições de interface.

O solo de cobertura (areia ARE-A) foi colocado dentro da caixa de confinamento inferior e compactado em subcamadas de 5 cm até atingir a altura desejada da posição da geogrelha (cota superior da caixa de confinamento inferior). Sempre era colocada na caixa a mesma quantidade de areia por subcamada (65,5 kg) de modo a ser obtida a densidade relativa de 57%. A compactação foi efetuada por meio de uma placa de madeira com dimensões de 47 cm x 31 cm x 4 cm e 3,2 kg, com altura de queda de 11 cm, com aplicação de quatro golpes por vez, correspondendo a um valor de energia de compactação por unidade de volume de  $1,56 \text{ kN.m/m}^3$ . Após o enchimento da caixa de confinamento inferior com as subcamadas de solo compactado, a camada de geogrelha foi posicionada, devidamente esticada e fixada em uma garra metálica conectada a uma célula de carga. Após a instalação da geogrelha na elevação desejada, a caixa de confinamento superior foi posicionada imediatamente sobre a geogrelha e sobre os roletes metálicos. A seguir, o preenchimento com subcamadas de solo de cobertura foi repetido, conforme a seqüência citada anteriormente, até se atingir a altura total de 20 cm. A seqüência de preparação do ensaio pode ser visualizada na Figura 4.1.

Os valores de elevação da geogrelha foram preliminarmente definidos como 0, 5, 10 e 15 cm, os quais correspondem a razões entre elevação da geogrelha e espessura de solo de cobertura de 0, 0,25, 0,50 e 0,75, respectivamente.

Conforme mencionado anteriormente, foi possível variar a posição da geogrelha no interior do solo de cobertura por meio de combinações de caixas com alturas diferentes, dependendo da distância desejada da camada de geogrelha em relação à superfície da rampa. Nesta modalidade de ensaio não houve aplicação de tensão normal por meio de blocos de concreto.

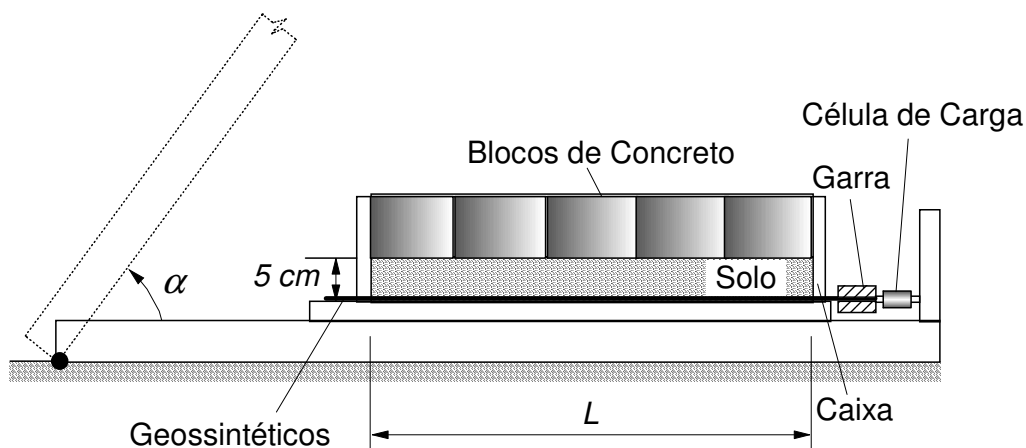
Até três camadas de geossintéticos puderam ser ensaiadas simultaneamente. Todas elas foram fixadas na rampa por meio de garras metálicas conectadas a células de carga, para medida das cargas de tração mobilizadas nos geossintéticos durante a execução do ensaio. Deflectômetros foram usados para medir deslocamentos relativos entre a caixa e a rampa (ao longo da direção da rampa). O princípio de execução do ensaio caracterizou-se pelo aumento gradativo da inclinação da rampa com a horizontal em alturas pré-estabelecidas até a ruptura do solo de cobertura, com as respectivas medições das cargas de tração solicitantes nos geossintéticos e os deslocamentos da caixa de confinamento do solo por meio dos deflectômetros.



**Figura 4.1** – Seqüência de preparação do ensaio com geogrelhas (Viana, 2003).

#### **4.1.2- ENSAIOS COM APLICAÇÃO DE TENSÃO NORMAL (SEM INTRODUÇÃO DE ÁGUA NO SISTEMA)**

Esta configuração de ensaio foi utilizada para o estudo das interfaces ARE-A/GCLs sem a presença de água. Estes ensaios se caracterizaram por um arranjo um pouco diferenciado em relação aos do item anterior. Neste caso, foi utilizada somente uma caixa de confinamento de solo. A espessura da camada de solo utilizado foi de apenas 5 cm, o equivalente a 65,5 kg de solo, com índice de densidade de 57%, obtido aplicando-se o processo de compactação citado no item anterior. Houve aplicação de sobrecarga por meio dos blocos de concreto, gerando tensões normais nas interfaces ensaiadas de 1,25, 3,5 e 5,75 kPa (considerando a rampa na horizontal). Os procedimentos quanto à compactação do solo de cobertura, fixação dos geossintéticos, posicionamento da caixa e garra, etc. foram iguais aos dos casos anteriores. A condição de rugosidade da base da rampa também foi fornecida pela geomembrana lisa, óleo lubrificante e pelas duas camadas de filme de PVC, de forma similar ao realizado na modalidade de ensaio anterior. A metodologia de preparação do ensaio foi igual à empregada por Lima Jr (2000) e Mello (2001). O princípio de execução destes ensaios foi o mesmo aplicado no item 4.1 e sua esquematização pode ser vista na Figura 4.2.

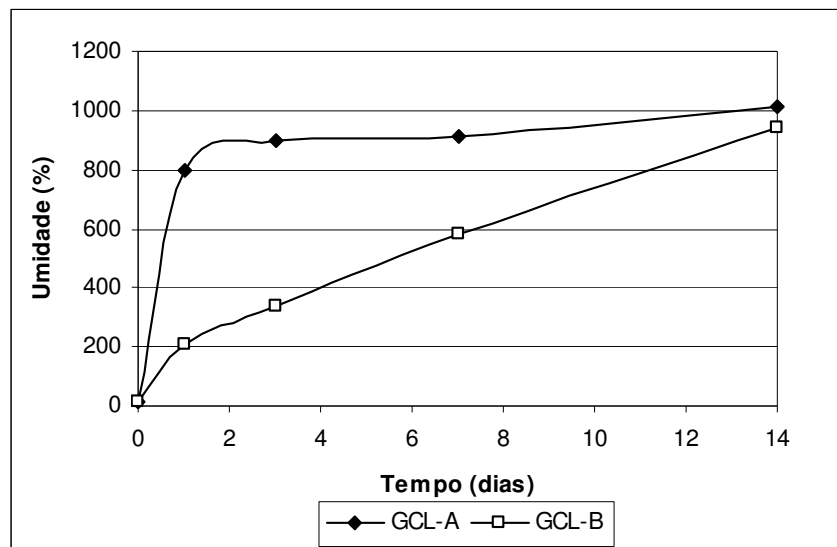


**Figura 4.2** – Ensaio com aplicação de tensão normal sem introdução de água no sistema (Viana, 2003).

#### 4.1.3 – ENSAIOS COM APLICAÇÃO DE TENSÃO NORMAL (COM INTRODUÇÃO DE ÁGUA NO SISTEMA)

Com a utilização de um reservatório feito com uma geomembrana lisa de PVC, pôde-se introduzir água no sistema descrito no item 4.1.2, conforme mostrado no Capítulo 3. Esses ensaios foram realizados para a avaliação das interfaces ARE-A/GCLs com a presença de água e para avaliar o comportamento do GCL-A e GCL-B hidratados. Nesses ensaios foi

definido um período de hidratação de 2 dias do GCL, incluindo a hidratação das interfaces e solo de cobertura. Esse período foi definido com base em ensaios de hidratação ao longo do tempo em amostras dos GCL's A e B, sem aplicação de tensão normal (Figura 4.3). Ao final desse período (2 dias) foi verificado que o GCL-A atingiu uma umidade aproximadamente estável com o tempo. Entretanto, nos ensaios com o GCL-B, não foi verificada a estabilização nos valores de umidade com o tempo ao longo do período de ensaio (14 dias). O período de hidratação ideal a ser utilizado nos ensaios de plano inclinado seria o que promovesse a estabilização dos valores de umidade e expansibilidade simultaneamente em ambos os GCL's. Mesmo assim, por questões de disponibilidade de tempo e para efeito de comparação de resultados de ensaios sujeitos às mesmas condições, adotou-se o período de hidratação de 2 dias para os ensaios de plano inclinado com ambos os GCL's. Durante o período de hidratação, foram medidos os deslocamentos verticais médios ocorridos devido à expansão do GCL. Após o período de hidratação, a água foi drenada e o ensaio iniciado. Ao término de cada ensaio, obtinha-se a umidade da bentonita no interior do GCL. O restante da metodologia de execução do ensaio foi idêntica a do item anterior. As figuras contidas no Apêndice A ilustram a execução de algumas das modalidades de ensaios descritas até aqui.

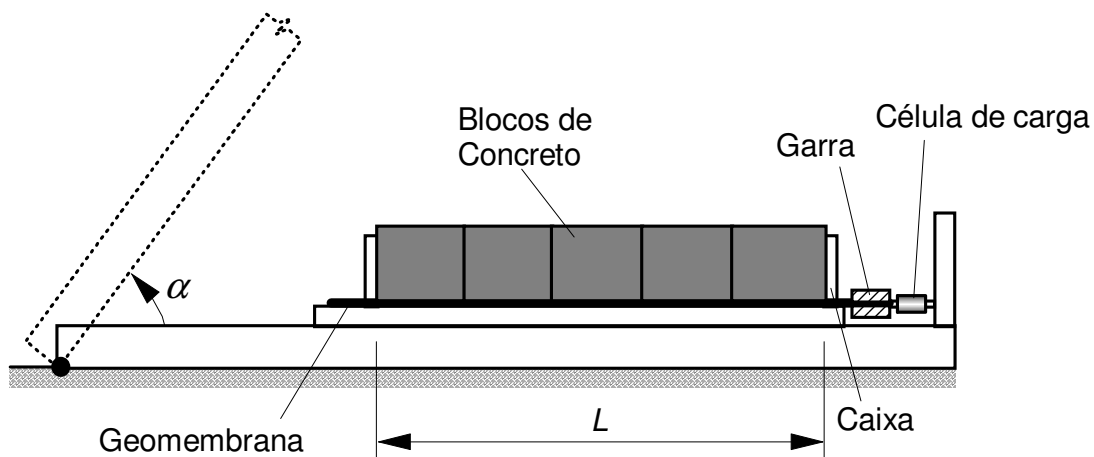


**Figura 4.3** – Umidade do GCL versus tempo de imersão em água destilada.

#### **4.1.4 – ENSAIOS EM INTERFACES CONCRETO-GEOMEMBRANA**

Foram realizados ensaios em interfaces concreto-geomembrana, as quais são geralmente encontradas em revestimentos de canais e reservatórios. Dependendo das disposições

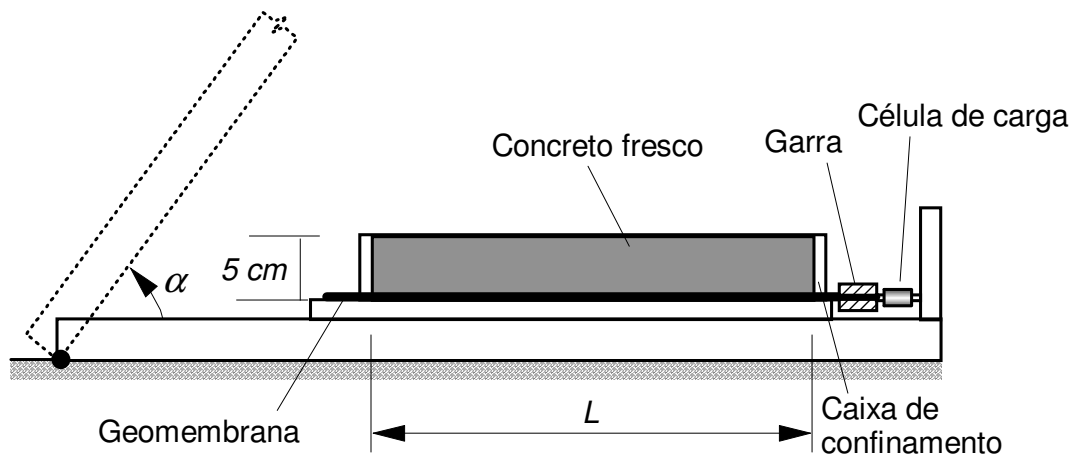
construtivas, o concreto utilizado na composição dos revestimentos pode ser curado ou fresco, sendo este último o mais comum. No caso dos ensaios com concreto curado, não foi utilizado solo de cobertura. Os blocos de concreto pré-moldados foram aplicados diretamente sobre a geomembrana instalada na base da rampa. A metodologia de execução de ensaio foi similar a já citada para os demais ensaios, com o levantamento da rampa e devidas medições de cargas de tração nas geomembranas e deslocamentos da caixa de confinamento dos blocos, até o deslizamento dos blocos. A Figura 4.4 apresenta esquematicamente esta configuração de ensaio.



**Figura 4.4** – Esquema básico do ensaio de plano inclinado para interfaces concreto curado-geomembrana.

Os ensaios com concreto fresco foram executados com as geomembranas GML, GMT-A e GMT-B instaladas na base da rampa. A preparação da base foi idêntica à citada anteriormente, a partir do uso do óleo lubrificante e do filme de PVC. Após a instalação da geomembrana a ser ensaiada sobre a base preparada, a caixa de confinamento era posicionada sobre a mesma. O traço de concreto foi preparado em três níveis de abatimento (40, 60 ou 80 mm), conforme a configuração de ensaio desejada. A partir daí, o concreto foi lançado sobre a geomembrana, nivelado e compactado de forma padronizada em duas subcamadas de 2,5 cm, até preencher o volume da caixa de confinamento, totalizando uma camada final de 5 cm. A compactação de cada subcamada de concreto fresco foi realizada por meio de um peso de 11 kg caindo de uma altura de 5 cm, com 20 golpes por camada, totalizando uma energia de compactação de  $4,77 \text{ kN.m/m}^3$ , até serem atingidos os pesos específicos de 25,7, 24,5 e 23,8  $\text{kN/m}^3$ , correspondentes aos abatimentos do concreto de 40, 60 e 80 mm, respectivamente. Vale destacar que também foram realizados ensaios com concreto fresco sobre o geotêxtil

GNT associado à geomembrana GML. A altura da camada de concreto estabelecida para o ensaio foi de 5 cm. O restante da metodologia foi similar à citada para os demais casos. As Figuras 4.5 e 4.6 mostram a o esquema e a seqüência de preparação da presente configuração de ensaio.



**Figura 4.5** – Esquema básico do ensaio de plano inclinado para interfaces concreto fresco-geomembrana.



**Figura 4.6** – Seqüência do preenchimento da caixa de confinamento com concreto fresco.

## 4.2 – ENSAIOS DE ADENSAMENTO

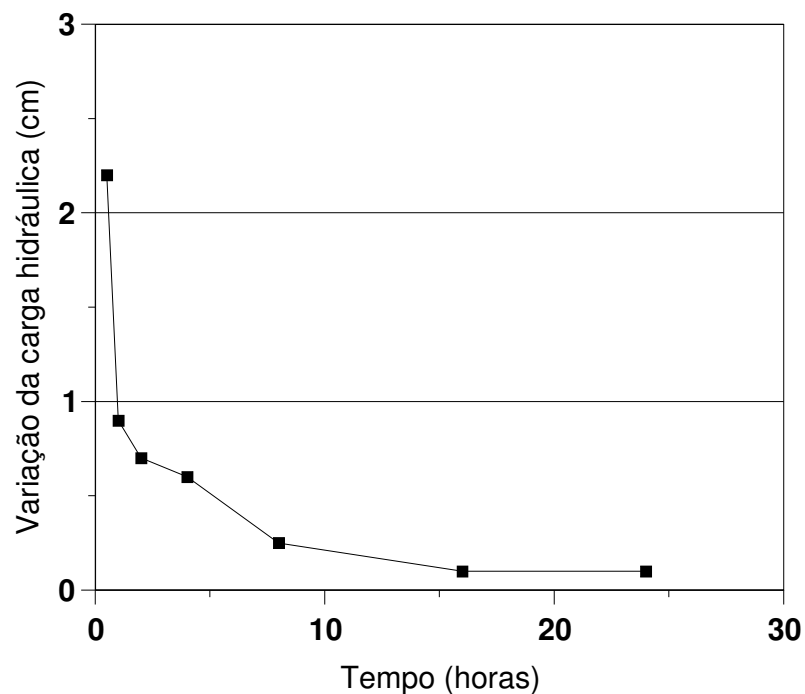
Foram efetuadas investigações sobre a condutividade hidráulica de diversos materiais a partir de ensaios de adensamento. Os materiais investigados consistiram nas misturas mencionadas anteriormente na Tabela 3.3, além da areia ARE-B, argila ARG, borracha triturada BOR e bentonita BTN. Foram estimadas as condutividades hidráulicas de cada material ensaiado nas seguintes condições de aplicação de tensão normal: 5, 12, 25, 50, 100, 200 e 400 kPa .

A norma ABNT MB-3336 (1990) forneceu alguns cuidados e determinações preliminares aplicados nos presentes ensaios. Entretanto, na preparação das amostras, as principais preocupações enfocaram a segregação dos materiais de mistura, o sistema de compactação (o qual foi uniforme para todos os ensaios) e os fluxos preferenciais durante o ensaio. Para minimizar o problema da segregação, a mistura era colocada com bastante cuidado dentro da célula com uma colher, evitando-se queda. Para minimizar os problemas de compactação, adotou-se um método com boa repetibilidade que consistiu na compactação do material com uma placa rígida, cobrindo toda a área da amostra, em duas camadas, com 5 golpes por camada com uma altura de queda mínima, para evitar grandes movimentações de material. A energia de compactação por unidade de volume utilizada foi de  $1,45 \text{ kN.m/m}^3$ . Já para minimizar problemas com vazamentos na célula e fluxos preferenciais entre a parede da célula e a amostra, os orifícios e descontinuidades externas da célula foram devidamente selados.

Todos os ensaios foram iniciados com uma tensão normal aplicada de 5 kPa. Após as leituras dos deslocamentos verticais realizadas durante 24hs para referida tensão, iniciava-se a inundação da amostra com água destilada e, em seguida, as leituras dos deslocamentos verticais durante o período de 24hs após a inundação. Após o processo inicial de hidratação e leituras para a tensão normal de 5 kPa, foi executado o ensaio de condutividade hidráulica sob carga variável. O processo se repetiu para os demais carregamentos até o fim do ensaio.

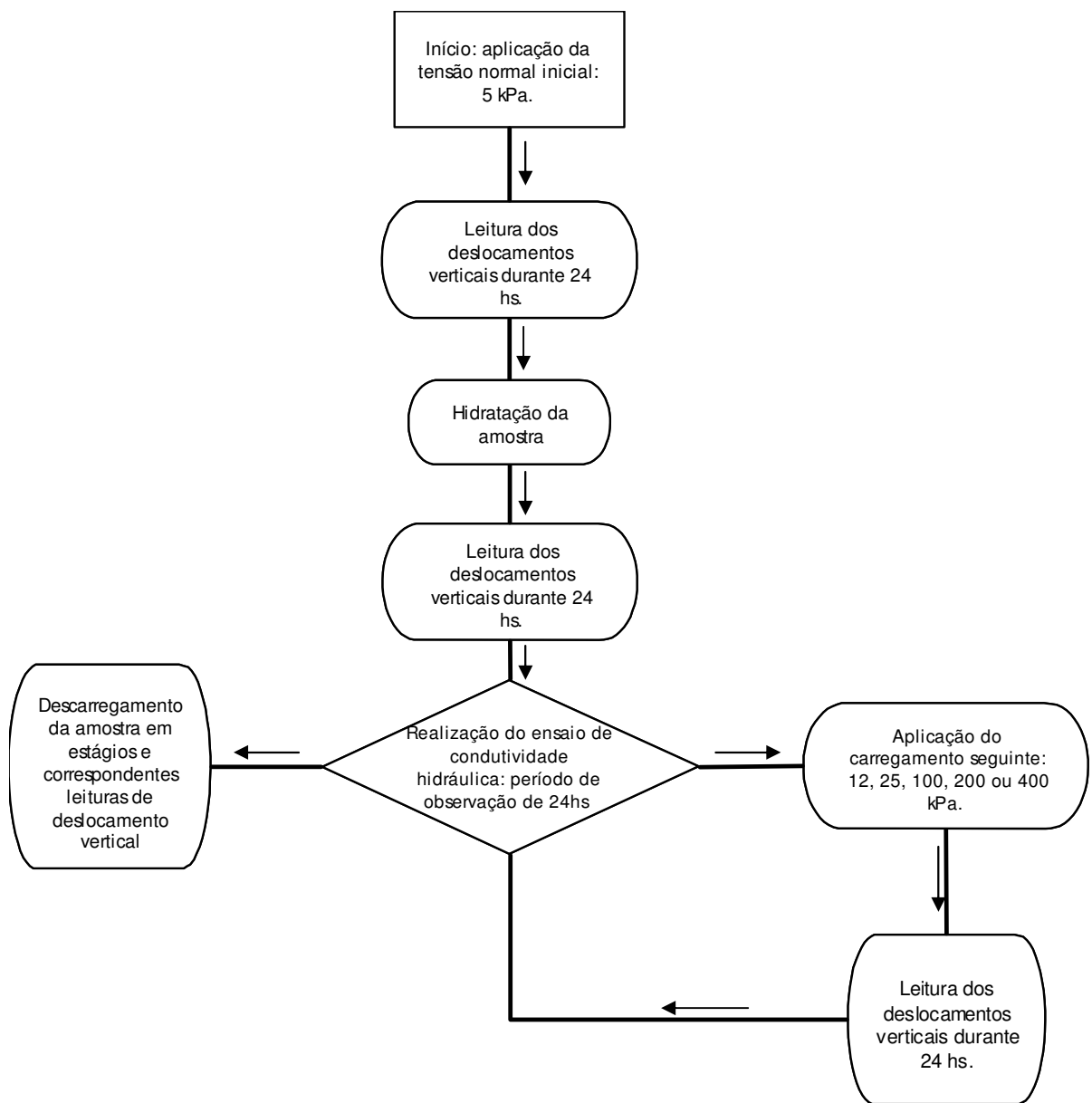
A célula utilizada permitiu a execução de ensaios de condutividade hidráulica sob carga variável. Os ensaios de condutividade hidráulica foram realizados por meio da percolação de um volume de água conhecido na amostra. A água foi introduzida em uma tubulação graduada com diâmetro interno de 4,23 mm, que permitiu o fluxo ascendente na amostra, como também as leituras da variação da carga hidráulica em função do tempo. Desse modo,

ocorria a obtenção da condutividade hidráulica ao final de cada carregamento durante o período de 24 hs, tempo esse suficiente para a estabilização das leituras. Ao final do ensaio executava-se o descarregamento em estágios da amostra e correspondentes leituras dos deslocamentos verticais. A Figura 4.7 apresenta os resultados de um dos ensaios de condutividade hidráulica, em termos de variação de carga hidráulica versus tempo. A Figura 4.8 esquematiza os passos empregados para a obtenção da condutividade hidráulica em cada ensaio.



**Figura 4.7** – Carga hidráulica versus tempo em ensaios de condutividade hidráulica com a mistura ARE-10%.





**Figura 4.8** – Esquemática dos ensaios de adensamento.

### 4.3 – ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

A célula de cisalhamento direto utilizada nos ensaios tem 2,54 cm de altura e 36 cm<sup>2</sup> de área interna. Esses ensaios foram utilizados para duas situações descritas a seguir:

- **Para avaliação da resistência em materiais alternativos**

Foram avaliadas as resistências da areia ARE-B, argila ARG, borracha triturada BOR e bentonita BTN. Os outros materiais investigados consistiram nas misturas mencionadas anteriormente na Tabela 3.3.

Neste caso, foram executados ensaios secos e hidratados com tensões normais de 15, 30, 80 e 200 kPa em cada mistura. A moldagem das amostras no interior da célula foi realizada com cuidado, de modo a evitar a segregação de material. Depois, foi executada a compactação padronizada da amostra com uma placa rígida em duas camadas, com 5 golpes por camada e altura de queda mínima para evitar a movimentação de material para fora da célula. A energia de compactação por unidade de volume utilizada nas amostras foi de 1,19 kN.m/m<sup>3</sup>. Após a moldagem da amostra na célula e sua colocação no equipamento, iniciava-se o ensaio. Primeiramente, era aplicada a tensão normal desejada (15, 30, 80 ou 200 kPa), e depois era realizada a medida do recalque até sua estabilização. Em seguida, a amostra era hidratada com água destilada durante dois dias, antes do início do carregamento cisalhante. O tempo de execução do ensaio de cisalhamento direto em misturas com a bentonita, primeiramente foi estimado segundo a proposta de Head (1980), a qual estima a taxa de deslocamentos necessária para que o cisalhamento ocorra de forma drenada. Essa estimativa é realizada em função do coeficiente de adensamento do solo. Entretanto, esta abordagem indicou um período necessário de 7 dias para que o ensaio com a bentonita fosse executado em condições drenadas, o que se mostrou inviável diante do tempo disponível para a execução do programa experimental. É importante também observar que a proposta de Head (1980) foi desenvolvida para ensaios em solos. No caso de interfaces solo-geomembrana ou solo-GCL, sendo tais geossintéticos praticamente impermeáveis, a utilização daquela proposta estaria sujeita a críticas e, possivelmente, a velocidade para um cisalhamento drenado nesse caso devesse ser menor ainda. Na definição da velocidade do ensaio, também foi levado em consideração, que os carregamentos que normalmente instabilizam o sistema não são drenados. A instabilização do solo de cobertura ou da interface solo-geossintético pode ocorrer durante a execução da

camada de cobertura, ou posteriormente, devido à ocorrência de um período de chuva. Nessa última situação, a saturação do solo de cobertura aumentaria o seu peso e com isso a componente do peso ao longo da superfície do talude. Além disso, haveria também a influência da força de percolação paralela ao talude, aumentando os esforços instabilizantes nas interfaces. Comumente, a camada em contato com a geomembrana é granular (areia) para drenagem. Nesse caso, a sua saturação ocorreria rapidamente, bem como a ação das forças instabilizantes descritas anteriormente. Outro fator que pode ser considerado um fator limitador do tempo de ensaios e que também contribuiu na escolha das velocidades de cisalhamento, são os cronogramas freqüentemente apertados em muitas das obras, o que inviabilizam grandes períodos de execução de ensaios. Portanto, a partir dessas considerações, foi estabelecida a velocidade de cisalhamento de 0,30 mm/h em todas as amostras ensaiadas, independente de sua condição de hidratação (com ou sem hidratação).

- **Para avaliação da resistência interna do GCL-A e GCL-B**

Estes ensaios foram semelhantes aos anteriores em termos de nível de tensão normal aplicada e velocidade de carregamento, entretanto, diferiu no período em que as amostras foram submetidas à hidratação. Também foi necessária a adaptação da célula de cisalhamento direto por meio da inserção de blocos de madeira, os quais formaram os planos que permitiram a colagem das amostras e possibilitaram o cisalhamento interno dos GCL's. Nestes ensaios, inicialmente foram preparadas amostras de GCL, com as medidas 62 x 62 mm por meio de um molde e um estilete de aço inox. O processo foi desenvolvido com o cuidado de serem evitadas perdas significativas de bentonita componente do GCL pelas laterais da amostra. Após a preparação da amostra, os blocos de madeira eram devidamente encaixados na parte inferior e superior da célula de cisalhamento direto (conforme mostrado no Capítulo 3). A partir desse procedimento, com a amostra dentro do molde, transportava-se a amostra e colava-se a face inferior da amostra de GCL na metade inferior da célula de cisalhamento, sobre a superfície do bloco de madeira inferior. Depois, a parte superior da célula de cisalhamento era montada e então se colava a face superior do GCL na superfície do bloco de madeira superior. Os ensaios foram realizados segundo as velocidades empregadas na modalidade descrita anteriormente, ou seja, 18 mm/h (GCL's secos) e 1,83 mm/h (GCL's hidratados). Nos ensaios com os GCL's hidratados, primeiramente aplicava-se a tensão normal desejada (15, 30, 80 ou 200 kPa), em seguida fazia-se a leitura dos recalques até sua estabilização, depois hidratava-se a amostra por imersão, e só então, efetuava-se o

cisalhamento. Na estimativa do tempo de hidratação O tempo de hidratação das amostras de geocomposto foi definido levando-se em consideração a pequena espessura da amostra, a facilidade de hidratação promovida pela presença de geotêxteis nos GCL's e os resultados de ensaios de variação de umidade da bentonita componente dos GCL's em função do tempo de imersão em água destilada, conforme apresentado na Figura 4.3.

### **5 – ANÁLISES DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS COM GEOGRELHAS**

#### **5.1 – INTRODUÇÃO**

O presente capítulo mostra os resultados referentes aos ensaios de plano inclinado com a utilização de geogrelhas imersas no solo de cobertura. O presente capítulo apresenta uma continuação dos estudos realizados por Viana (2003), dessa forma, as análises dos resultados foram executadas de forma similar à análise feita naquela pesquisa. As configurações de interface, materiais e metodologias aplicadas a este tipo de ensaio foram mencionadas nos Capítulos 3 e 4.

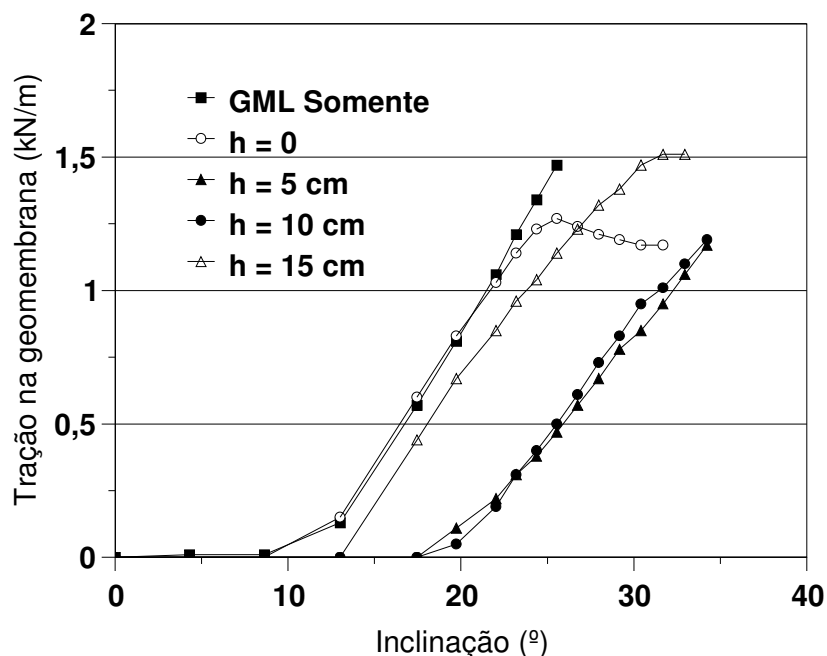
#### **5.2 – DISCUSSÃO**

##### **5.2.1 – ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA ELEVAÇÃO DA GEOGRELHA**

No caso do estudo da estabilidade de solos de cobertura em taludes revestidos com geossintéticos, a variação do nível de deslocamentos e das cargas mobilizadas constituem importantes parâmetros na avaliação dos mecanismos de interação. Nos ensaios de plano inclinado esses parâmetros variam conforme o incremento da inclinação da rampa com a horizontal até o deslizamento do solo. No presente trabalho pôde ser observado que o nível de deslocamentos e as cargas de tração mobilizadas também variaram com a elevação da geogrelha no interior do solo de cobertura.

As Figuras 5.1 e 5.2 mostram a variação das cargas de tração mobilizadas na geomembrana GML em função da inclinação da rampa e dos diferentes valores de elevação da geogrelha GG-A e GG-H, as quais são consideradas geogrelhas de referência (sem modificações nas suas características originais). Nessas figuras os resultados dos ensaios realizados somente

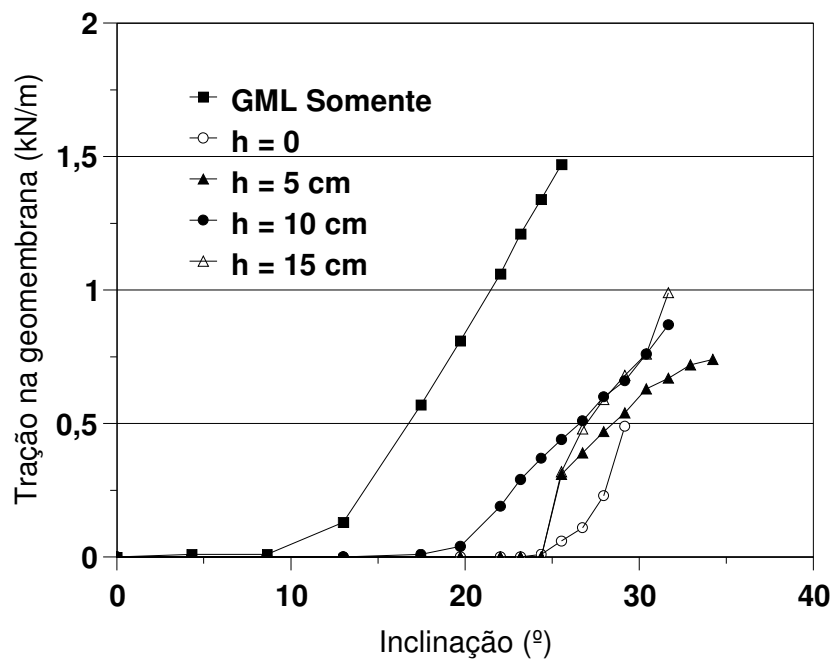
com a geomembrana GML são apresentados para comparação. Pode-se verificar em ambos os casos que a presença da geogrelha promoveu uma considerável redução nas cargas de tração mobilizadas na geomembrana. Marcantes reduções de 33 a 66 % puderam ser observadas nas cargas de tração mobilizadas na geomembrana com a utilização da geogrelha GG-H (ver Figura 5.2) como reforço no solo. É importante observar as diferenças de eficiência obtidas pelas duas geogrelhas utilizadas. A geogrelha GG-H promoveu reduções consideráveis nas cargas de tração mobilizadas para elevações iguais a 0 e 15 cm em relação aos resultados obtidos com a geogrelha GG-A, nas mesmas elevações. Neste caso, é importante considerar que as maiores inclinações de rampa na ruptura foram obtidas a partir da utilização da geogrelha GG-A, o que favoreceu maiores mobilizações de cargas de tração na geomembrana GML nos ensaios com esta geogrelha. As diferentes geometrias das geogrelhas utilizadas nos ensaios também podem ter influenciado os complexos e diferentes estados de tensões desenvolvidos. Entretanto, de modo geral, as reduções obtidas como benefício adicional promovido pela presença das geogrelhas são importantes para se evitar danos ao sistema de revestimento, principalmente no caso de grandes taludes, onde as resistências à tração máximas de geomembranas e GCL's podem ser atingidas com relativa facilidade, no caso da ocorrência de movimentações significativas.



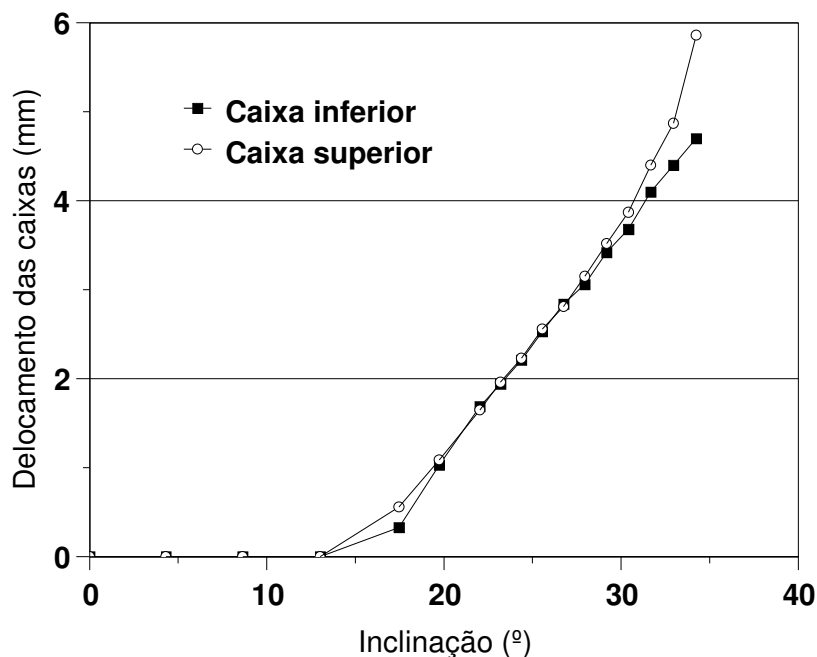
**Figura 5.1** – Carga de tração na geomembrana GML versus inclinação da rampa e posição da geogrelha GG-A.

A mobilização de cargas e deformabilidade ocorridas durante o ensaio foi resultado da ocorrência de complexos mecanismos de interação envolvendo o solo, geogrelha e geomembrana. A Figura 5.3 mostra os deslocamentos ocorridos nas caixas inferior e superior durante a execução de um dos ensaios com a geogrelha posicionada a 10 cm da base. Pode-se afirmar que nos estágios iniciais do ensaio, a geogrelha é submetida ao arrancamento por parte do solo de cobertura, já que tanto a caixa inferior quanto a superior mantêm os mesmos níveis de deslocamentos. Entretanto, na medida em que o ensaio prossegue e o processo de deslizamento do solo contido na caixa superior sobre a superfície da geogrelha é iniciado, o mecanismo de atrito (cisalhamento direto) passa a influenciar a interface solo da caixa superior/geogrelha. Esse comportamento misto (com ocorrência simultânea dos mecanismos de arrancamento e cisalhamento) foi comum em todos os ensaios com geogrelhas. A Figura 5.4 ilustra esquematicamente os mecanismos de sollicitação da geogrelha.

Os deslocamentos da caixa superior foram sempre iguais ou superiores aos observados na caixa inferior. Por este motivo, foi decidido que a análise da deformabilidade seria baseada apenas nos deslocamentos da caixa superior.



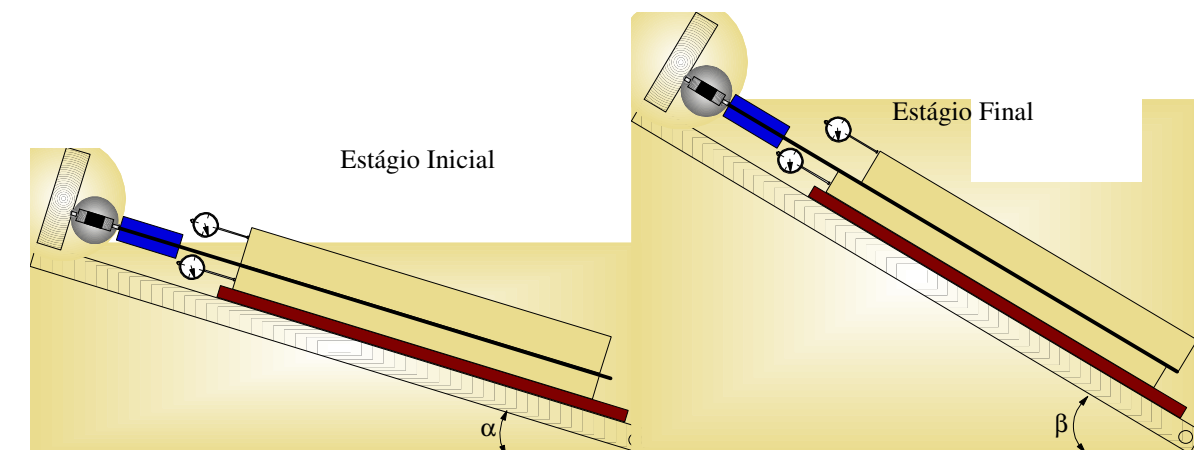
**Figura 5.2** – Carga de tração na geomembrana GML versus inclinação da rampa e posição da geogrelha GG-H.



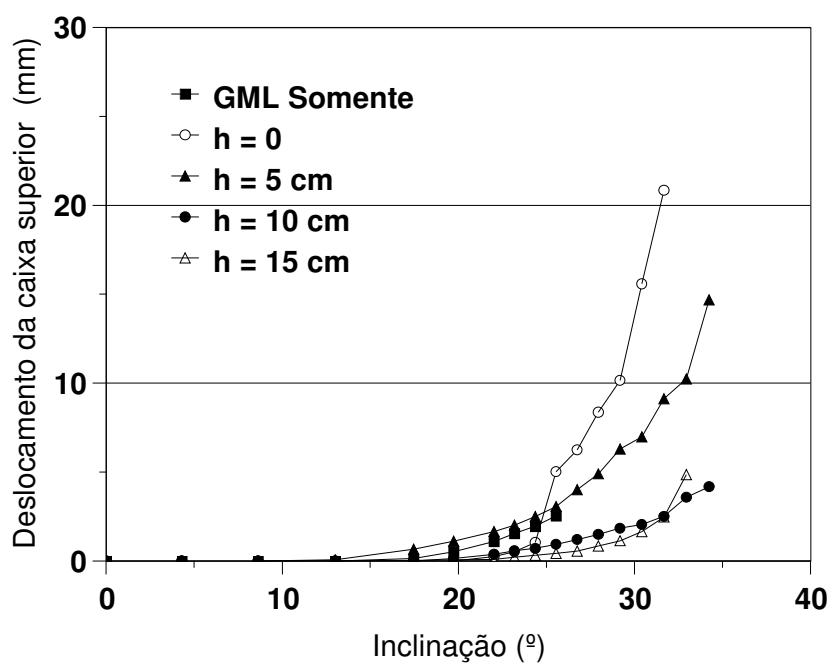
**Figura 5.3** – Deslocamento das caixas superior e inferior versus inclinação da rampa em ensaios com GG-H, GNT e GML ( $h = 10$  cm).

Na análise da influência da presença da geogrelha na deformabilidade do sistema, pôde-se perceber que, para inclinações da rampa até  $25^\circ$  (inclinação na ruptura para o caso sem geogrelha), a presença das geogrelhas GG-A ou GG-H reduziu ou manteve o mesmo nível de deformabilidade no sistema, dependendo da posição da geogrelha (ver Figuras 5.5 e 5.6). Para inclinações superiores a  $25^\circ$  o nível de deslocamentos obtido com a utilização das duas geogrelhas aumentou em relação ao caso sem geogrelha, entretanto foram obtidos ganhos compensadores no ângulo de inclinação da rampa na ruptura em relação ao caso sem geogrelha. Para o ensaio realizado somente com geomembrana, a ruptura da interface solo-geomembrana ocorreu na inclinação de  $25^\circ$ . Entretanto, ao se utilizar a geogrelha GG-A, os valores de inclinação da rampa na ruptura variaram entre  $31^\circ$  e  $34^\circ$ , dependendo da elevação da grelha. Esses valores representam aumentos na inclinação da rampa na ruptura entre 24% e 36% em relação à situação sem geogrelha. No caso em que foi utilizada a geogrelha GG-H, os valores de inclinação da rampa na ruptura se situaram entre  $29^\circ$  e  $34^\circ$ . Tais valores representam aumentos na inclinação da rampa na ruptura entre 16% e 36% em relação à situação sem geogrelha. Esses resultados são bastante positivos em relação ao acréscimo nos fatores de segurança dos taludes, como será visto posteriormente.

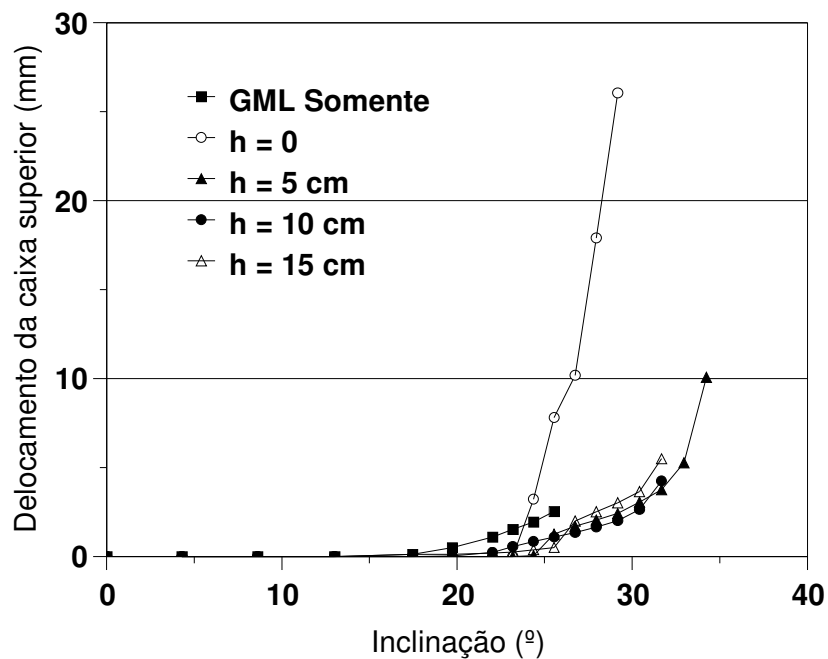




**Figura 5.4** – Mecanismos observados nos ensaios com geogrelha.

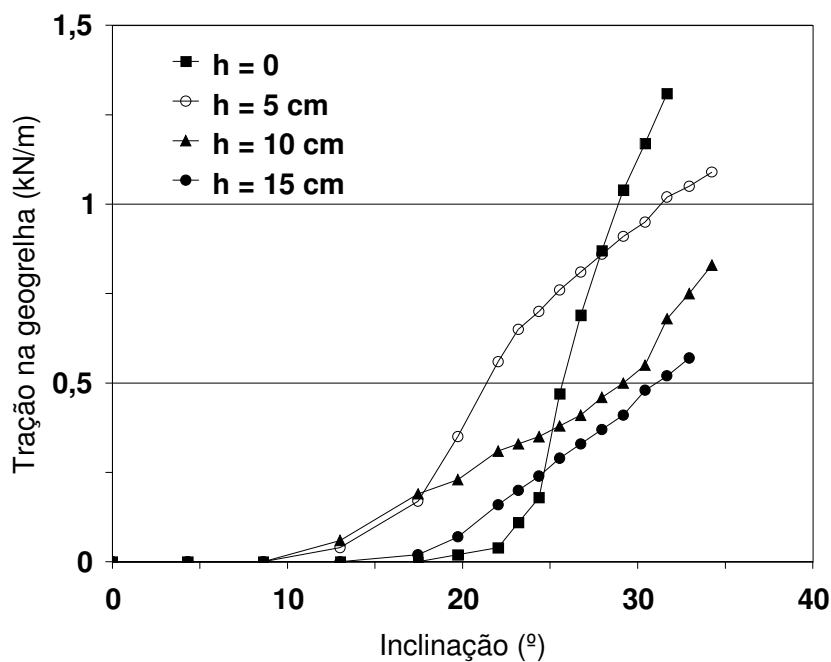


**Figura 5.5** – Deslocamento da caixa superior versus inclinação da rampa e posição da geogrelha GG-A.

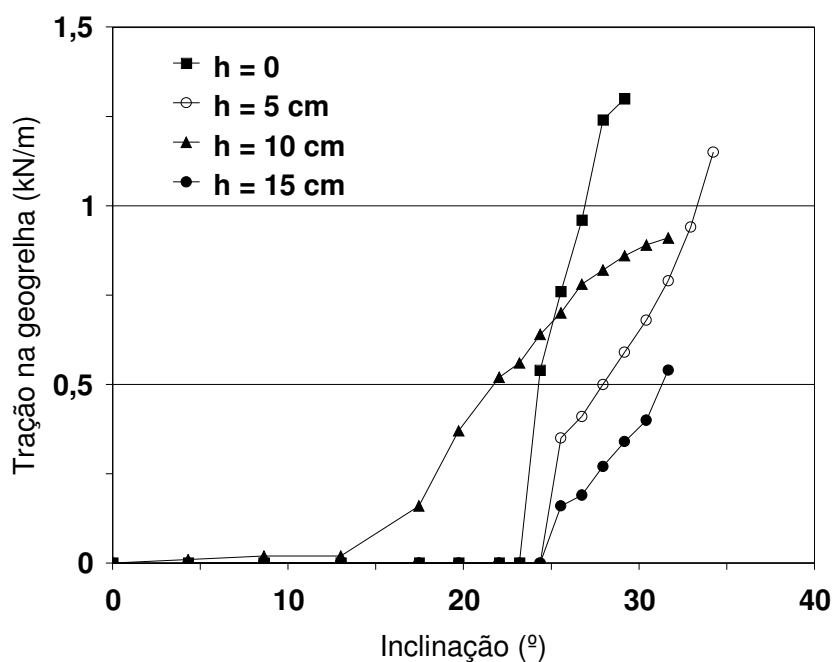


**Figura 5.6** – Deslocamento da caixa superior versus inclinação da rampa e posição da geogrelha GG-H.

As cargas de tração mobilizadas nas geogrelhas GG-A e GG-H em função da posição da geogrelha são apresentadas nas Figuras 5.7 e 5.8, respectivamente. Tais figuras evidenciam que as maiores mobilizações de carga nas geogrelhas ocorreram quando estas estavam sobre ou mais próximas à geomembrana. Na medida em que a elevação das geogrelhas foi aumentada, a tendência de redução nas solicitações nas geogrelhas foi observada.



**Figura 5.7** – Carga de tração mobilizada na geogrelha GG-A versus inclinação da rampa.



**Figura 5.8** – Carga de tração mobilizada na geogrelha GG-H versus inclinação da rampa.

As geogrelhas GG-A e GG-H possuem diferentes características geométricas. A abertura da geogrelha GG-A corresponde a 20mm x 20mm, enquanto que a geogrelha GG-H possui abertura de 40mm x 200mm. A percentagem de área aberta na grelha GG-A corresponde a 70%, enquanto na grelha GG-H, essa percentagem é igual a 40%.

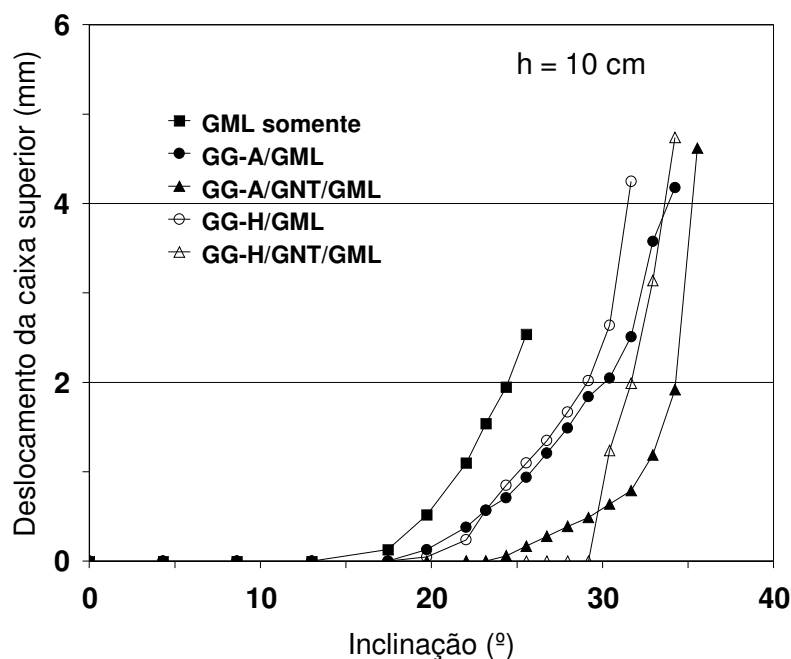
Nos ensaios com ambas as geogrelhas, um marcante incremento na inclinação da rampa na ruptura foi observado. Além disso, para os valores de elevação de geogrelha investigados, a geogrelha GG-A apresentou melhor eficiência que a GG-H no incremento da inclinação da rampa na ruptura. Na ruptura, como mostrado anteriormente na Figura 5.4, apesar da complexidade dos mecanismos de interação envolvidos, pôde-se notar que o mecanismo de atrito é o que prevalece, a partir do deslizamento do solo sobre a superfície da geogrelha. Esse fato favoreceu a geogrelha GG-A na promoção de um maior ângulo de inclinação da rampa na ruptura, pois esta possui uma percentagem de área aberta superior à observada para a geogrelha GG-H.

A geogrelha GG-H foi mais eficiente que a geogrelha GG-A na redução das cargas de tração mobilizadas na geomembrana, imediatamente antes da ocorrência da ruptura no sistema. Esse fato pode estar associado à maior rigidez à tração e às características geométricas da

geogrelha GG-H, que podem ter influenciado a transferências de tensões cisalhantes para a geomembrana.

No presente trabalho também se investigou a influência da presença de uma camada do geotêxtil GNT sobre a geomembrana. No campo, o uso desta camada é útil na proteção da geomembrana contra danos mecânicos.

A presença do geotêxtil GNT influenciou positivamente os mecanismos de interação desenvolvidos entre os materiais envolvidos no ensaio. As Figuras 5.9 e 5.10 apresentam a variação das cargas de tração mobilizadas na geomembrana e os deslocamentos ocorridos na caixa superior, em ensaios com a elevação das geogrelhas GG-A e GG-H igual a 10 cm. Nessas figuras são mostrados os resultados dos ensaios com a presença do geotêxtil GNT sobre a geomembrana associada a uma das grelhas (GG-A ou GG-H) posicionada a 10 cm da base. O resultado do ensaio realizado somente com a geomembrana GML também é apresentado para comparação. A presença do geotêxtil GNT promoveu reduções consideráveis na deformabilidade do sistema (Figura 5.9) associadas a inclinações de rampa na ruptura até 39% superiores aos resultados obtidos no ensaio com geomembrana somente. As cargas mobilizadas na geomembrana GML também foram significativamente reduzidas com a presença do geotêxtil GNT.



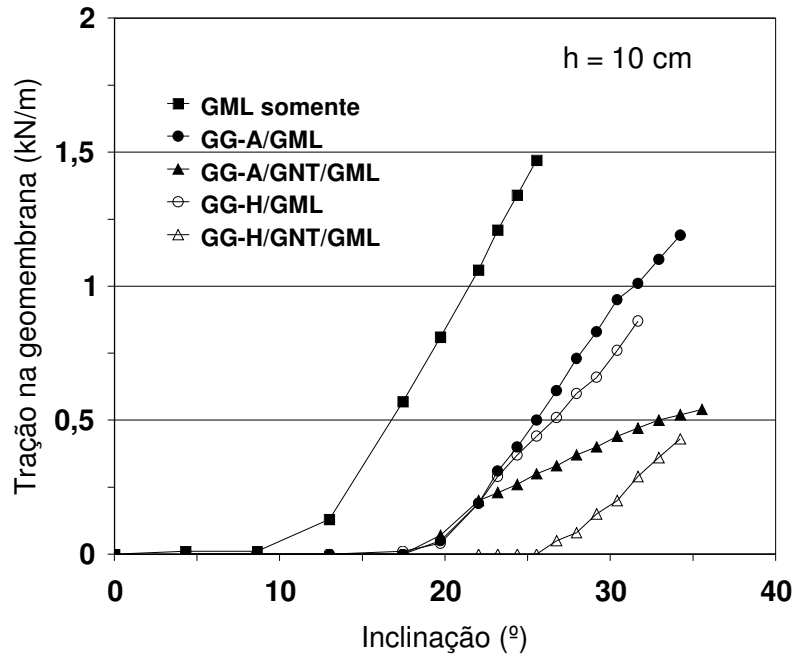
**Figura 5.9** – Deslocamentos da caixa superior versus inclinação da rampa (para h = 10 cm).

A Figura 5.10 mostra que reduções de até 69% nas cargas de tração mobilizadas na geomembrana GML puderam ser obtidas, dependendo da geogrelha utilizada, de sua elevação e da presença ou não da camada de geotêxtil sobre a geomembrana.

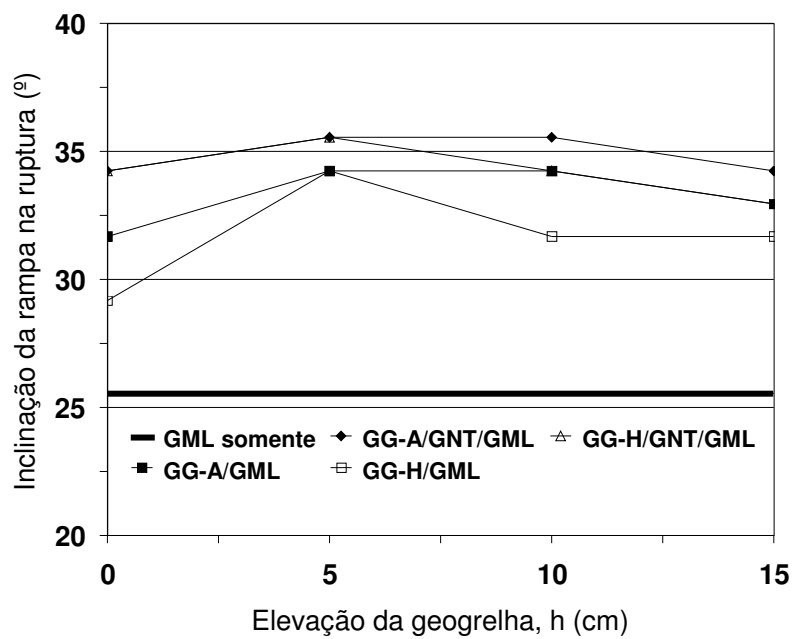
Incrementos no ângulo de inclinação da rampa na ruptura também foram obtidos com a utilização associada da camada de geotêxtil (Figura 5.11) e a presença das geogrelhas GG-A e GG-H. Os resultados mostraram que a inclinação da rampa na ruptura aumenta de 3,7 a 10° em relação à situação em que se utilizou a geomembrana GML somente, dependendo da geogrelha utilizada, de sua posição e da presença ou não do geotêxtil GNT sobre a geomembrana. De forma específica, a presença do geotêxtil GNT associado ao uso das geogrelhas, além da proteção adicional à geomembrana, pode promover aumentos na inclinação da rampa na ruptura de 1,4 a 5,5° em relação aos obtidos nos ensaios com geogrelha e geomembrana somente. Para as demais elevações da geogrelha foram obtidos resultados semelhantes. Entretanto, as elevações mais eficientes na redução das cargas mobilizadas na geomembrana e no aumento do ângulo de inclinação da rampa na ruptura foram as de 5 e 10 cm.

A Figura 5.12 mostra a influência da posição da geogrelha e da presença do geotêxtil sobre a geomembrana nos valores de carga de tração mobilizados na geomembrana na ruptura. A redução máxima de cargas de tração na geomembrana (no momento do deslizamento da caixa superior) foi obtida por meio do uso da geogrelha GG-H no interior do solo de cobertura. Com o uso da geogrelha GG-H foi obtida uma redução máxima de 67% (para  $h = 0$ ). Entretanto, quando utilizada a geogrelha GG-A, foi obtida uma redução máxima de 20% nas cargas de tração mobilizadas na geomembrana.

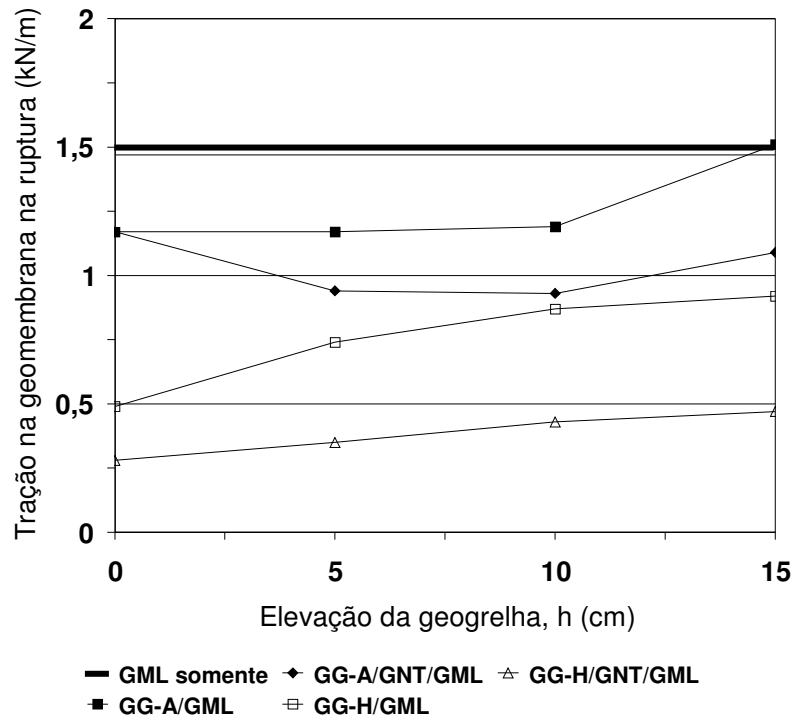
Reduções de 82% na carga de tração na geomembrana foram obtidas com o uso da geogrelha GG-H e da camada de geotêxtil sobre a geomembrana GML, com uma melhor eficiência para a elevação da geogrelha igual a 0 cm. Entretanto, quando utilizada a geogrelha GG-A juntamente com a camada de geotêxtil sobre a geomembrana, foi obtida uma redução máxima de 45% nas cargas de tração mobilizadas na geomembrana, com uma melhor eficiência para a elevação da geogrelha igual a 10 cm. Estes resultados sugerem que o uso combinado de geotêxtil e geogrelha, além de proteger a geomembrana contra danos mecânicos, pode promover reduções significativas nas cargas mobilizadas na geomembrana e nas deformações do sistema.



**Figura 5.10** – Carga de tração mobilizada na geomembrana versus inclinação da rampa (para  $h = 10$  cm).

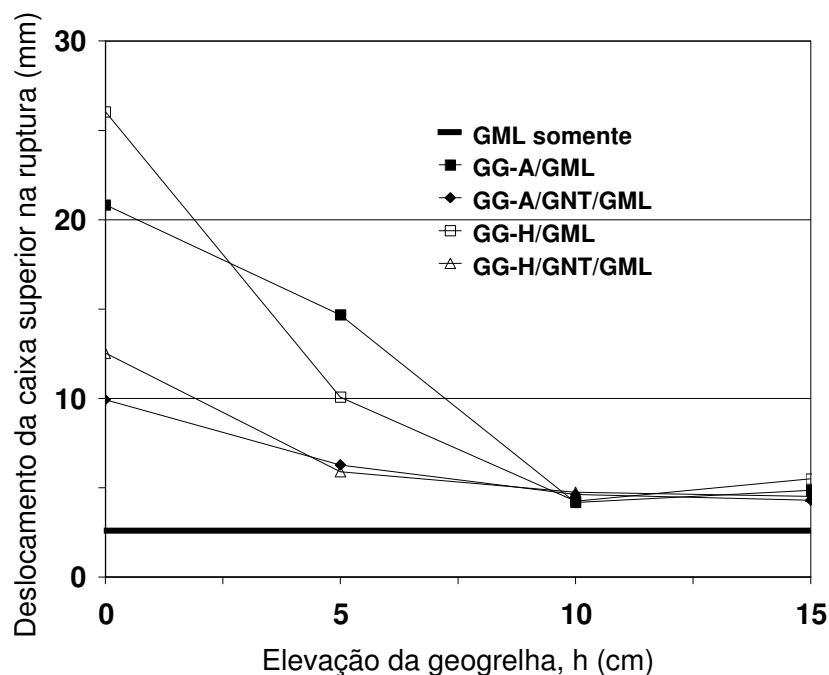


**Figura 5.11** – Inclinação da rampa na ruptura versus elevação da geogrelha.



**Figura 5.12** – Carga de tração mobilizada na geomembrana na ruptura versus elevação da geogrelha.

A Figura 5.13 apresenta os deslocamentos obtidos no momento imediatamente anterior à ruptura em função da elevação das geogrelhas e da presença ou não do geotêxtil GNT sobre a geomembrana. Para elevações de geogrelha iguais ou superiores a 10 cm, os deslocamentos da caixa superior na ruptura nos ensaios com geogrelha (e também com geogrelha e geotêxtil) foram próximos dos observados nos ensaios com a geomembrana GML somente, entretanto, com ângulos de inclinação de rampa na ruptura muito superiores ao obtido no ensaio com a geomembrana somente (conforme observado na Figura 5.11). Para elevações de geogrelha inferiores a 10 cm, o uso da camada de geotêxtil sobre a geomembrana reduziu significativamente os deslocamentos da caixa superior na ruptura em relação aos casos em que se utilizou apenas a geogrelha. Também para essas elevações de geogrelha (inferiores a 10 cm), foram constatados deslocamentos bastante superiores aos obtidos no ensaio com geomembrana somente, entretanto, com também ângulos de inclinação de rampa na ruptura muito superiores ao obtido no ensaio com a geomembrana somente (ver Figura 5.11).



**Figura 5.13** – Deslocamento da caixa superior na ruptura versus elevação da geogrelha.

Sabendo-se que espessura total da camada de solo utilizada nos ensaios foi de 20 cm, pode-se afirmar, com base nos resultados obtidos, que a elevação ótima da geogrelha se situa em torno de 1/4 a 1/2 da espessura do solo de cobertura. Para esses valores, ocorreram reduções significativas na deformabilidade do sistema e nas cargas mobilizadas na geomembrana, além importantes incrementos no ângulo de inclinação da rampa na ruptura.

Na prática, o benefício promovido pela presença das geogrelhas e do geotêxtil GNT no sistema de revestimento do talude pode ser avaliado em termos de ganho no volume de armazenamento de uma área de disposição de resíduos. Considerando a Figura 5.14, pode-se obter matematicamente a relação entre a variação de volume de estocagem e o volume de estocagem inicial de uma área de disposição de resíduos em função do aumento de inclinação de taludes promovido pelo uso de geogrelhas e geotêxteis (Equação 5.1).

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\left(1 - \frac{X}{\tan \alpha_1}\right)}{\left(1 - \frac{X}{\tan \alpha_0}\right)} - 1 \quad (5.1)$$

Onde:



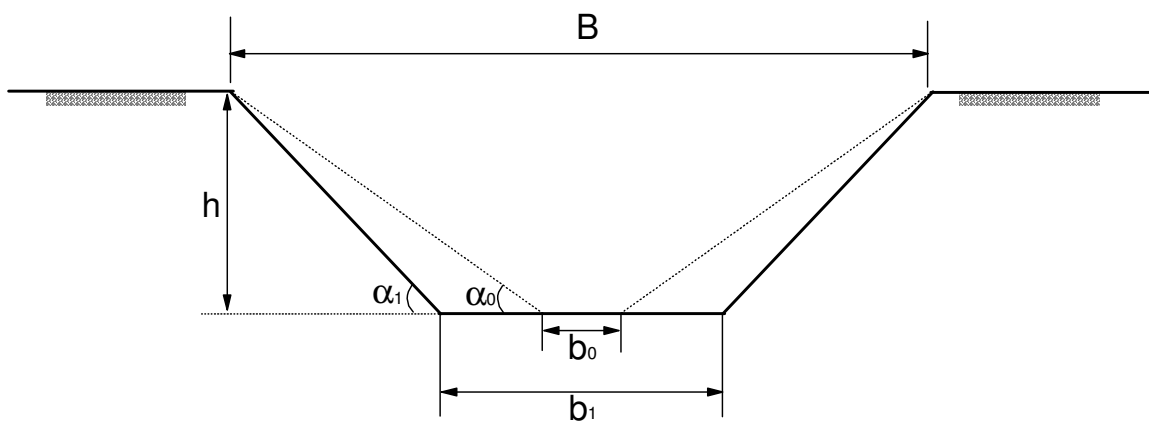
$\Delta V$  = variação de volume por metro de talude ocorrida na área de disposição de resíduos devido ao aumento de inclinação dos taludes;

$V_0$  = volume inicial por metro de talude da área de disposição de resíduos (antes do aumento de inclinação dos taludes);

$X$  = relação  $h/B$  dos taludes da área de disposição de resíduos (ver Figura 5.14);

$\alpha_1$  = ângulo de inclinação final do talude, após o aumento de inclinação devido à presença das geogrelhas ou geogrelhas e geotêxtil;

$\alpha_0$  = ângulo de inclinação inicial do talude (considerando apenas a presença da geomembrana nos taludes).

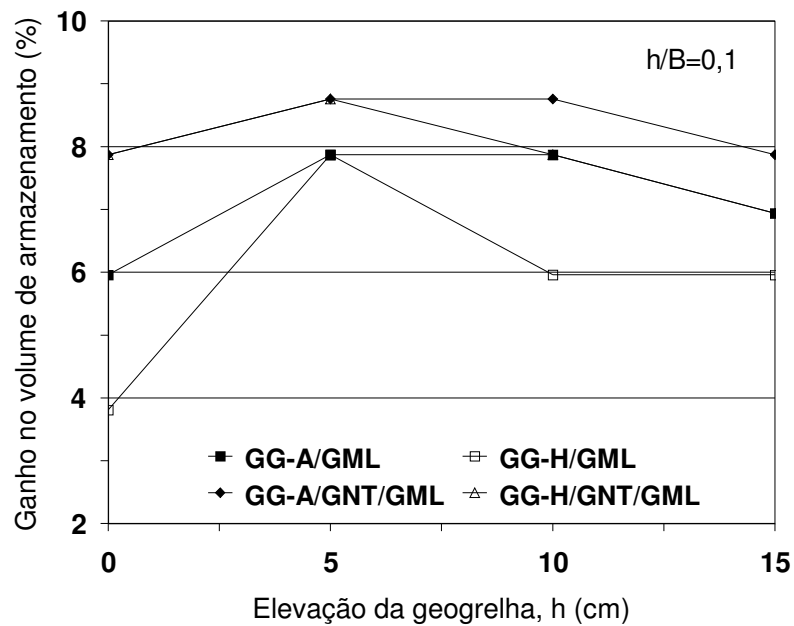


**Figura 5.14** - Variação da geometria dos taludes de uma área de disposição de resíduos devido à presença de reforço (Viana, 2003).

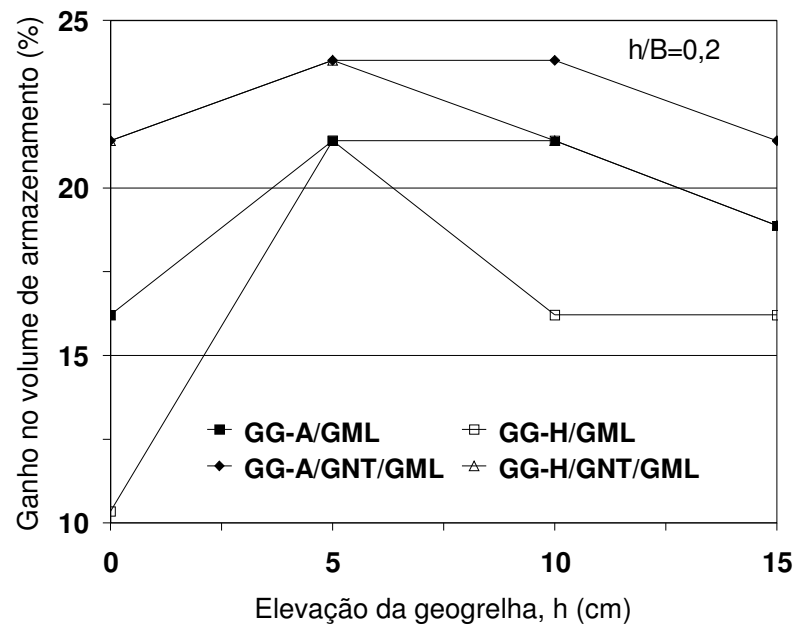
A partir dos resultados mostrados nas Figuras 5.15 a 5.17, pode-se avaliar o benefício em termos de ganho de volume de armazenamento em função das tangentes dos ângulos de inclinação obtidos por meio da inclusão das geogrelhas GG-A e GG-H, da presença da camada de GNT sobre a geomembrana e da relação geométrica  $h/B$  (Equação 5.1). Vale ressaltar que os valores de  $\alpha_0$  e  $\alpha_1$  foram obtidos nos ensaios de plano inclinado e correspondem ao ângulo de inclinação da rampa na ruptura para os casos com geomembrana somente, com inclusão das geogrelhas e da presença ou não da camada de GNT sobre a geomembrana.

Nota-se a partir das Figuras 5.15 a 5.17 que, dependendo da relação  $h/B$  dos taludes, da elevação e do tipo de grelha utilizado, além das várias associações possíveis entre

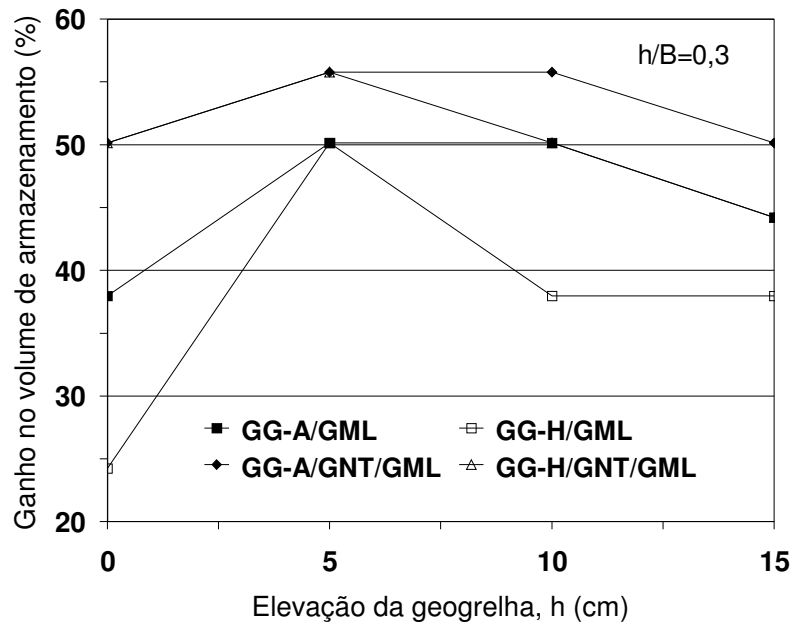
geogrelha/geotêxtil/geomembrana, pode-se obter ganhos superiores a 55% no volume de armazenamento de uma área de disposição de resíduos.



**Figura 5.15** – Ganho no volume de armazenamento versus elevação da geogrelha para  $h/B = 0,10$ .



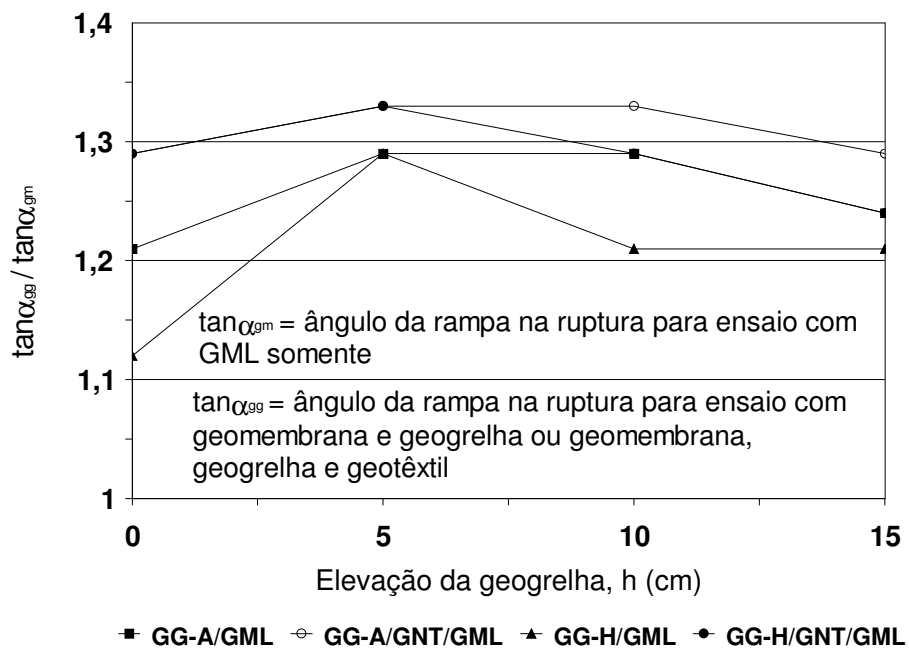
**Figura 5.16** – Ganho no volume de armazenamento versus elevação da geogrelha para  $h/B = 0,20$ .



**Figura 5.17** – Ganho no volume de armazenamento versus elevação da geogrelha para  $h/B = 0,30$ .

Os resultados apresentados até aqui têm mostrado os efeitos benéficos do uso da geogrelha ou geotêxtil no solo de cobertura em termos de redução de deformabilidade do sistema e das cargas de tração mobilizadas na geomembrana. A presença destas camadas também pôde aumentar consideravelmente a inclinação da rampa na ruptura, como mostrado na Figura 5.18. Esta figura apresenta as variações da razão entre tangentes dos ângulos de inclinação da rampa na ruptura com a elevação da geogrelha, para ensaios com e sem geogrelha e com geogrelha e geotêxtil. Esta razão pode ser interpretada como um incremento no fator de segurança do talude ou como a margem de segurança devido à presença da geogrelha e do geotêxtil no revestimento.

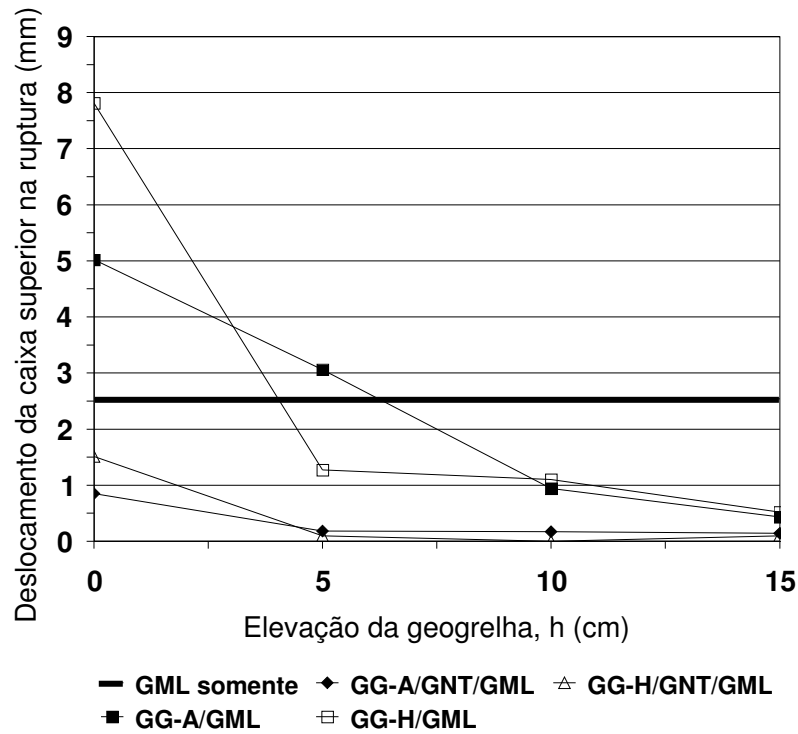
Os aumentos na margem de segurança do sistema no caso em que se usou geogrelha variaram entre 12 e 29%, dependendo da posição de elevação das geogrelhas GG-A e GG-H, com valores maiores para as posições 5 e 10 cm. Quando a camada do geotêxtil GNT também foi usada sobre a geomembrana GML, a margem de segurança variou entre 25 e 33%. Portanto, o uso das geogrelhas e do geotêxtil neste tipo de aplicação pode aumentar significativamente a segurança de taludes ou permitir a construção de taludes consideravelmente mais íngremes, com margens satisfatórias de segurança.



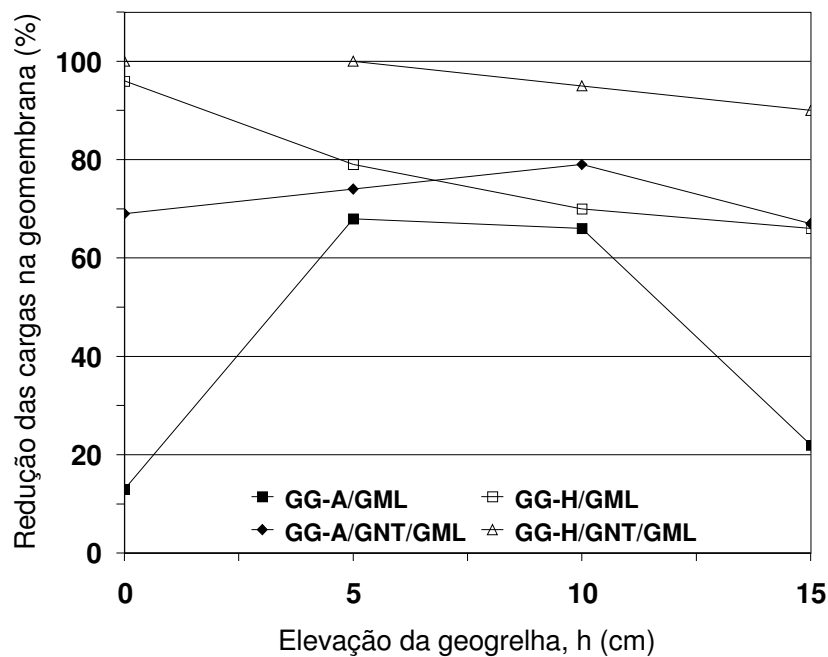
**Figura 5.18** – Incremento do ângulo de inclinação da rampa na ruptura versus elevação da geogrelha.

Na Figura 5.19 são apresentados os deslocamentos da caixa superior, resultantes de ensaios com geogrelhas ou com geogrelhas e geotêxtil sobre a geomembrana, para a inclinação da rampa igual ao máximo valor observado no ensaio realizado com geomembrana somente. Os resultados mostram que na inclinação da rampa para a qual o sistema que utiliza somente geomembrana sofre a ruptura ( $\alpha = 25,6^\circ$ ), os deslocamentos podem ser significativamente reduzidos com o uso das geogrelhas (para  $h \geq 0,05$  m) e mais ainda com o uso das geogrelha associadas ao geotêxtil, promovendo uma menor deformabilidade no solo de cobertura.

A Figura 5.20 mostra a redução percentual das cargas de tração mobilizadas na geomembrana devido à presença das geogrelhas GG-A e GG-H ou das geogrelhas e o geotêxtil GNT no solo de cobertura para  $\alpha = 25,6^\circ$  (inclinação de ruptura do sistema com geomembrana somente). Para os ensaios sem o geotêxtil GNT, foram observadas reduções das cargas na geomembrana entre 13 e 96%, dependendo do tipo e posição da geogrelha. Nos ensaios com geotêxtil GNT, foram observadas importantes reduções de cargas mobilizadas na geomembrana, as quais variaram entre 66 e 100%. Como visto anteriormente, a geogrelha GG-H foi mais eficiente na redução das cargas de tração verificadas.



**Figura 5.19** – Deslocamento da caixa superior versus elevação da geogrelha para a inclinação da rampa igual a  $25,6^\circ$  (inclinação na ruptura para o caso em que se utilizou a geomembrana GML somente).



**Figura 5.20** – Redução das cargas mobilizadas na geomembrana na ruptura devido à presença das geogrelhas GG-A e GG-H e do geotêxtil GNT na inclinação de ruptura do ensaio com geomembrana somente ( $\alpha = 25,6^\circ$ ).

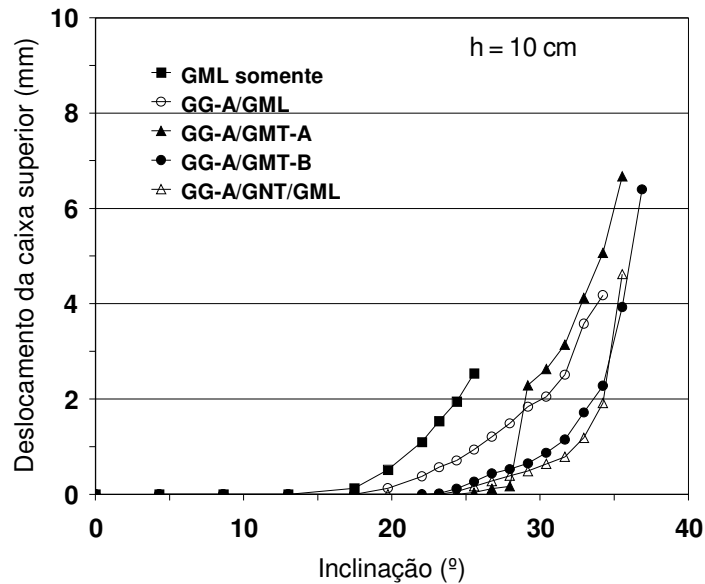
## 5.2.2 – INFLUÊNCIA DO TIPO DE GEOMEMBRANA

No presente trabalho, a influência do tipo de textura de geomembranas também foi investigada. Como visto anteriormente, os resultados obtidos sugerem que a altura de elevação da geogrelha mais eficiente na estabilidade do sistema se situa em torno de 1/4 a 1/2 da espessura da camada de solo de cobertura. Por este motivo, para a avaliação da influência dos tipos de textura de diversas geomembranas, foi considerada a elevação  $h = 10$  cm para camada de geogrelha. Nestes ensaios foram empregadas as geomembranas GML, GMT-A e GMT-B, as geogrelhas GG-A e GG-H, além do geotêxtil GNT sobre a geomembrana GML.

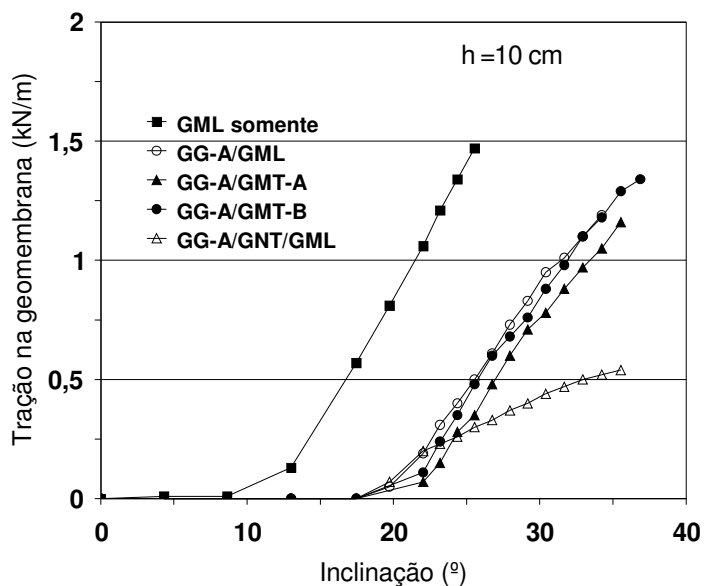
As Figuras 5.21 e 5.22 mostram, respectivamente, as cargas de tração mobilizadas na geomembrana e deslocamentos da caixa superior em função da inclinação da rampa para o caso em que se empregou a geogrelha GG-A. Pode-se notar que as geomembranas texturizadas GMT-A e GMT-B associadas a geogrelha GG-A promoveram acréscimos significativos no ângulo de inclinação da rampa na ruptura. Não houve diferenças significativas nas cargas de tração mobilizadas nas geomembranas GML, GMT-A e GMT-B quando utilizada a geogrelha GG-A no interior do solo de cobertura. Entretanto, quando utilizado o geotêxtil GNT sobre a geomembrana GML, foram observadas reduções de até 63% nas cargas de tração mobilizadas na geomembrana em relação às demais associações geogrelha-geomembrana.

As Figuras 5.23 e 5.24 mostram, respectivamente, as cargas de tração mobilizadas na geomembrana e deslocamentos da caixa superior em função da inclinação da rampa para o caso em que se utilizou a geogrelha GG-H. A utilização de geomembranas texturizadas associadas a geogrelha GG-H promoveu acréscimos na inclinação da rampa na ruptura, havendo também mudança brusca de comportamento para inclinações em torno de 26 graus no ensaio com a geomembrana GMT-A. Esses fatos se devem, provavelmente, a ocorrência de deslizamento da referida geomembrana em relação à base. O nível de deslocamentos foi semelhante em todos os casos, exceto quando utilizada a geomembrana GML somente e quando utilizada GG-H associada com GMT-A. O uso associado da geomembrana GMT-B com GG-H, promoveu maiores benefícios em termos de incremento do ângulo de inclinação da rampa na ruptura e redução de cargas na geomembrana. A presença do geotêxtil GNT sobre a geomembrana GML também promoveu o incremento do ângulo de inclinação da rampa na ruptura, com desempenho semelhante aos casos com associações geogrelhas-

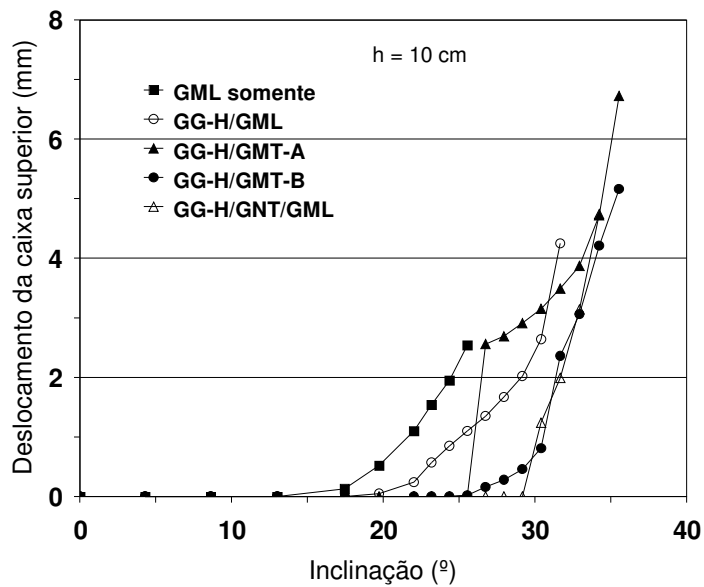
geomembranas texturizadas. Entretanto, a associação GG-H/GNT/GML apresentou desempenho superior em termos de redução de cargas de tração mobilizadas na geomembrana.



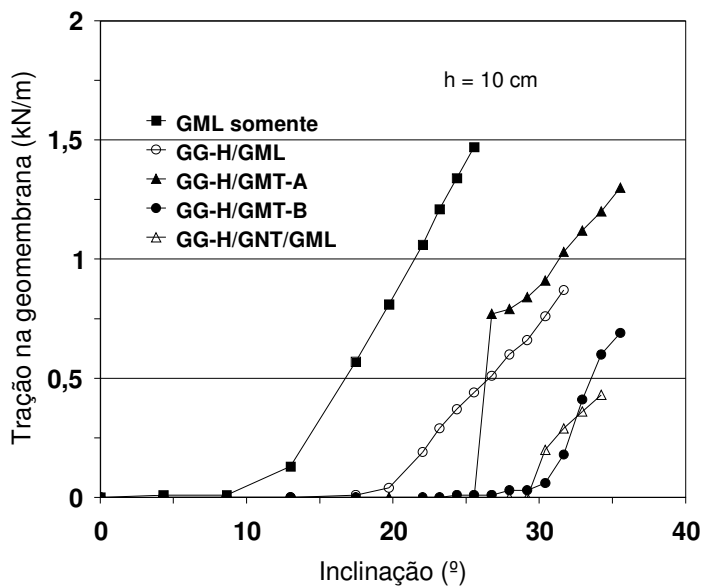
**Figura 5.21** – Deslocamento da caixa superior versus inclinação da rampa em ensaios com a geogrelha GG-A.



**Figura 5.22** – Carga de tração mobilizada na geomembrana versus inclinação da rampa em ensaios com a geogrelha GG-A.



**Figura 5.23** – Deslocamento da caixa superior versus inclinação da rampa em ensaios com a geogrelha GG-H.



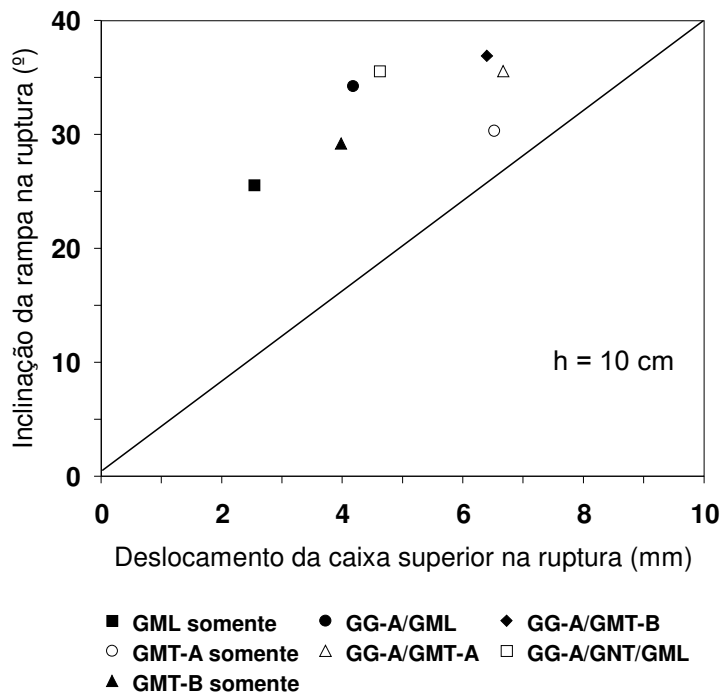
**Figura 5.24** – Carga de tração mobilizada na geomembrana versus inclinação da rampa em ensaios com a geogrelha GG-H.



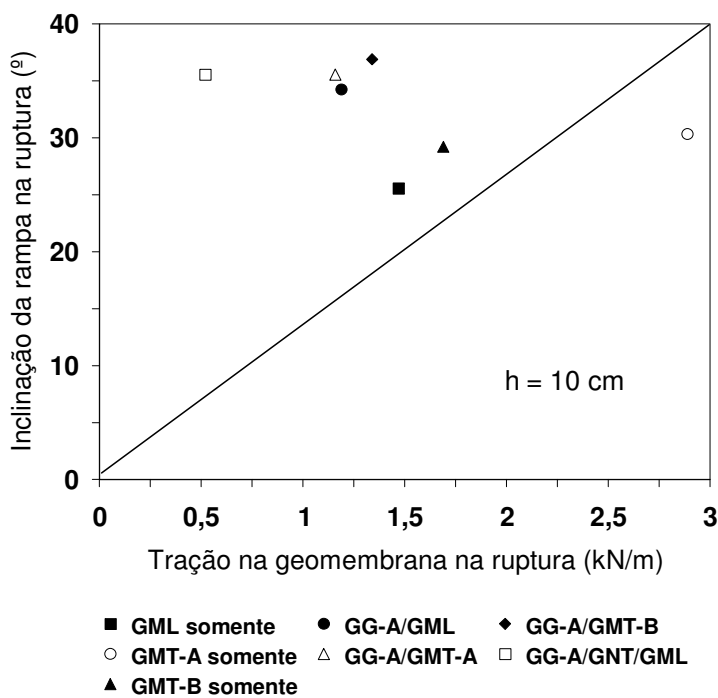
Nas Figuras 5.25 a 5.28 são apresentados, respectivamente, o ângulo de inclinação da rampa na ruptura e o correspondente deslocamento da caixa superior para cada configuração de ensaio. O mesmo também é mostrado em relação às cargas de tração mobilizadas na geomembrana ocorridas imediatamente antes da ruptura. A elevação da geogrelha foi mantida em 10 cm. Os resultados são mostrados em função do uso das geogrelhas GG-A ou GG-H e do emprego das geomembranas GML, GMT-A e GMT-B. Nessas figuras, cada ponto corresponde a uma configuração ensaiada. Quanto mais elevada e próxima ao eixo y é a posição do ponto, mais eficiente é a configuração ensaiada no incremento do ângulo de inclinação da rampa na ruptura associado a um menor deslocamento na ruptura (comportamento mais rígido da interface) ou menor carga mobilizada na geomembrana, dependendo do gráfico considerado.

Pode ser visto a partir das Figuras 5.25 e 5.26 que nos ensaios realizados com geomembrana somente, a que forneceu maiores ângulos de inclinação da rampa na ruptura foi a geomembrana GMT-A, entretanto, tal geomembrana mobilizou maiores cargas de tração e favoreceu a ocorrência de maiores deslocamentos. A presença da geogrelha GG-A associada às geomembranas GML, GMT-A e GMT-B favoreceu um desempenho superior em relação aos casos em que foram utilizadas somente geomembranas.

O incremento no ângulo de inclinação da rampa na ruptura obtido nos ensaios com geomembranas texturizadas variou somente entre 3,6 e 4,7° em relação ao ensaio de referência (com GML somente). Entretanto, a associação geogrelha/geomembrana promoveu aumentos no ângulo de inclinação da rampa na ruptura de 6,1 até 11,3° em relação ao caso de referência, dependendo da configuração ensaiada. Essas diferenças são significativas na promoção do aumento da margem de segurança em taludes. Portanto, os resultados mostram que na prática, dependendo da situação, uma análise de custo-benefício, pode definir a utilização de uma determinada configuração de ensaios em detrimento de outra.

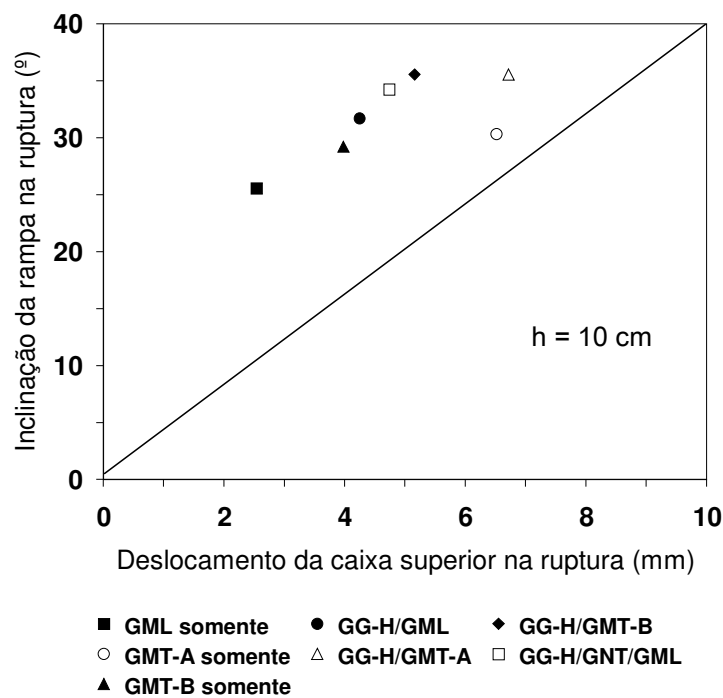


**Figura 5.25** – Deslocamento da caixa superior na ruptura e correspondente inclinação da rampa na ruptura em ensaios com a geogrelha GG-A.

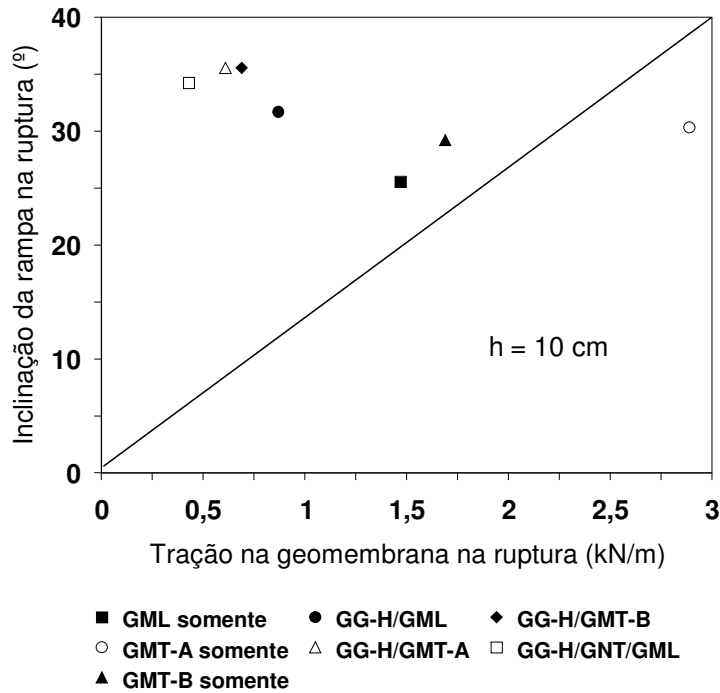


**Figura 5.26** – Carga de tração mobilizada na geomembrana e correspondente ângulo de inclinação da rampa na ruptura em ensaios com a geogrelha GG-A.

Os resultados apresentados nas Figuras 5.27 e 5.28 evidenciam a mesma tendência observada nas figuras anteriores. Foram obtidas maiores inclinações de rampa na ruptura, menores deslocamentos e cargas de tração na geomembrana a partir de combinações de GG-H com as diversas geomembranas. O uso associado de GG-H com o geotêxtil GNT e a geomembrana GML promoveu as maiores reduções nas cargas de tração mobilizadas na geomembrana, entretanto, de forma não tão significativa em relação às demais associações geogrelha-geomembrana. Provavelmente, a alta rigidez à tração da geogrelha GG-H tenha governado o mecanismo de transferência de tensões para a geomembrana, não permitindo que esta recebesse elevadas solicitações. Dessa forma, o efeito do uso do geotêxtil foi amenizado.



**Figura 5.27** – Deslocamento da caixa superior na ruptura e correspondente inclinação da rampa na ruptura em ensaios com a geogrelha GG-H.



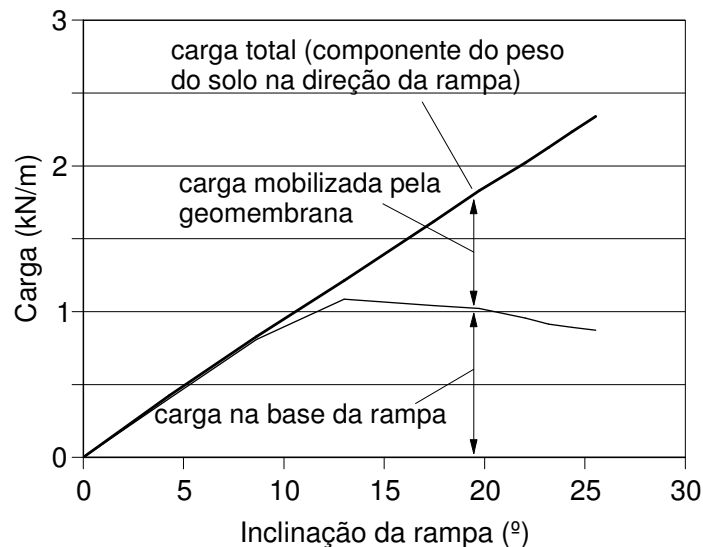
**Figura 5.28** – Carga de tração mobilizada na geomembrana e correspondente ângulo de inclinação da rampa na ruptura em ensaios com a geogrelha GG-H.

### 5.2.3 – TRANSFERÊNCIA DE CARGAS ENTRE MATERIAIS

A distribuição do carregamento cisalhante total entre os diversos materiais é exemplificada na Figura 5.29. Tal figura corresponde ao ensaio realizado com a geomembrana GML somente. A carga total corresponde à componente do peso do solo no sentido de deslizamento da rampa. A diferença entre a carga total e a carga medida na geomembrana GML, corresponde à carga transferida para a base. Pode ser visto na referida figura que, nos estágios iniciais de ensaio, a carga solicitante foi transferida em sua totalidade para a base da rampa. Entretanto, a partir da inclinação de 6,5°, foi iniciado o deslizamento da geomembrana em relação à base. Esse ângulo de inclinação corresponde ao ângulo de atrito da interface entre a geomembrana e a base da rampa, e também marca o início das solicitações de tração na geomembrana, as quais são crescentes até o final do ensaio. As figuras correspondentes à transferência de cargas entre materiais para as demais configurações ensaiadas podem ser vistas no Apêndice B.

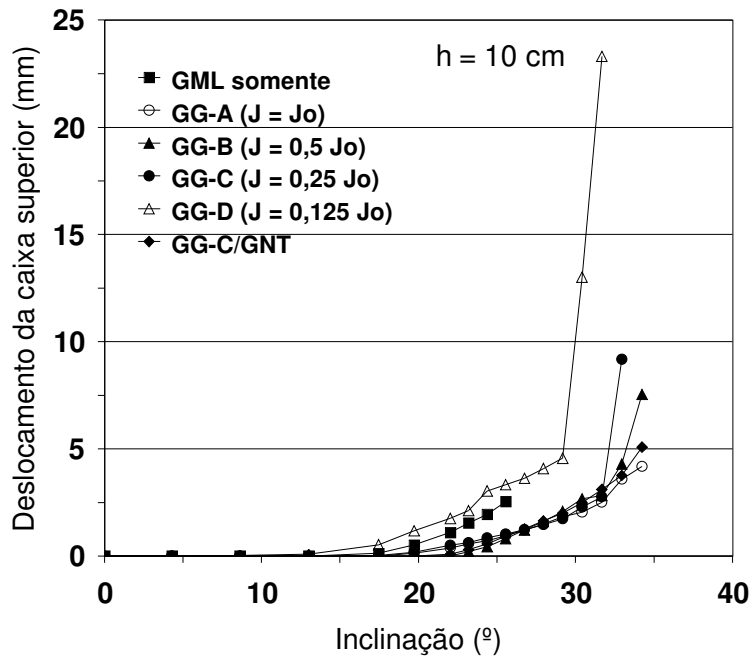
## 5.2.4 – INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ À TRAÇÃO E CAPACIDADE DE ANCORAGEM DA GEOGRELHA

A influência da rigidez à tração e da capacidade de ancoragem das geogrelhas também foi investigada no presente trabalho. Para a realização destes ensaios, foi escolhida a elevação das geogrelhas igual a 0,10 m.



**Figura 5.29** - Transferência de cargas entre materiais em ensaio com a geomembrana GML somente.

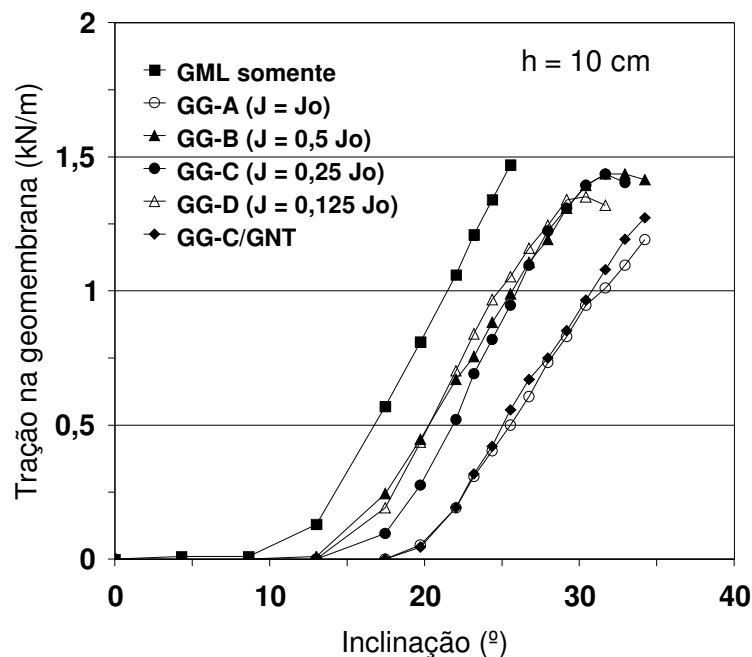
As Figuras 5.30 e 5.31 mostram as variações dos deslocamentos da caixa superior e das cargas mobilizadas na geomembrana GML em função da inclinação da rampa para diferentes valores de rigidez à tração da geogrelha e valor de  $h = 10$  cm. Também são apresentados os resultados do ensaio realizado somente com a geomembrana GML. Das geogrelhas GG-B a GG-D, os valores de rigidez à tração ( $J$ ) variaram entre 50 e 12,5% da rigidez à tração da geogrelha de referência GG-A ( $J_0$ ) (ver Tabela 3.6). Os resultados apresentados na Figura 5.30 mostram que próximo à ruptura foi verificado que a rigidez da geogrelha afetou o desenvolvimento de deslocamentos da caixa superior para reduções de rigidez à tração da geogrelha acima de 75%. Para uma redução de rigidez à tração de 87,5% (geogrelha GG-D,  $J = 0,125 J_0$ ), o desenvolvimento de deslocamentos da caixa superior foi similar ao observado no ensaio realizado com a geomembrana GML somente, embora o ensaio com GG-D tenha atingido a ruptura com inclinação da rampa significativamente maior.



**Figura 5.30** – Deslocamento da caixa superior versus inclinação da rampa para diversos valores de rigidez à tração (geogrelha de referência: GG-A).

A redução da rigidez à tração da geogrelha mostrou um efeito marcante nas cargas mobilizadas na geomembrana, como apresentado na Figura 5.31. Os resultados apresentados na figura mostram que a mobilização de cargas na geomembrana com a inclinação da rampa foi semelhante para os ensaios com geogrelhas GG-B a GG-D, com cargas na geomembrana GML 80% maiores que as observadas nos ensaios com a geogrelha GG-A. Entretanto, as cargas na geomembrana GML obtidas nos ensaios com geogrelhas GG-B a GG-D foram ainda, em média, 30% menores do que as cargas observadas no ensaio com utilização de geomembrana GML somente. Os resultados apresentados na Figura 5.31 mostram que para o ensaio com a camada de geogrelha mais rígida os valores das cargas mobilizadas na geomembrana são menores. Entretanto, em algumas situações (quando usadas as geogrelhas GG-B, GG-C e GG-D, por exemplo), as geogrelhas com maior rigidez à tração promoveram uma mobilização de cargas na geomembrana levemente superior às cargas observadas em ensaios com geogrelhas de rigidez à tração inferior. Esse fato pode ser atribuído às maiores inclinações de rampa na ruptura obtidas por meio do uso das geogrelhas com maior rigidez à tração.

É importante lembrar que a redução da rigidez à tração das geogrelhas foi obtida com a redução do número de membros longitudinais da geogrelha de referência (GG-A). Isso também causa reduções significativas na rigidez à flexão dos membros de ancoragem das geogrelhas, o que pode ter influenciado os resultados dos ensaios.

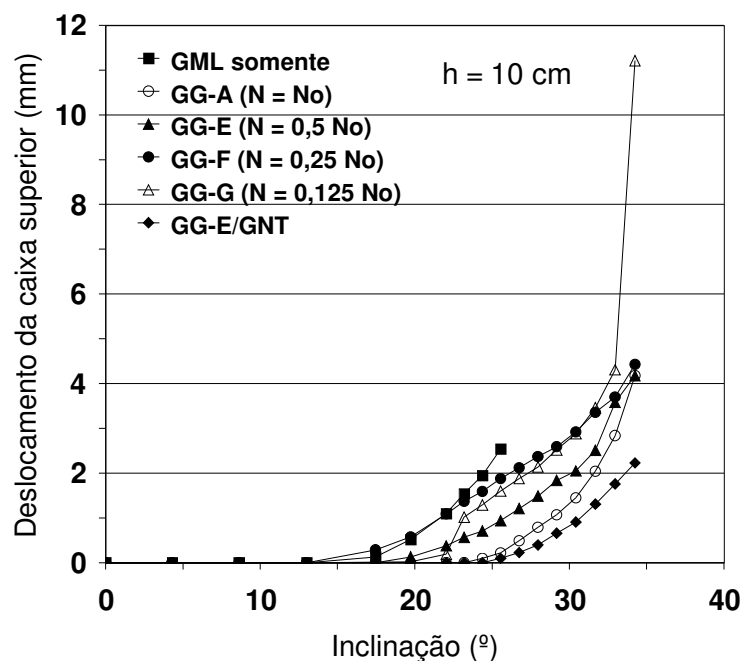


**Figura 5.31** – Cargas de tração mobilizadas na geomembrana GML versus inclinação da rampa para diversos valores de rigidez à tração (geogrelha de referência: GG-A).

As Figuras 5.30 e 5.31 também mostram a influência do geotêxtil GNT sobre a geomembrana nos ensaios com a geogrelha GG-C ( $J = 0,25 J_0$ ). Em comparação com a situação sem geotêxtil, pode-se observar que os deslocamentos da caixa superior na ruptura (Figura 5.30) e as cargas mobilizadas na geomembrana (Figura 5.31) foram reduzidas significativamente devido à presença da camada de geotêxtil. Nos ensaios com a combinação do geotêxtil e da geogrelha GG-C, foram observados resultados muito próximos aos obtidos no ensaio com GG-A (geogrelha quatro vezes mais rígida à tração que GG-C). Esses resultados sugerem que a presença do geotêxtil também é benéfica neste caso, em que foram minimizados os efeitos causados pelo uso de uma geogrelha de menor rigidez à tração (GG-C).

A redução da capacidade de ancoragem da geogrelha foi obtida pela redução do número (N) de membros de ancoragem das geogrelhas de referência GG-A e GG-H ( $N = N_0$ ), resultando

nas demais geogrelhas (ver Tabela 3.6). Assim, as geogrelhas resultantes possuíam a mesma rigidez à tração das geogrelhas de referência, entretanto, diferentes níveis de interação com o solo por ancoragem. A Figura 5.32 mostra que quanto maior a capacidade de ancoragem da geogrelha utilizada, menores foram os deslocamentos desenvolvidos pela caixa superior com a inclinação da rampa. O ensaio com a geogrelha GG-G ( $N = 0,125 N_0$ , onde  $N$  é o número de membros de ancoragem da geogrelha GG-G) mostrou um aumento significativo no deslocamento da caixa superior imediatamente antes da ruptura. Na medida em que a capacidade de ancoragem da geogrelha foi reduzida, os deslocamentos mobilizados tornaram-se semelhantes aos observados no ensaio em que foi utilizada a geomembrana GML somente. Embora as inclinações da rampa na ruptura não tenham sido significativamente afetadas pelo número de membros de ancoragem da geogrelha, elas foram muito maiores que as observadas no ensaio com utilização da geomembrana GML somente na base do solo de cobertura.

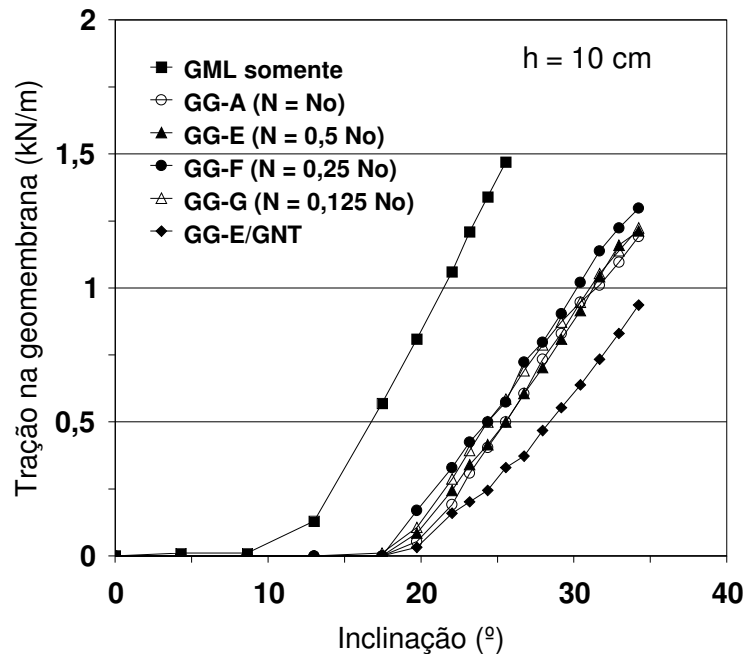


**Figura 5.32** – Deslocamento da caixa superior em função da inclinação da rampa para diferentes números de membros de ancoragem (geogrelha de referência: GG-A).

A redução do número de membros de ancoragem produziu resultados semelhantes em termos de mobilização de cargas na geomembrana GML durante os ensaios, como apresentado na Figura 5.33. Entretanto, em média, as cargas de tração mobilizadas na geomembrana durante os ensaios com as geogrelhas GG-E a GG-G foram da ordem de um terço dos valores obtidos no ensaio com geomembrana GML somente. Estes resultados mostram que grelhas mais



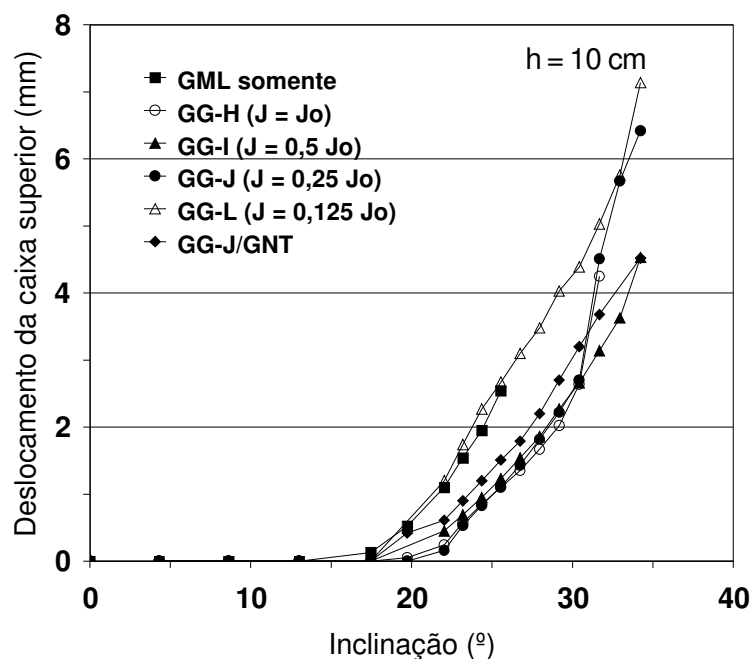
abertas (e mais econômicas) podem ser utilizadas, com resultados próximos aos observados para ensaios com grelhas mais fechadas em termos de cargas de tração mobilizadas na geomembrana.



**Figura 5.33** – Cargas de tração mobilizadas na geomembrana GML versus inclinação da rampa para diferentes números de membros de ancoragem (geogrelha de referência: GG-A).

As Figuras 5.34 e 5.35 mostram as variações de deslocamentos da caixa superior e das cargas mobilizadas na geomembrana GML em função da inclinação da rampa para diferentes valores de rigidez à tração da geogrelha e valor de  $h = 10$  cm. Nessas figuras são também apresentados para comparação, os resultados do ensaio realizado somente com a geomembrana GML. Para as geogrelhas GG-I a GG-L, os valores de rigidez à tração ( $J$ ) variaram entre 50 e 12,5% da rigidez à tração da geogrelha de referência GG-H ( $J_0$ ) (ver Tabela 3.6). Os resultados apresentados na Figura 5.34 mostram níveis de deslocamentos semelhantes entre os casos em que foram utilizadas as combinações GG-H/GML, GG-I/GML e GG-J/GNT/GML, embora a inclinação da rampa na ruptura tenha sido maior para o caso em que foi utilizada as combinações GG-I/GML e GG-J/GNT/GML. Para uma redução de rigidez à tração de 87,5% (geogrelha GG-L,  $J = 0,125 J_0$ ), o desenvolvimento de deslocamentos da caixa superior foi similar ao observado para o ensaio realizado com a geomembrana GML somente, embora o ensaio realizado com GG-L tenha atingido a ruptura com deslocamentos da caixa superior e inclinações da rampa consideravelmente maiores.

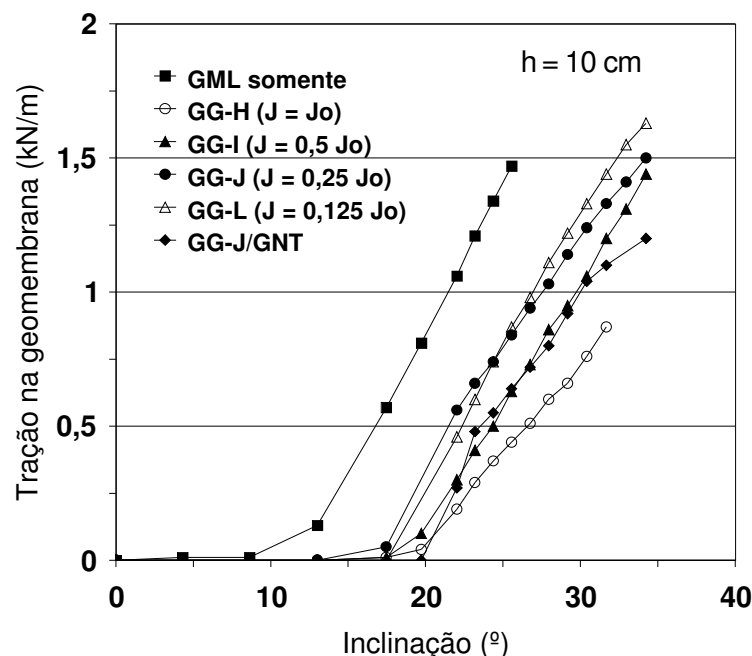
A redução da rigidez à tração da geogrelha GG-H promoveu aumentos nas cargas mobilizadas na geomembrana, como apresentado na Figura 5.35. Os resultados apresentados nesta figura mostram que a mobilização de cargas na geomembrana e inclinação da rampa na ruptura foram semelhantes para os ensaios com geogrelhas GG-I a GG-L. As cargas mobilizadas na geomembrana para estes casos foi cerca de 40% maiores que as observadas nos ensaios com a geogrelha GG-H. Os valores das cargas na geomembrana obtidas nos ensaios com geogrelhas GG-I a GG-L se situaram no mesmo intervalo dos valores obtidos no ensaio com utilização de geomembrana GML somente. Os resultados apresentados mostram que para o ensaio com a camada de geogrelha mais rígida os valores das cargas mobilizadas na geomembrana são menores.



**Figura 5.34** – Deslocamento da caixa superior versus inclinação da rampa para diversos valores de rigidez à tração da geogrelha (geogrelha de referência: GG-H).

As Figuras 5.34 e 5.35 também mostram a influência do geotêxtil GNT sobre a geomembrana GML nos ensaios com a geogrelha GG-J ( $J = 0,25 J_0$ ). Pode-se observar que os deslocamentos da caixa superior na ruptura e as cargas mobilizadas na geomembrana foram reduzidos significativamente devido à presença da camada de geotêxtil GNT. Entretanto, foram obtidos resultados superiores de inclinação de rampa em relação aos observados no ensaio com GG-H (quatro vezes mais rígida à tração que GG-J) com a combinação do geotêxtil GNT e da

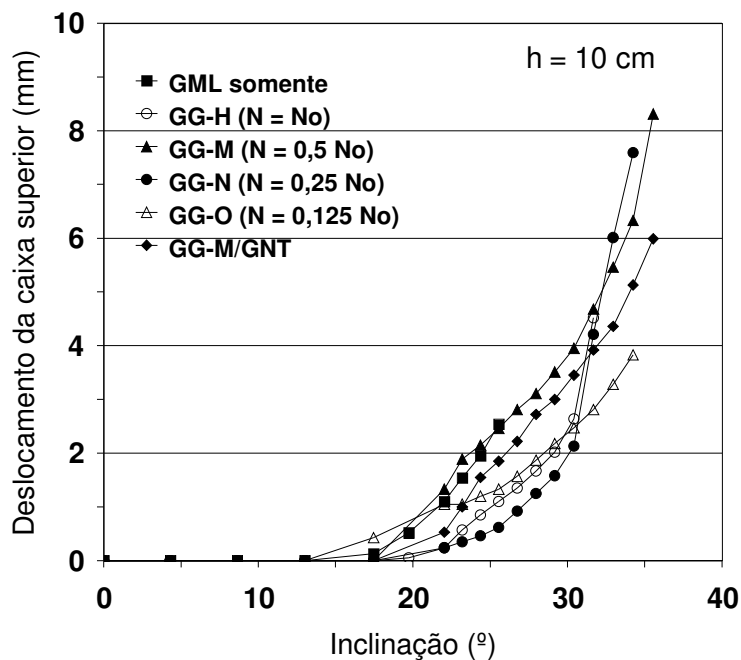
geogrelha GG-J. Esses resultados também sugerem que a presença do geotêxtil é benéfica, uma vez que se alcançou maior inclinação de rampa com a utilização de uma geogrelha de menor rigidez à tração.



**Figura 5.35** – Carga de tração mobilizada na geomembrana versus inclinação da rampa para valores alterados de rigidez à tração (geogrelha de referência: GG-H).

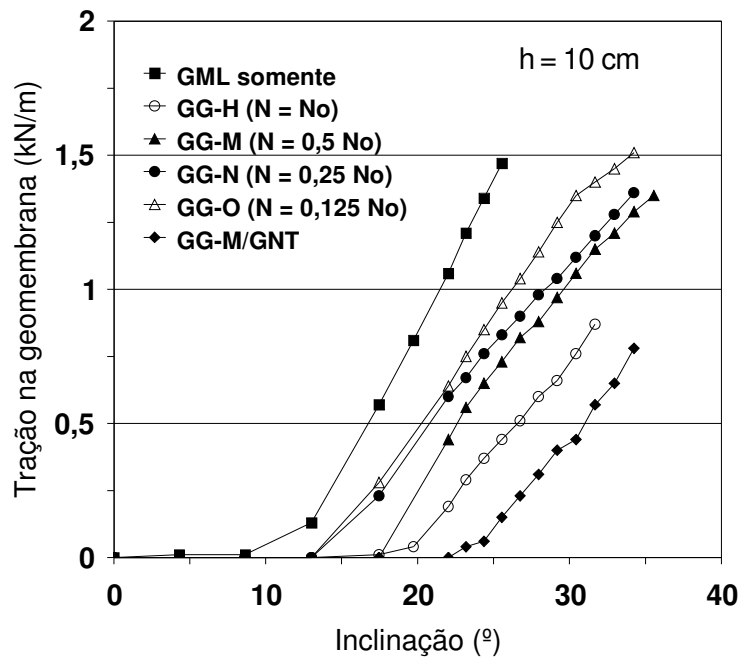
A redução da capacidade de ancoragem da geogrelha foi obtida pela redução do número ( $N$ ) de membros de ancoragem da geogrelha de referência GG-H ( $N = N_0$ ), resultando nas geogrelhas GG-M, GG-N e GG-O (Tabela 3.6). A Figura 5.36 mostra que quanto menor a capacidade de ancoragem da geogrelha, menores são os deslocamentos desenvolvidos pela caixa superior, devido à maior área de contato solo-solo disponível. O ensaio com a geogrelha GG-O ( $N = 0,125 N_0$ , onde  $N$  é o número de membros de ancoragem da geogrelha GG-O) mostrou reduções significativas no deslocamento da caixa superior imediatamente antes da ruptura. Devido a maior área de contato solo-solo, na medida em que a capacidade de ancoragem da geogrelha foi reduzida, os deslocamentos ocorridos tornaram-se menores. Embora as inclinações da rampa na ruptura não tenham sido significativamente afetadas pela redução do número de membros de ancoragem da geogrelha, elas foram superiores às observadas para o ensaio com utilização da geomembrana GML somente. É importante notar que os menores deslocamentos observados no ensaio com a geogrelha GG-H ( $N = N_0$ ) estiveram associados com ângulos de inclinação da rampa na ruptura também inferiores aos observados nos ensaios com as geogrelhas GG-M a GG-O.

Como apresentada na Figura 5.37, a redução do número de membros de ancoragem produziu resultados semelhantes em termos de mobilização de cargas na geomembrana nos ensaios com GG-M a GG-O. Da mesma forma, as cargas de tração mobilizadas na geomembrana durante os ensaios com as geogrelhas GG-M a GG-O foram da mesma ordem dos valores obtidos no ensaio com geomembrana GML somente. Entretanto, os ângulos de inclinação da rampa na ruptura obtidos nos ensaios com GG-M a GG-O foram superiores aos obtidos nos ensaios com GG-H e GML somente. O uso do geotêxtil GNT associado à geogrelha GG-M, permitiu reduções de até 50% nas cargas mobilizadas na geomembrana. Estes resultados mostram que grelhas mais abertas (mais econômicas) podem ser utilizadas, com resultados próximos aos observados para grelhas mais fechadas em termos de cargas de tração mobilizadas na geomembrana.



**Figura 5.36** – Deslocamento da caixa superior versus inclinação da rampa para valores alterados de membros de ancoragem (geogrelha de referência: GG-H).

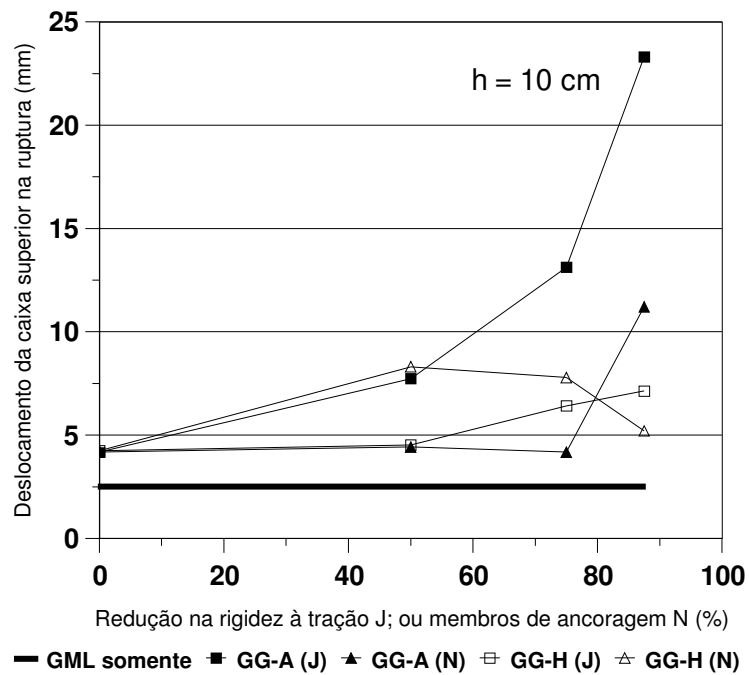
Para as condições de ensaio na ruptura, a redução da rigidez à tração (J) da geogrelha GG-A afetou intensamente o nível de deslocamentos da caixa superior (Figura 5.38). Entretanto, a redução da rigidez à tração da geogrelha GG-H pouco influenciou o nível de deslocamentos. A redução do número de membros de ancoragem (N) da geogrelha GG-A influenciou mais os deslocamentos que as reduções de N referentes à geogrelha GG-H.



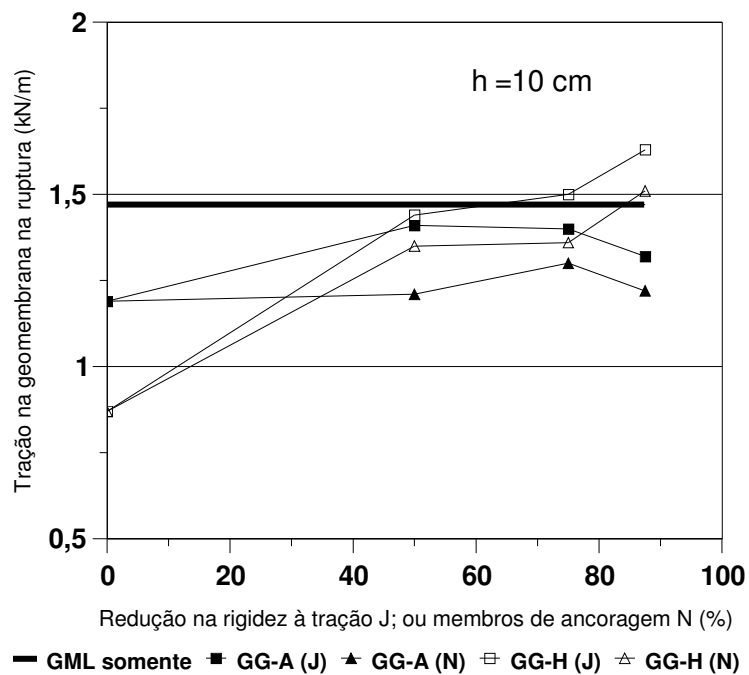
**Figura 5.37** – Carga de tração mobilizada na geomembrana versus inclinação da rampa para valores alterados de membros de ancoragem (geogrelha de referência: GG-H).

As cargas mobilizadas nas geomembranas na ruptura foram mais influenciadas pelas reduções de J e N da geogrelha GG-H (Figura 5.39). A redução do número de membros de ancoragem da geogrelha GG-A pouco influenciou as cargas mobilizadas na geomembrana, enquanto a redução de sua rigidez à tração influenciou de forma mais intensa.

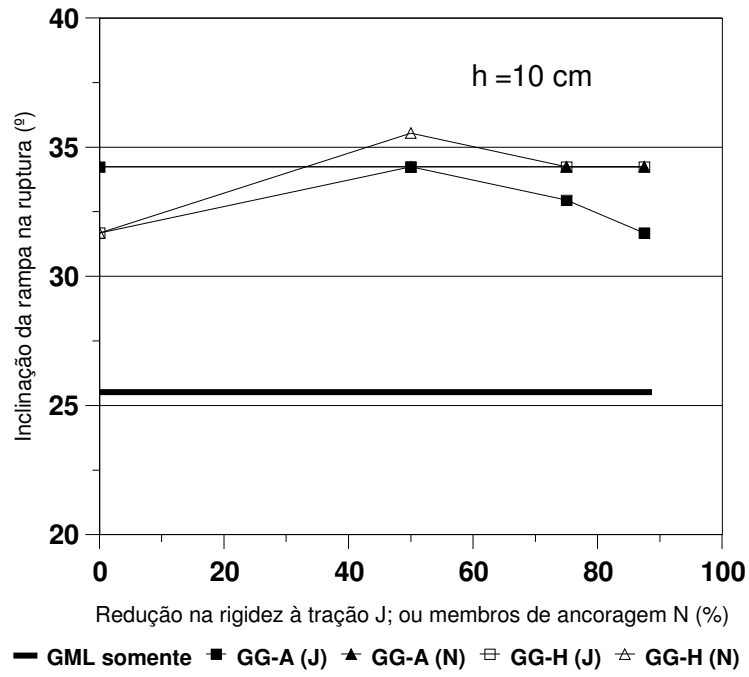
A Figura 5.40 mostra que a redução dos membros de ancoragem da geogrelha GG-A não influenciou significativamente o ângulo de inclinação da rampa obtida na ruptura, entretanto, a redução de sua rigidez à tração promoveu reduções no ângulo de inclinação da rampa na ruptura. Na mesma figura pode ser visto que tanto a redução da rigidez à tração quando dos membros de ancoragem na geogrelha GG-H promoveram aumentos ou mantiveram o ângulo de inclinação da rampa na ruptura. Como explicado anteriormente, as reduções de J e N, com o conseqüente aumento da porcentagem de área aberta da geogrelha GG-H pode ter favorecido esse comportamento.



**Figura 5.38** – Deslocamento da caixa superior na ruptura versus redução da rigidez à tração, J; ou número de membros de ancoragem da geogrelha, N.



**Figura 5.39** – Carga de tração mobilizada na geomembrana na ruptura versus redução da rigidez à tração, J; ou número de membros de ancoragem da geogrelha, N.



**Figura 5.40** – Ângulo de inclinação da rampa na ruptura versus redução da rigidez à tração, J; ou número de membros de ancoragem da geogrelha, N.

### **6 – ANÁLISES DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS COM GEOCOMPOSTOS ARGILOSOS (GCL's)**

#### **6.1 – INTRODUÇÃO**

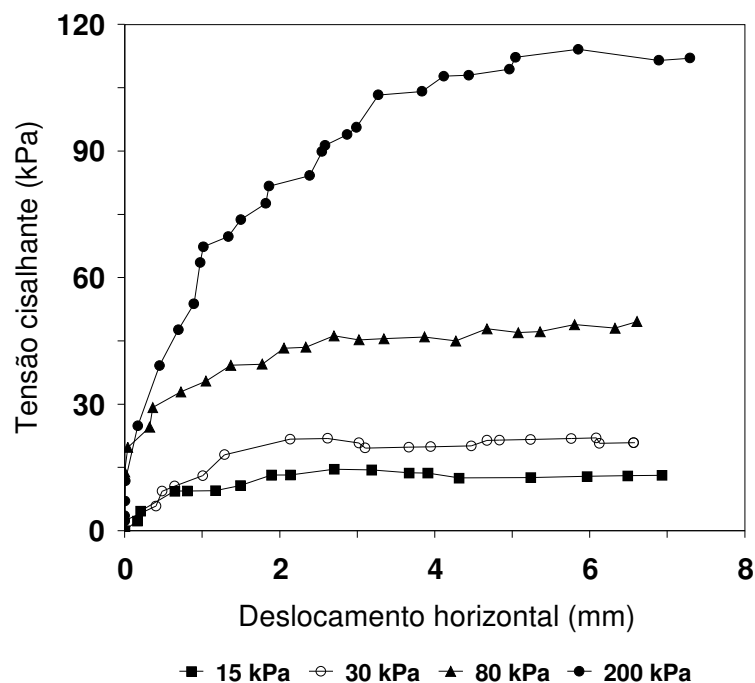
Neste item são mostrados e discutidos os resultados de ensaios de plano inclinado realizados com o GCL-A e GCL-B nas condições seco e hidratado por submersão por 2 dias. As condições de rugosidade da base da rampa foram variadas, utilizando-se para isso as geomembranas GML, GMT-A e GMT-B. A areia ARE-A foi utilizada como solo de cobertura e instalada sobre o GCL, no interior da caixa de confinamento. Para avaliação da resistência interna dos GCL's estudados também são apresentados no presente capítulo os resultados de ensaios de cisalhamento direto sem e com hidratação por submersão por 1 dia. As configurações de interface, materiais e metodologias aplicadas nestes tipos de ensaio foram apresentadas nos Capítulos 3 e 4. O objetivo principal deste capítulo foi avaliar a influência das características de diferentes tipos de GCL's e das condições de hidratação na estabilidade do sistema e resistência interna do GCL.

#### **6.2 – ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE GCL's SECOS E HIDRATADOS POR MEIO DE ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO**

As curvas tensão-deslocamento de ensaios de cisalhamento direto em amostras do GCL-A sem e com hidratação podem ser vistas nas Figuras 6.1 e 6.2, respectivamente. Podem ser percebidas diferenças evidentes entre as curvas mostradas nessas figuras, dependendo da condição de hidratação estabelecida. Pode ser visto que nos ensaios secos com o GCL-A, a tensão cisalhante mobilizada e o nível de deslocamentos na ruptura foram superiores aos observados nos ensaios hidratados com o mesmo GCL. A Figura 6.2 mostra que durante a fase inicial de ensaios hidratados com o GCL-A, as amostras primeiramente apresentaram

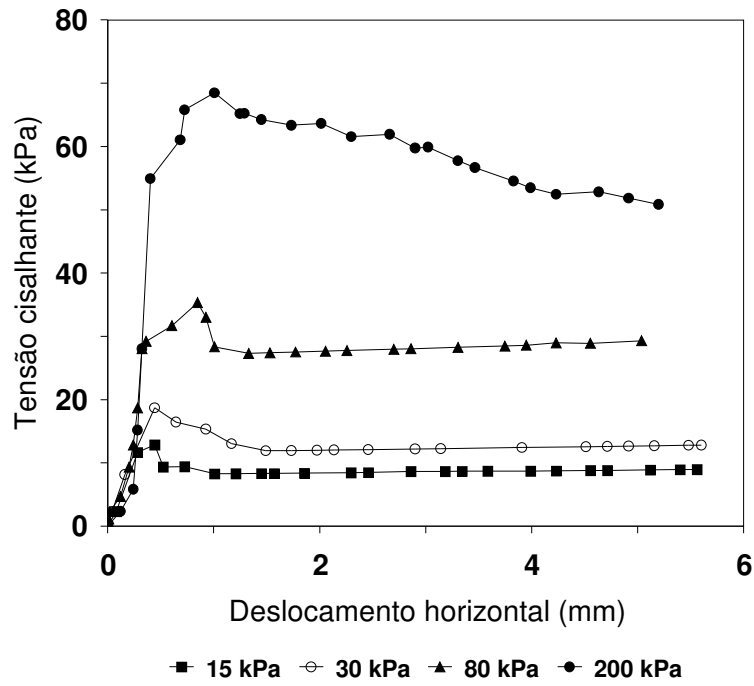


uma resistência de pico associada a um baixo nível de deslocamentos, para em seguida, atingir valores a grandes deslocamentos constantes ou decrescentes de resistência, como observado na literatura. Diferentemente, nos ensaios sem hidratação (Figura 6.1), não foram observados picos de resistência, mas incrementos suaves de resistência até o nível de resistência final ser atingido. Deve-se lembrar que nesse caso a bentonita se encontrava inicialmente em um estado fofo, o que justifica a inexistência de picos de resistência. Já as amostras hidratadas expandiram, provocando a tensionamento dos filamentos de fixação dos geotêxteis superior e inferior e a ruptura destes filamentos durante o ensaio explicaria os picos de resistência observados.

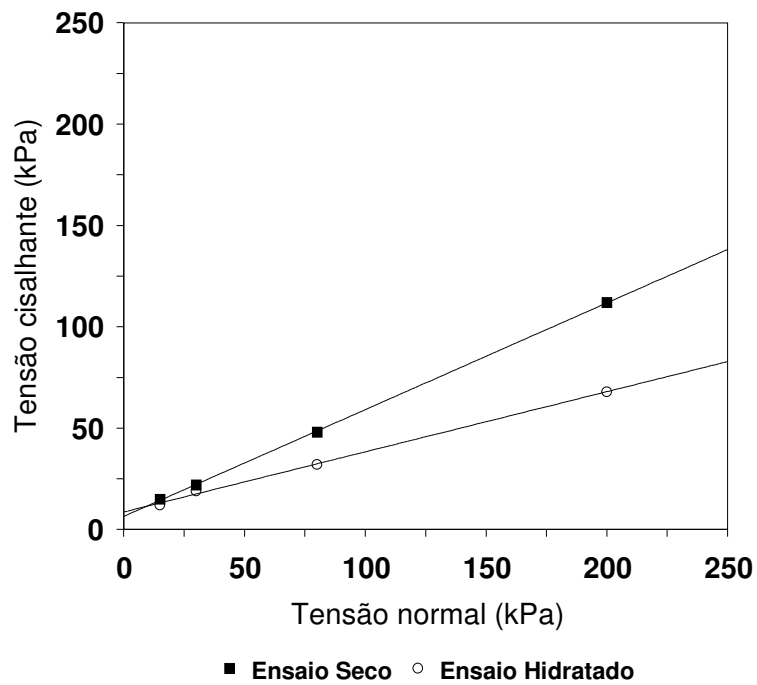


**Figura 6.1** – Curvas tensão-deslocamento de ensaios sem hidratação em amostras do GCL-A.

A Figura 6.3 apresenta as envoltórias de ruptura obtidas para as duas condições de ensaio estabelecidas com o GCL-A. Foi observada uma redução de 43,5% no coeficiente de atrito a partir da hidratação da amostra. Esse fato representou um efeito significativamente negativo na resistência interna do GCL-A, devido à presença da água na estrutura da bentonita.

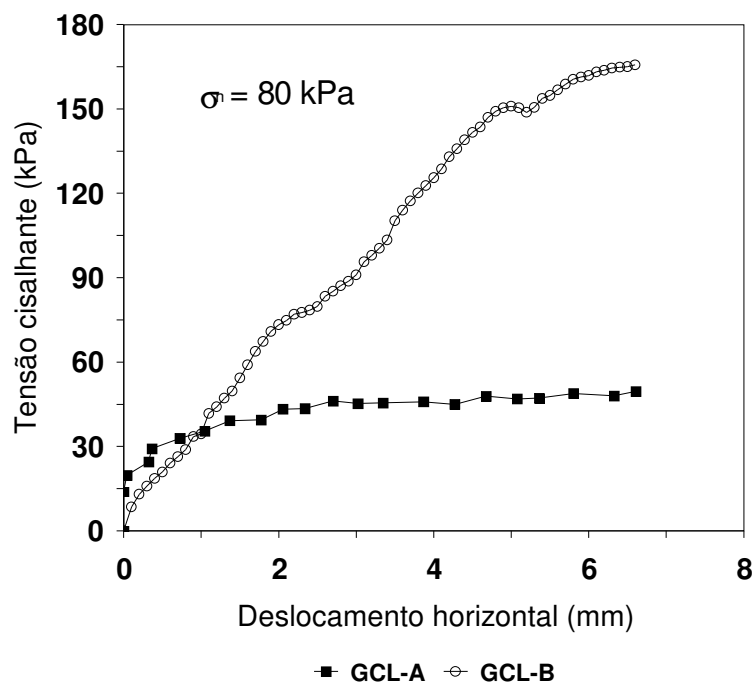


**Figura 6.2** – Curvas tensão-deslocamento de ensaios com hidratação das amostras GCL-A.



**Figura 6.3** – Envoltórias de ruptura obtidas a partir de ensaios hidratados em amostras do GCL-A.

Os resultados dos ensaios realizados com o GCL-B não puderam ser aproveitados como desejado, pois o equipamento e métodos utilizados não possibilitaram o cisalhamento interno do produto. Na medida em que o ensaio foi executado, não houve o cisalhamento interno do GCL-B devido a seu resistente ponteamto. O cisalhamento ocorreu na interface (entre a superfície inferior do GCL-B e o bloco de madeira inferior) e a resistência medida durante o ensaio correspondeu à adesão fornecida pela cola utilizada no ensaio. A Figura 6.4 apresenta as curvas tensão-deslocamento obtidas em ensaios com os GCL's A e B sem hidratação, considerando a tensão normal aplicada de 80 kPa. A curva obtida no ensaio com o GCL-A corresponde à sua resistência interna. Já a curva obtida no ensaio com o GCL-B se deve em maior parte à resistência da interface colada GCL-bloco de madeira. Os resultados sugerem que a resistência interna do GCL-B é superior à resistência medida no ensaio (resistência da cola) e que este produto não apresentaria problemas de estabilidade interna para os níveis de tensões utilizados na presente pesquisa, níveis esses superiores aos normalmente encontrados em taludes de obras de disposição de resíduos.



**Figura 6.4** – Curvas tensão-deslocamento de ensaios sem hidratação em amostras do GCL-A e GCL-B ( $\sigma_n = 80 \text{ kPa}$ ).

## **6.3 – ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE GCL's SECOS E HIDRATADOS POR MEIO DE ENSAIOS DE PLANO INCLINADO**

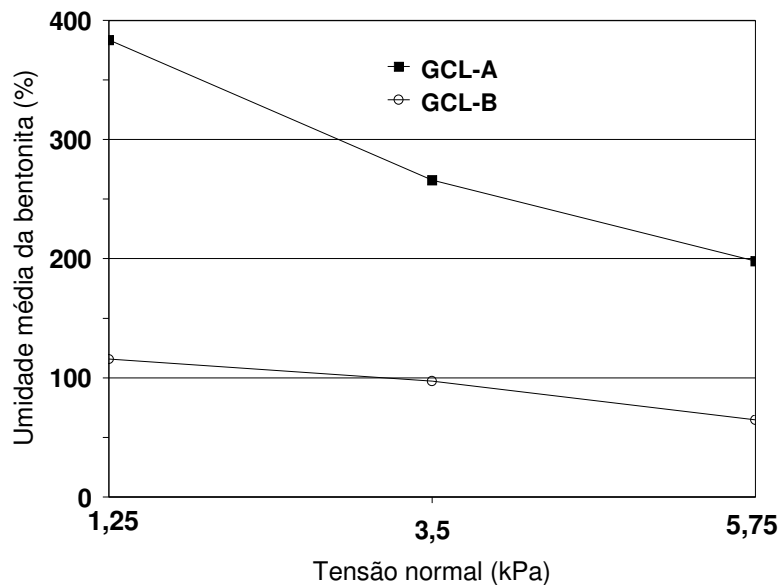
### **6.3.1 – ANÁLISE DA EXPANSIBILIDADE**

A condição de hidratação, a tensão normal e as características dos GCL's influenciaram significativamente sua expansibilidade nos ensaios com plano inclinado. A Figura 6.5 apresenta a umidade média da bentonita componente dos GCL's ensaiados, ao final de dois dias de hidratação. O resultado é mostrado em função da sobrecarga aplicada por meio dos blocos de concreto. Pode-se notar que a bentonita do GCL-A atingiu maior hidratação que a obtida para a bentonita do GCL-B, independentemente do carregamento aplicado. Pode ser visto também que o GCL-A expandiu 1,8 a 4 vezes mais que o GCL-B, dependendo da sobrecarga aplicada (Figura 6.6).

Quando comparadas às umidades das bentonitas componentes dos GCL's A e B obtidas em ensaios com expansão livre (Figura 4.3) com as umidades obtidas nos ensaios de plano inclinado após a hidratação (expansão restringida pela aplicação das tensões normais), verifica-se que pequenas variações de tensões normais influenciam de forma marcante a incorporação de água por parte da estrutura das bentonitas componentes dos GCL's. Esse comportamento também foi constatado Koerner (1994) em ensaios com variação de tensão normal executados em alguns GCL's hidratados com diversos líquidos. Esse fato é extremamente importante, pois a umidade da bentonita componente do GCL está diretamente associada com a sua expansibilidade e permissividade, como será visto adiante.

A Figura 6.7 apresenta as expansões medidas normalizadas pela espessura original do GCL. Nota-se a partir da Figura 6.7 que ao serem consideradas as espessuras iniciais dos GCL's, a superioridade da expansão do GCL-A em relação à observada no GCL-B é intensificada. É provável que a costura mais resistente por parte do GCL-B tenha dificultado sua expansão. Além disso, os geotêxteis externos componentes do GCL-B são impregnados com uma resina que eventualmente pode retardar a entrada de água para o interior do produto e conseqüentemente sua expansão. A presença do véu de geotêxtil não tecido no interior do GCL-B também pode ter dificultado a expansão da bentonita.

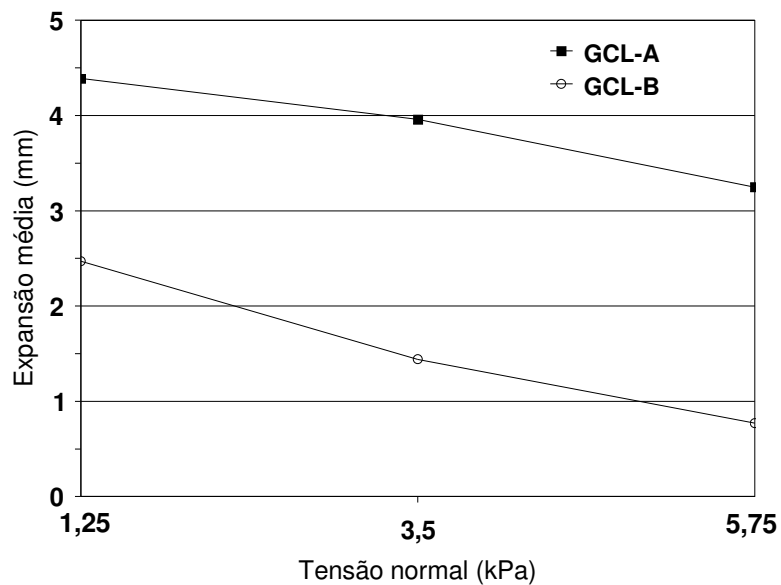
A composição química das bentonitas componentes dos GCL's também pode explicar as diferentes expansibilidades observadas. As Tabelas 3.7 e 3.8 mostram que a bentonita componente do GCL-A possui maior quantidade de Na<sub>2</sub>O do que a observada na bentonita do GCL-B. As argilas com maior quantidade de sódio como cátion trocável em sua estrutura mineralógica são consideravelmente mais plásticas e expansivas que as demais (Santos, 1975).



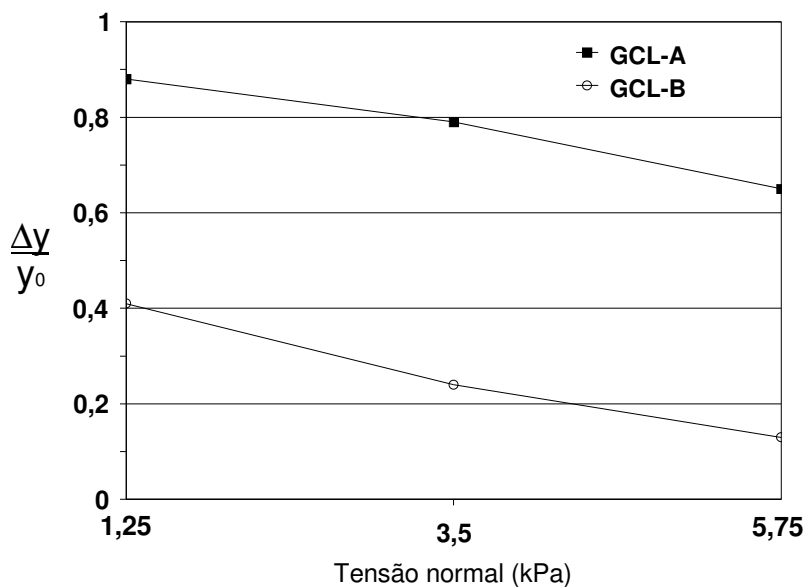
**Figura 6.5** – Umidade média da bentonita componente do GCL ao final dos ensaios de plano inclinado versus sobrecarga aplicada.

A expansibilidade é um dos parâmetros importantes do GCL, pois está diretamente relacionada à permissividade e ao poder de cicatrização da bentonita. A permissividade ( $\Psi$ ) expressa a dificuldade da passagem de um fluido através da barreira em função da permeabilidade normal ( $k$ ) e da espessura ( $t_G$ ) da barreira (Equação 6.1). Portanto, altas expansibilidades e baixas condutividades hidráulica reduzem a permissividade ao fluxo. Por esse motivo, destaca-se que, muitas vezes, na tentativa de melhorar as resistências internas e de interface de GCL's, a indústria adota soluções que eventualmente podem restringir a expansibilidade da bentonita.

$$\psi = \frac{k}{t_G} \quad (6.1)$$



**Figura 6.6** – Expansão média do GCL devido ao processo de hidratação versus sobrecarga aplicada.



**Figura 6.7** – Expansão média do GCL normalizada pela espessura inicial do GCL versus sobrecarga aplicada.

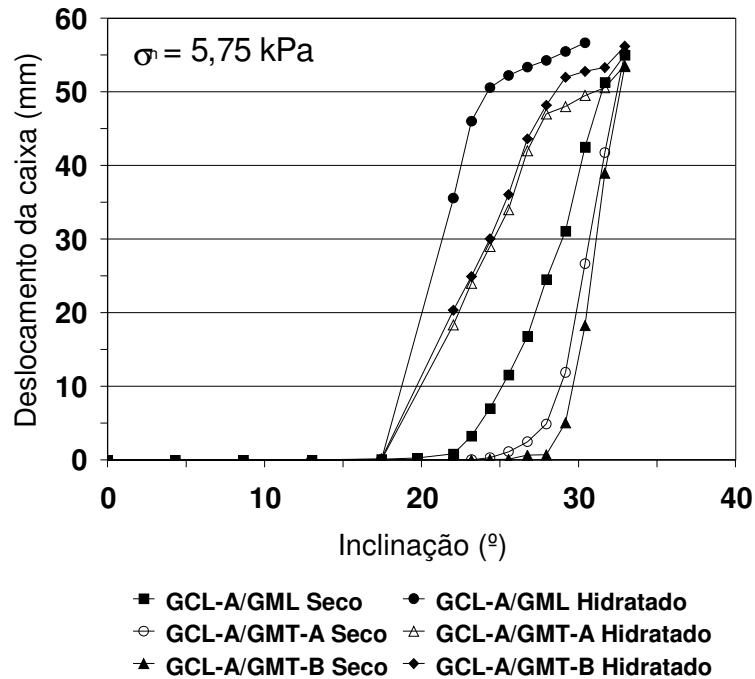
### 6.3.2 – ANÁLISE DA RESISTÊNCIA DE INTERFACE

Os ensaios de plano inclinado com GCL's evidenciaram diferenças significativas no comportamento do sistema, dependendo das condições de hidratação e das características de cada GCL.

A Figura 6.8 apresenta os deslocamentos observados da caixa de confinamento do solo ARE-A em função da inclinação da rampa, considerando a tensão normal aplicada de 5,75 kPa (rampa na horizontal). Nesta figura são mostrados os resultados de ensaios executados com o GCL-A e o solo de cobertura com e sem hidratação. As condições de rugosidade de base foram fornecidas pelas geomembranas GML, GMT-A e GMT-B.

Pode ser visto na Figura 6.8 que, com a hidratação do GCL-A, o início da ocorrência de deslocamentos mais significativos se deram em uma inclinação inferior à observada no ensaio com o GCL-A sem hidratação. A superfície da rampa mais rugosa, com a utilização das geomembranas texturizadas, promoveu reduções nos deslocamentos observados em relação à superfície lisa (geomembrana GML). Entretanto, os níveis de deslocamentos observados na ruptura foram semelhantes em todos os casos, independentemente das condições de rugosidade de base. A partir da Figura 6.8 pode-se ver também que a inclinação da rampa na ruptura não foi sensível às condições de hidratação estabelecidas, exceto no caso em que se ensaiou o conjunto GCL-A/GML. Mesmos assim, nesse caso a hidratação promoveu uma redução de apenas 4% no ângulo de inclinação da rampa em relação ao ensaio executado na condição seca. Isso deveria ser esperado, na medida que os geocompostos são ancorados na extremidade, o que impede a ruptura interna, a não ser no caso de ruptura por tração do geotêxtil superior, o que não se observou nos ensaios. Entretanto, os resultados evidenciam a marcante influência da hidratação na deformabilidade do sistema.

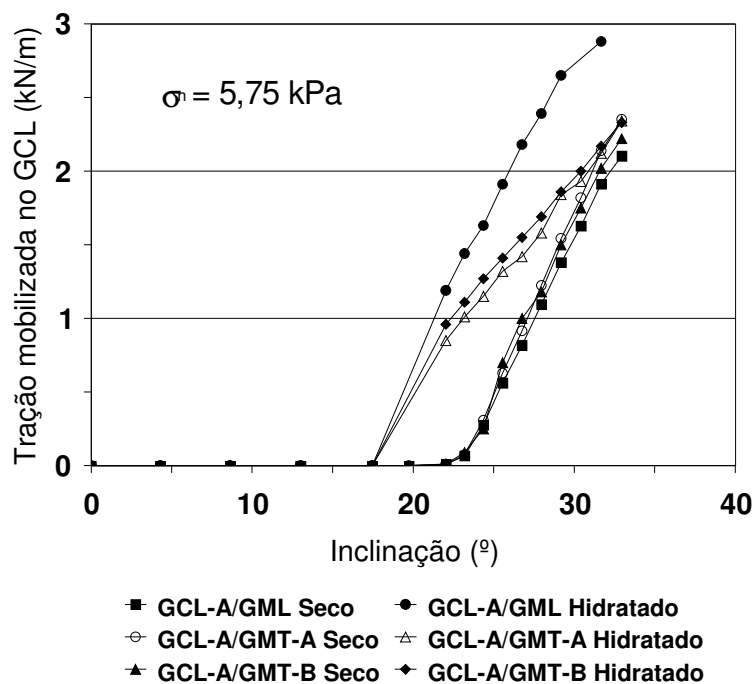
As condições de hidratação também promoveram diferenças significativas no comportamento dos conjuntos ensaiados em termos de cargas de tração. A Figura 6.9 apresenta as cargas de tração mobilizadas no GCL-A em função da inclinação da rampa e das condições de hidratação podem ser vistas. Nessa figura, são apresentados resultados de ensaios realizados com sobrecarga aplicada de 5,75 kPa.



**Figura 6.8** – Deslocamento da caixa de confinamento versus inclinação da rampa para ensaios com GCL-A e sobrecarga aplicada igual a 5,75 kPa (rampa na horizontal).

Pode-se notar na Figura 6.9 que as condições de hidratação estabelecidas promoveram a mobilização de maiores cargas de tração durante as fases iniciais e intermediárias de ensaio, entretanto, não afetaram significativamente as cargas de tração na ruptura mobilizadas no GCL-A. A exceção fica por conta dos resultados do ensaio hidratado com a associação GCL-A/GML, que apresentaram menores inclinações na ruptura associadas a maiores cargas de tração mobilizadas no GCL-A. Esse comportamento torna essa combinação de interfaces mais desfavorável em relação às demais situações ensaiadas, em termos de potencial de danos ao geossintético. A hidratação certamente reduz a aderência entre a GCL-A e a base lisa, o que provoca maior transferência de cargas para a GCL-A. No caso da interface inferior rugosa, a maior parte da carga de tração transferida ao geocomposto argiloso certamente foi absorvida pelo geotêxtil superior. Vale ressaltar também que parte das diferenças observadas nos valores das cargas de tração mobilizadas nos ensaios com e sem hidratação se devem à componente do peso da água adicionada ao conjunto.



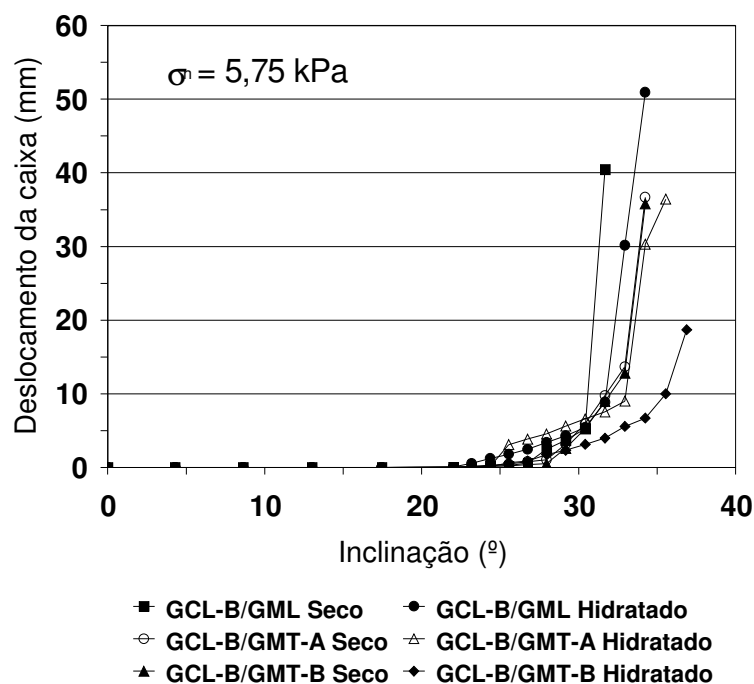


**Figura 6.9** – Tração mobilizada no GCL-A em função da inclinação da rampa e da condição de hidratação, para sobrecarga aplicada igual a 5,75 kPa (rampa na horizontal).

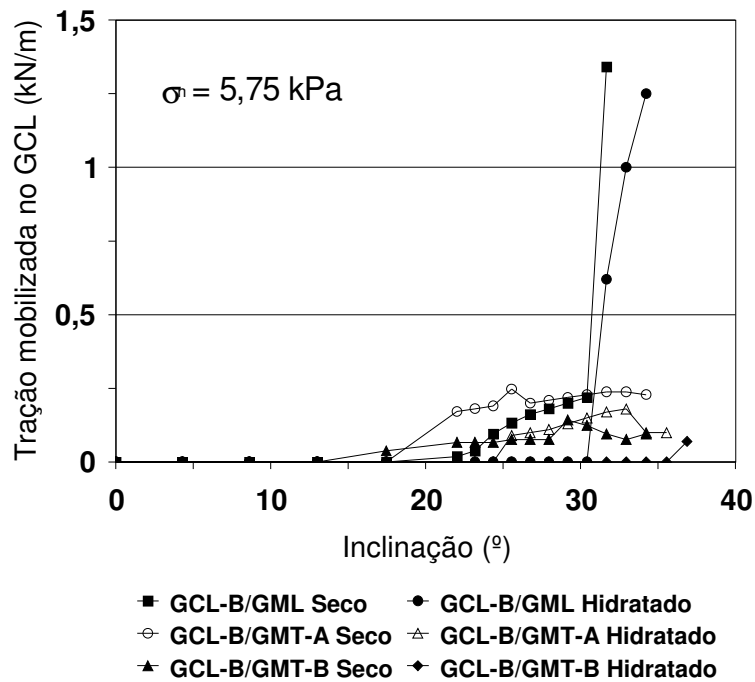
A Figura 6.10 apresenta os deslocamentos observados da caixa de confinamento em função da inclinação da rampa, em ensaios com tensão normal aplicada inicial de 5,75 kPa (rampa na horizontal). Desta vez são mostrados os resultados de ensaios com e sem hidratação executados com o GCL-B. Assim como nos ensaios com o GCL-A, as condições de rugosidade de base também foram fornecidas pelas geomembranas GML, GMT-A e GMT-B. Pode ser visto na figura que nos ensaios sem hidratação, a textura das geomembranas também não influenciou significativamente os níveis dos deslocamentos observados, entretanto as interfaces inferiores rugosas promoveram incrementos no ângulo de inclinação da rampa na ruptura de 2,5° em relação ao observado no ensaio realizado com a associação GCL-B/GML. Com a hidratação do GCL-B, foram observados incrementos no ângulo de inclinação da rampa na ruptura situados entre 1,3 a 2,5° em relação aos observados em ensaios sem hidratação. No ensaio com a associação GCL-B/GML hidratada foi observado aumento no nível dos deslocamentos ocorridos quando comparados aos resultados realizados na mesma associação sem hidratação, entretanto houve aumento no ângulo de inclinação da rampa na ruptura. A hidratação não influenciou o nível de deslocamentos ocorridos nos ensaios com a associação GCL-B/GMT-A, entretanto promoveu aumentos no ângulo de inclinação da rampa na ruptura. A hidratação também promoveu incrementos no ângulo da rampa na ruptura de até

2,5° associados a reduções consideráveis nos deslocamentos obtidos em ensaios realizados com os geossintéticos GCL-B e rugosidade da superfície inferior dada pela geomembrana GMT-B.

As cargas de tração mobilizadas no GCL-B em função da inclinação da rampa e das condições de hidratação podem ser vistas na Figura 6.11. Os resultados são mostrados em função da sobrecarga aplicada de 5,75 kPa. A figura mostra que a hidratação pouco influenciou o nível de cargas de tração mobilizadas no GCL-B. Nos ensaios realizados com as geomembranas texturizadas, o nível das cargas de tração mobilizadas no GCL pouco variou com a condição de hidratação e manteve-se significativamente baixo. Nos ensaios com as geomembranas texturizadas, a ruptura da interface solo/GCL-B ocorreu antes da ruptura da interface GCL-B/geomembranas (ver Apêndice C), o que permitiu que a maior parte do carregamento fosse transferido para a base. Nos ensaios realizados com a geomembrana lisa, o nível das cargas de tração mobilizadas no GCL-B pouco variou com a condição de hidratação, entretanto, as cargas mobilizadas no GCL-B foram até 95% maiores do que as observadas nos ensaios com as geomembranas texturizadas. Por esse motivo pode-se afirmar que o deslizamento ocorrido entre o GCL-B e a geomembrana GML foi muito mais intenso do as demais configurações, promovendo a maior mobilização de cargas de tração no GCL-B.



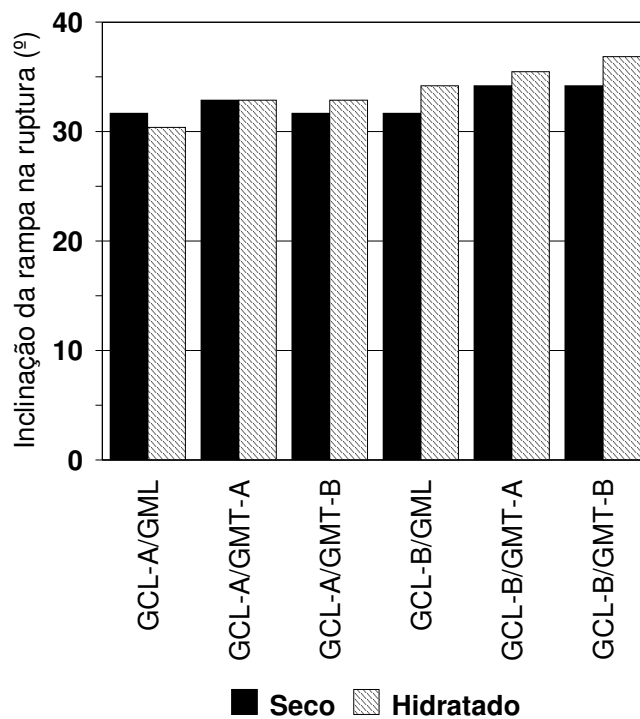
**Figura 6.10** – Deslocamento da caixa de confinamento versus inclinação da rampa para ensaios com GCL-B e sobrecarga aplicada igual a 5,75 kPa (rampa na horizontal).



**Figura 6.11** – Tração mobilizada no GCL-B em função da inclinação da rampa e da condição de hidratação, para sobrecarga aplicada igual a 5,75 kPa (rampa na horizontal).

A Figura 6.12 mostra mais claramente a influência da condição de hidratação nos ângulos de inclinação da rampa observados no momento imediatamente anterior à ruptura. Os resultados foram obtidos a partir dos ensaios realizados com as diversas associações GCL-rugosidade da interface inferior. Pode ser visto nessa figura que as condições de hidratação estabelecidas no programa experimental pouco afetaram o ângulo de inclinação da rampa na ruptura. A única configuração sujeita a reduções no ângulo de inclinação da rampa na ruptura devido à hidratação corresponde à associação GCL-A/GML, provavelmente devido à maior deformação na interface GCL-geomembrana lisa. Mesmo assim, estas reduções não foram significativas. Nos ensaios com as demais associações houve manutenção (associação GCL-A/GMT-A) ou aumento do ângulo de inclinação da rampa na ruptura promovido pela hidratação. Esse comportamento pode ser explicado, no caso dos ensaios com o GCL-A, pela formação de elevações localizadas na superfície de contato da amostra com o solo, promovidas pela expansão nas regiões com maior quantidade de bentonita, já que este GCL apresentou quantidades heterogêneas de bentonita distribuída por metro quadrado na maioria das amostras. Vale ressaltar que a bentonita, o geotêxtil não tecido superior e o frágil agulhamento componente do GCL-A possibilitaram expansões e deslocamentos superiores aos observados nos ensaios com o GCL-B.

A Figura 6.12 também apresenta os ângulos de inclinação da rampa na ruptura para os ensaios realizados com o GCL-B. A hidratação promoveu o aumento do ângulo de inclinação da rampa na ruptura em todas as configurações ensaiadas com o GCL-B. Esse fato provavelmente está associado à forma final do GCL-B após a expansão (ver Figura 6.13). Tal forma aumenta a área de contato entre o GCL-B e o solo. Dentre todas as configurações ensaiadas, a que forneceu menores ângulos de inclinação da rampa na ruptura correspondeu à associação GCL-A/GML. Como visto no item 6.2, para o nível de tensões empregado no programa experimental da presente pesquisa, o GCL-B não apresentou instabilidade interna, devido a seu resistente ponteamto.



**Figura 6.12** – Ângulo de inclinação da rampa na ruptura em função da configuração ensaiada e da condição de hidratação estabelecida.

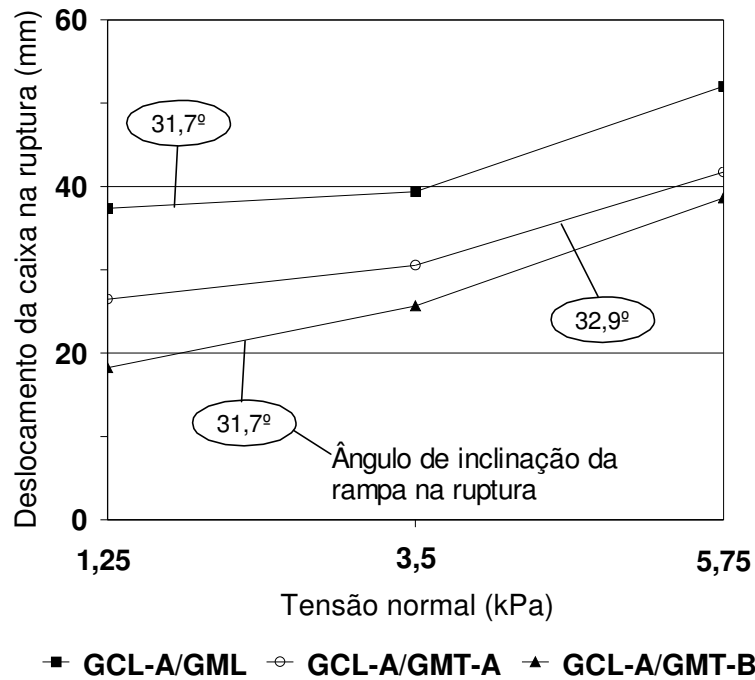


**Figura 6.13** – Forma deformada da GCL-B após expansão.

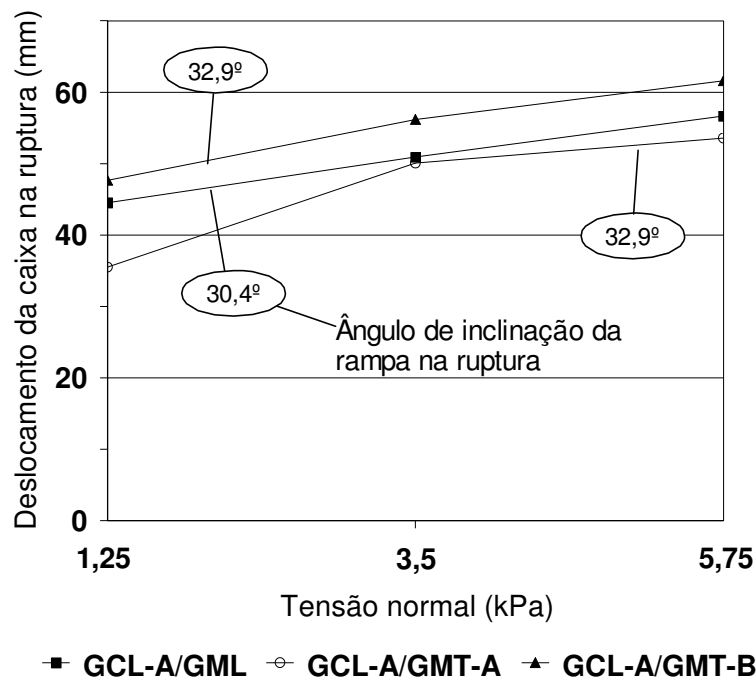
A Figura 6.14 apresenta os deslocamentos observados na ruptura em função do valor de tensão normal aplicado para ensaios realizados com o GCL-A sem hidratação e com rugosidades de interface inferior dadas pelas superfícies das geomembranas GML, GMT-A e GMT-B. Nessa figura também são mostrados os ângulos de inclinação da rampa na ruptura obtidos para cada configuração ensaiada. Pode ser visto que as maiores deformações ocorreram nos ensaios com a associação GCL-A/GML. Pode-se ver também que a utilização da geomembrana GMT-B não promoveu incremento no ângulo de inclinação da rampa na ruptura em relação ao caso em que foi utilizada a associação GCL-A/GML, entretanto os deslocamentos na ruptura sofreram reduções de 25 a 51% com o uso da geomembrana texturizada GMT-B, dependendo da sobrecarga aplicada. O uso da associação GCL-A/GMT-A pouco afetou a inclinação da rampa na ruptura, mas também promoveu reduções de 19 a 29% nos deslocamentos da caixa na ruptura.

Os deslocamentos observados na ruptura em função da sobrecarga aplicada para ensaios realizados com o GCL-A hidratado podem ser vistos na Figura 6.15. Para as três configurações ensaiadas, as condições de hidratação empregadas promoveram o aumento do nível de deslocamentos em relação aos ensaios secos. Entretanto, a configuração mais susceptível aos efeitos da hidratação, em termos de deslocamentos, correspondeu à associação GCL-A/GMT-B. Tal configuração favoreceu incrementos de até 60% no nível de deslocamentos associados a um leve incremento do ângulo de inclinação da rampa na ruptura em relação aos valores observados em ensaios sem hidratação com a mesma configuração.

Após a hidratação das amostras também foram observados leves incrementos nos ângulos de inclinação da rampa quando utilizadas geomembranas texturizadas nos ensaios.



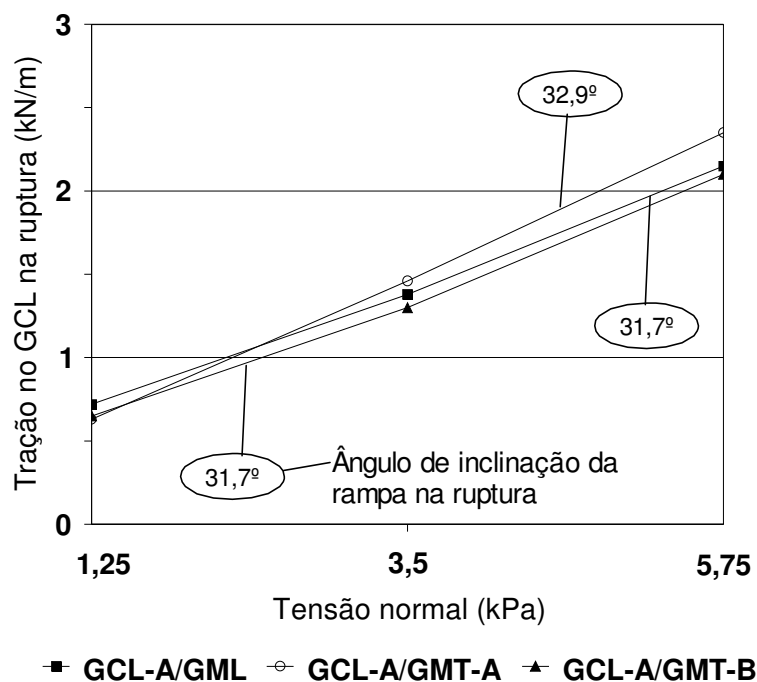
**Figura 6.14** – Deslocamentos da caixa na ruptura versus sobrecarga aplicada em ensaios sem hidratação (GCL-A).



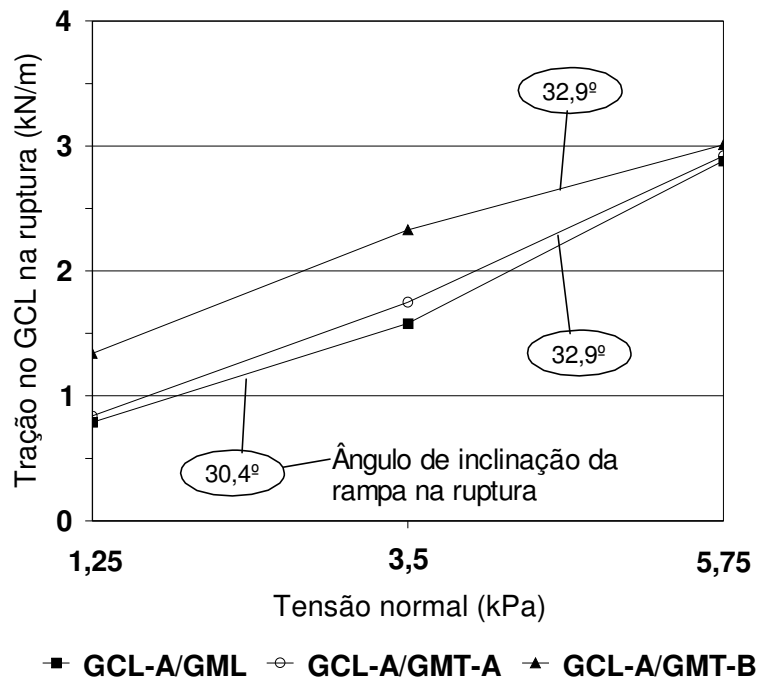
**Figura 6.15** – Deslocamentos da caixa na ruptura versus sobrecarga aplicada em ensaios hidratados (GCL-A).

As Figuras 6.16 e 6.17 mostram, respectivamente, as cargas de tração mobilizadas no GCL-A na ruptura versus sobrecarga aplicada em ensaios sem e com hidratação. Nestas figuras, os ângulos de inclinação da rampa na ruptura também são mostrados para avaliação. A Figura 6.16 mostra que em ensaios secos com o GCL-A, a condição de rugosidade de base simulada por meio dos diferentes tipos de geomembrana pouco influenciou as cargas mobilizadas no GCL-A, bem como o ângulo de inclinação da rampa na ruptura.

Em ensaios hidratados com o GCL-A (Figura 6.17) a variação da textura das geomembranas de base também pouco afetou as cargas de tração mobilizadas no GCL-A no momento da ruptura. Em relação ao ensaio sem hidratação, houve incremento no nível de sollicitação do GCL-A de até 25% nos ensaios com a associação GCL-A/GMT-B hidratada, dependendo da sobrecarga aplicada. Entretanto, esse aumento nos valores das cargas de tração esteve associado também a um ângulo de inclinação da rampa superior ao obtido para a mesma configuração em ensaios secos. Para as demais configurações ensaiadas, o incremento no valor das cargas de tração mobilizadas na ruptura foi muito baixo em relação aos ensaios sem hidratação. Tais incrementos também estiveram associados à componente adicional referente ao peso da água introduzida no sistema.



**Figura 6.16** – Cargas de tração mobilizadas no GCL na ruptura versus sobrecarga aplicada em ensaios sem hidratação (GCL-A).

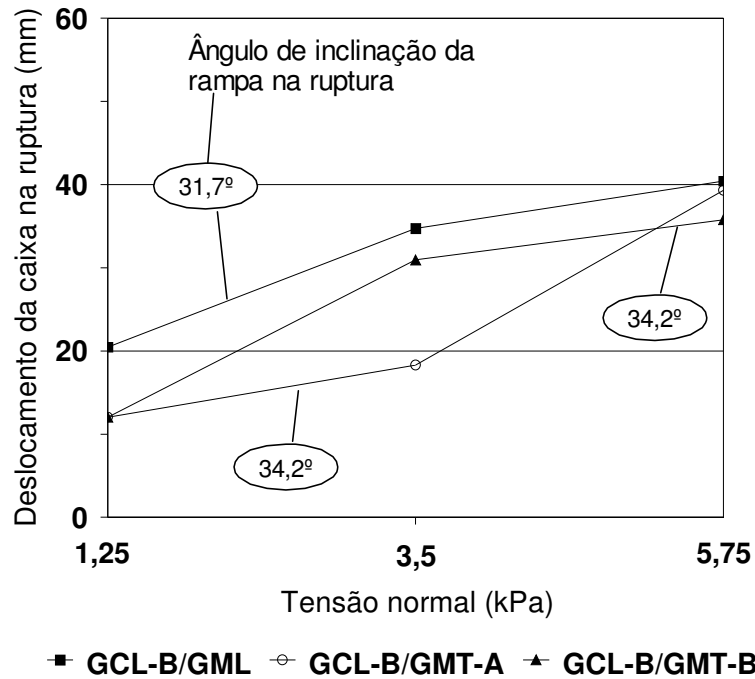


**Figura 6.17** – Cargas de tração mobilizadas no GCL na ruptura versus sobrecarga aplicada em ensaios com hidratação (GCL-A).

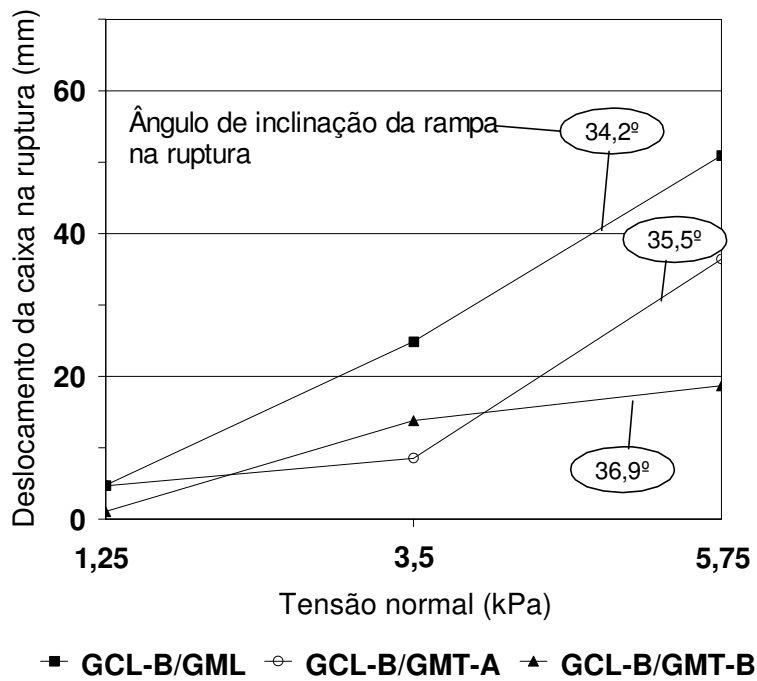
As Figuras 6.18 e 6.19 apresentam os deslocamentos observados na ruptura em função da sobrecarga aplicada em ensaios secos e hidratados com o GCL-B, respectivamente. A Figura 6.18 mostra que os deslocamentos variaram entre 12,0 e 40,4 mm, dependendo da geomembrana utilizada e da sobrecarga aplicada. O ângulo de inclinação da rampa na ruptura foi incrementado em 2,5° ao se utilizar as geomembranas texturizadas como condição de rugosidade de base. Nos ensaios sem hidratação, a configuração GCL-B/GMT-A foi a mais eficiente na redução dos deslocamentos da caixa na ruptura.

Após a hidratação do GCL-B (Figura 6.19) puderam ser observadas reduções no nível de deslocamentos na ruptura associadas às tensões normais de 1,25 e 3,5 kPa (rampa na horizontal). Como visto em figuras anteriores, também foram observados incrementos no ângulo de inclinação da rampa na ruptura em relação aos ensaios sem hidratação. Nos ensaios com hidratação, a configuração GCL-B/GMT-B foi a que proporcionou maior redução do nível de deslocamentos da caixa na ruptura, maior incremento do ângulo de inclinação da rampa na ruptura e, como será visto adiante (Figura 6.21), maior redução das cargas de tração mobilizadas no GCL-B.





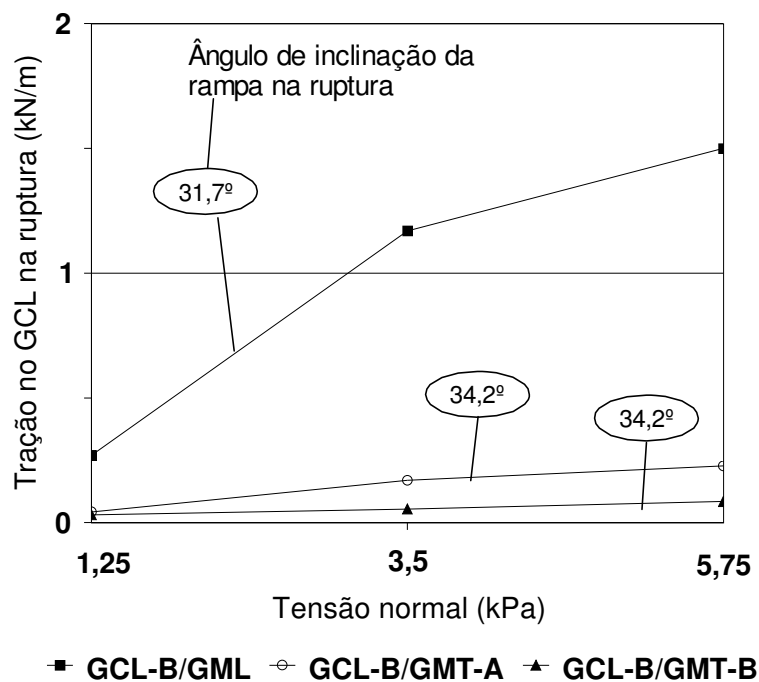
**Figura 6.18** – Deslocamentos da caixa na ruptura versus sobrecarga aplicada em ensaios sem hidratação (GCL-B).



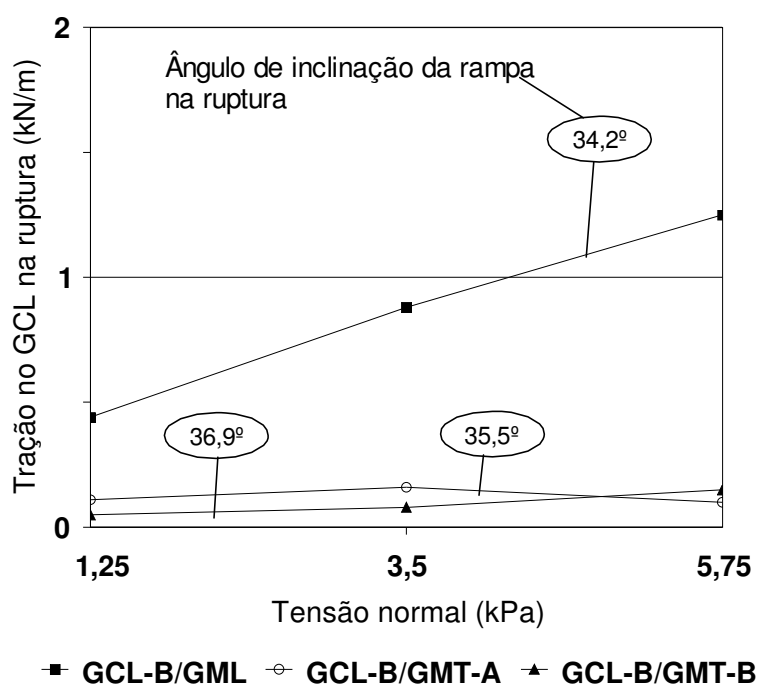
**Figura 6.19** – Deslocamentos da caixa na ruptura versus sobrecarga aplicada em ensaios com hidratação (GCL-B).

A Figura 6.20 apresenta as cargas de tração mobilizadas no GCL-B no momento imediatamente anterior à ruptura em função da sobrecarga aplicada. A presente figura mostra que nos ensaios sem hidratação, a utilização a interface rugosa da rampa (geomembranas texturizadas) provocou reduções significativas nas cargas de tração mobilizadas no GCL-B. O aumento do atrito de interface entre a geomembrana e o GCL-B ocasionado pela textura, bem como entre a geomembrana e a base permitiu a transferência de uma maior parcela de cargas cisalhantes para a base da rampa. Tais condições favorecem um deslizamento mais intenso do solo sobre o GCL do que o deslizamento do mesmo sobre a geomembrana. No apêndice B constam as figuras referentes às transferências de carga entre os diversos materiais ensaiados. O Apêndice C apresenta o ângulo de atrito de interface entre os diversos materiais ensaiados.

A Figura 6.21 apresenta as cargas de tração mobilizadas no GCL-B na ruptura versus sobrecarga aplicada obtidas a partir de ensaios hidratados. Conforme visto nessa figura, a hidratação também não interferiu significativamente nas cargas de tração mobilizadas no GCL-B. A influência da textura das geomembranas foi semelhante à observada na figura anterior. Como visto anteriormente, a hidratação do GCL-B contribuiu para o aumento do ângulo de inclinação da rampa na ruptura.

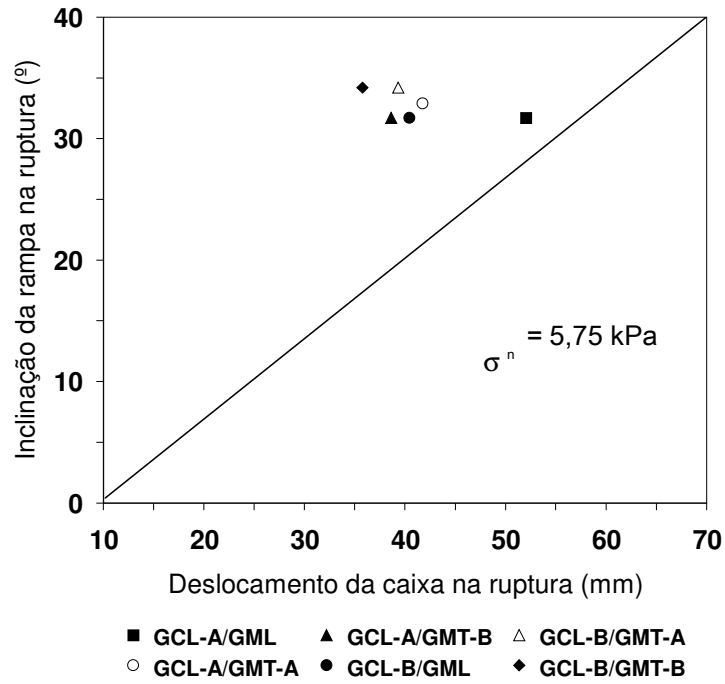


**Figura 6.20** – Cargas de tração mobilizadas no GCL na ruptura versus sobrecarga aplicada em ensaios sem hidratação (GCL-B).

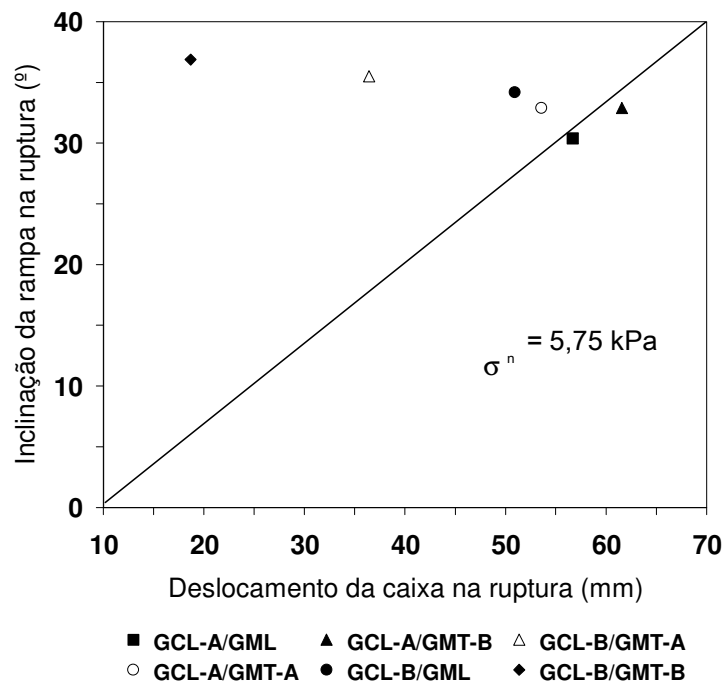


**Figura 6.21** – Cargas de tração mobilizadas no GCL na ruptura versus sobrecarga aplicada em ensaios com hidratação (GCL-B).

Nas Figuras 6.22 a 6.25 são apresentados, respectivamente, o ângulo de inclinação da rampa na ruptura e o correspondente deslocamento da caixa de confinamento para cada configuração de ensaio. O mesmo também é mostrado em relação às cargas de tração mobilizadas no GCL ocorridas imediatamente antes da ruptura. A tensão normal aplicada com a rampa na horizontal foi mantida em 5,75 kPa. Os resultados são mostrados em função do emprego das condições de rugosidade da rampa dadas pelas geomembranas GML, GMT-A e GMT-B e da condição de hidratação do empregada no ensaio. Nessas figuras, cada ponto corresponde a uma configuração ensaiada. Quanto mais elevada e próxima ao eixo y é a posição do ponto, mais eficiente é a configuração ensaiada no incremento do ângulo de inclinação da rampa na ruptura associado a um menor deslocamento na ruptura (comportamento mais rígido da interface) ou menor carga mobilizada na geomembrana, dependendo do gráfico considerado .



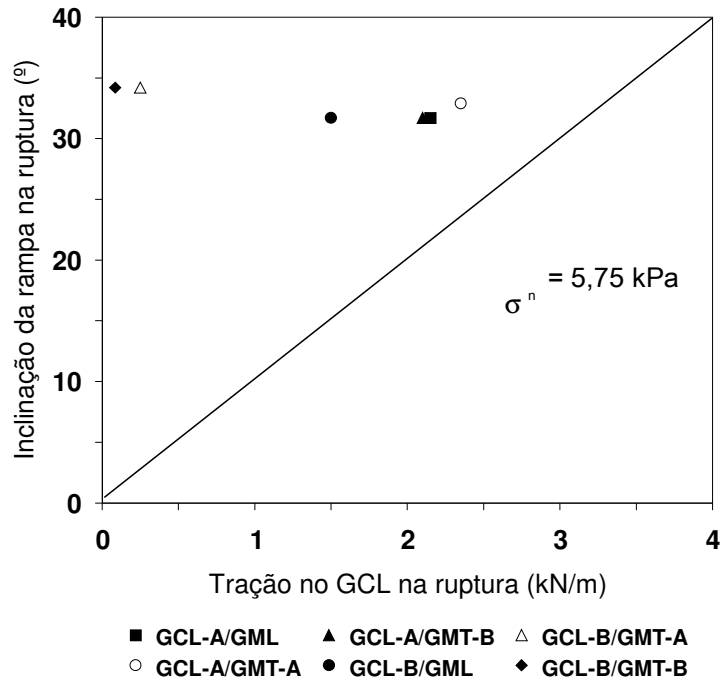
**Figura 6.22** – Deslocamento da caixa de confinamento na ruptura e correspondente inclinação da rampa na ruptura obtidas em ensaios sem hidratação



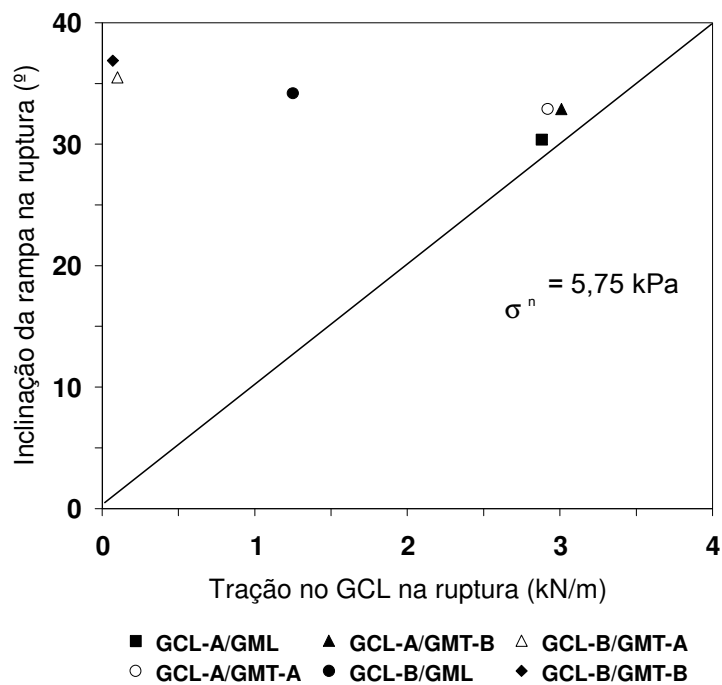
**Figura 6.23** – Deslocamento da caixa de confinamento na ruptura e correspondente inclinação da rampa na ruptura obtidos em ensaios com hidratação.

Pode ser visto ainda a partir das Figuras 6.22 e 6.23 que, independente da condição de hidratação, a associação do GCL-B com bases rugosas (geomembranas texturizadas) apresentou o melhor desempenho em termos de aumento do ângulo de inclinação da rampa na ruptura e de redução dos deslocamentos da caixa de confinamento na ruptura. Já as Figuras 6.24 e 6.25, apresentam as cargas de tração mobilizadas nos GCL's na ruptura e correspondente ângulo de inclinação da rampa na ruptura obtidos em ensaios sem hidratação. Em adição aos benefícios favoráveis ao uso do GCL-B mencionados anteriormente, pode ser constatado nas figuras, que a associação do GCL-B com geomembranas texturizadas também apresentou o melhor desempenho em termos de redução das cargas de tração mobilizadas na ruptura. De modo semelhante, a associação GCL-B/GML teve desempenho superior em relação à associação GCL-A/GML, ao serem comparadas às mesmas variáveis citadas anteriormente.

A textura adicional do GCL-B fornecida por meio da impregnação de areia permitiu um desempenho significativamente superior ao observado em ensaios com o GCL-A, a partir dos ganhos de estabilidade e da redução das cargas de tração mobilizadas. Conforme visto no item 6.2 do presente capítulo, a maior resistência à ruptura interna do GCL-B a partir da introdução do véu de geotêxtil não tecido no seu interior, como também do resistente ponteamto empregado no produto, tornam sua utilização mais adequada em regiões, tais como taludes de obras de proteção ambiental, de lagoas ou reservatórios, as quais são mais sujeitas aos problemas de estabilidade interna e de interface. Entretanto, conforme apresentado no item 6.3.1, as características que forneceram desempenho superior ao GCL-B em termos de resistência interna e de interface, também contribuíram para um desempenho em termos de expansibilidade inferior ao observado em ensaios com o GCL-A. Além de outros fatores, o resistente ponteamto do GCL-B inibiu sua expansão, tornando-a inferior à observada no GCL-A. Ensaios complementares são necessários para avaliação das condutividades hidráulicas dos GCL's ensaiados. Isso possibilitaria a verificação da influência das diferentes expansibilidades obtidas nas permissividades dos GCL's. Entretanto, os resultados apresentados sugerem que a aplicação mais adequada para o GCL-A seria em regiões tais como fundos de obras de disposição de resíduos, lagoas ou reservatórios, as quais são mais sujeitas aos problemas de percolação (elevada carga hidráulica) e menos sujeitas aos esforços cisalhantes. Desse modo, em projetos de obras de disposição de resíduos, as características dos GCL's devem ser definidas em função do tipo de resíduo a ser contido, da geometria do problema e natureza das solicitações.



**Figura 6.24** – Carga de tração mobilizada no GCL na ruptura e correspondente ângulo de inclinação da rampa na ruptura obtidos em ensaios sem hidratação.



**Figura 6.25** – Carga de tração mobilizada no GCL na ruptura e correspondente ângulo de inclinação da rampa na ruptura obtidos em ensaios sem hidratação.

### **7 – ANÁLISES DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA E RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS MATERIAIS ALTERNATIVOS**

#### **7.1 - INTRODUÇÃO**

Os resultados apresentados no presente capítulo referem-se aos ensaios de adensamento e cisalhamento direto realizados em amostras resultantes da mistura entre os diversos materiais citados no Capítulo 3. Tais ensaios visaram a obtenção de misturas alternativas com propriedades hidráulicas compatíveis com as propriedades da bentonita, de modo que a viabilidade de sua utilização como componentes de GCL's e em sistemas de revestimento de fundo ou cobertura de áreas de disposição de resíduos pudesse ser constatada. Os ensaios também visaram o estudo da resistência ao cisalhamento de tais materiais e das condicionantes de utilização dos mesmos baseados nos mecanismos de interação e sollicitação comumente desenvolvidos em taludes de áreas de disposição de resíduos revestidos com geossintéticos. Os seguintes materiais foram utilizados nas misturas utilizadas nos ensaios: borracha triturada (BOR), areia (ARE-B) e argila (ARG). Neste capítulo serão abordadas as misturas com 10, 25 e 50% de material alternativo. O Apêndice D apresenta alguns resultados adicionais eventualmente não mostrados no presente capítulo.

#### **7.2 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE ADENSAMENTO**

A Tabela 7.1 apresenta algumas características das amostras utilizadas nos ensaios de adensamento. Para cada amostra foram avaliados os valores de condutividade hidráulica a partir da variação da carga hidráulica em função do tempo e da tensão normal aplicada na amostra.

Como mencionado nos Capítulos 3 e 4, os ensaios de condutividade hidráulica foram realizados por meio de células de adensamento. As Figuras 7.1 a 7.3 apresentam as curvas de compressibilidade para as misturas BOR/BTN, ARE-B/BTN e ARG/BTN em diferentes proporções, conforme mostrado anteriormente na Tabela 3.3. As tensões normais aplicadas correspondem a 5, 12, 25, 50, 100, 200 e 400 kPa. As curvas de compressibilidade relacionam as tensões (kPa) em escala logarítmica com os valores dos índices de vazios finais obtidos em cada estágio de carregamento.

**Tabela 7.1** – Características de algumas amostras ensaiadas na prensa de adensamento.

Mistura	Altura inicial da amostra (mm)	Altura final da amostra (mm)	Índice de vazios inicial	Índice de vazios final
BTN	25,5	25,4	2,39	2,37
BOR	25,4	21,6	0,77	0,50
ARG	25,4	17,3	2,93	1,67
ARE	25,6	24,4	0,97	0,87
BOR-10%	25,5	23,4	1,60	1,38
BOR-25%	25,7	23,2	1,17	0,96
BOR-50%	25,6	22,2	0,86	0,60
ARG-10%	25,5	23,6	2,55	2,31
ARG-25%	25,5	22,4	2,57	2,29
ARG-50%	25,3	20,7	2,59	2,03
ARE-10%	25,7	22,7	2,30	1,92
ARE-25%	25,6	22,15	1,99	1,58
ARE-50%	25,7	22,90	1,45	1,18

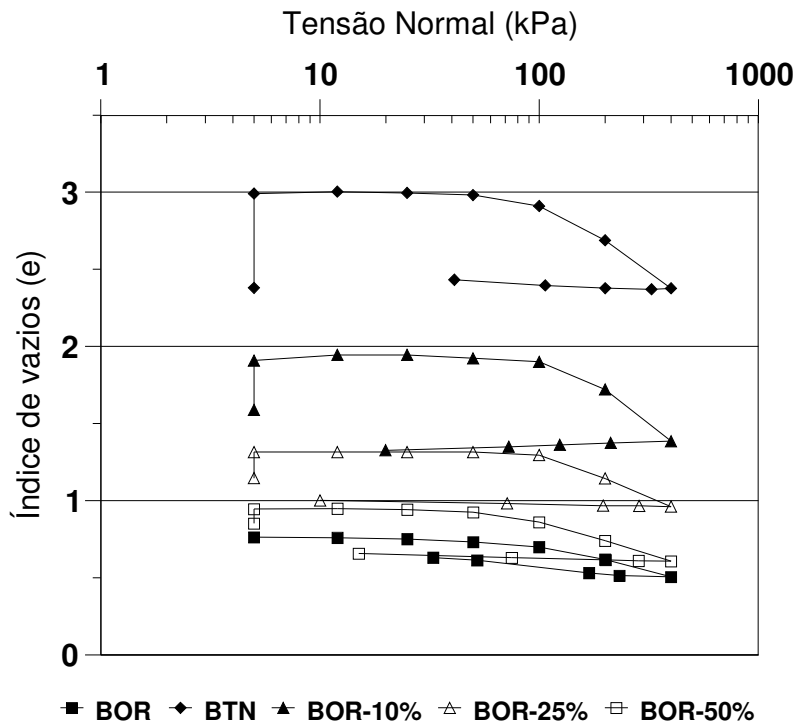
Pode-se ver na Figura 7.1 as curvas de compressibilidade para a mistura BOR/BTN em diferentes proporções. As curvas referentes à bentonita e à borracha também são apresentadas para comparação. Nota-se nessas curvas que maiores teores de bentonita favoreceram maiores expansões da mistura. Percebe-se também que quanto menor o teor de bentonita utilizado na mistura, mais seu comportamento se aproximou do comportamento do material alternativo. No que se refere às expansões, é importante avaliar que a utilização de até 10% de borracha na mistura (mistura BOR-10%) permitiu a ocorrência de expansões marcantes (em torno de 75% da expansão observada para a bentonita BTN), considerando o nível de tensão normal de



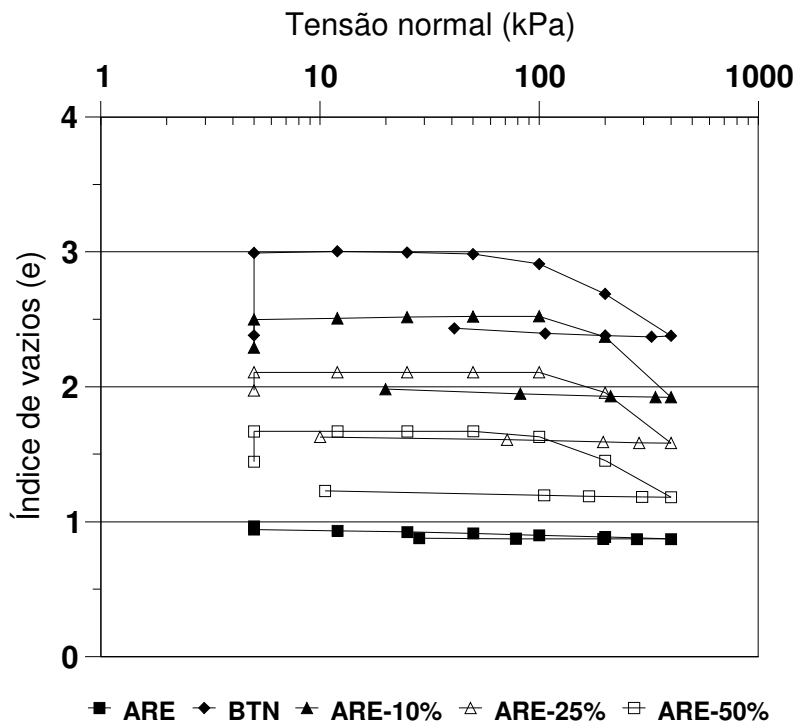
5 kPa. Os inícios dos trechos em que as amostras exibiram maiores taxas de compressibilidade ocorreram para tensões normais entre 50 e 100 kPa, dependendo do material ensaiado.

A Figura 7.2 apresenta as curvas de compressibilidade obtidas a partir de ensaios com misturas ARE-B/BTN em diferentes proporções. Também são apresentados os resultados referentes à areia ARE-B e bentonita BTN. Em relação a essas misturas foram constatados inícios de trechos com maiores taxas de compressibilidade sob tensões semelhantes às observadas nos ensaios com misturas BOR/BTN, inclusive com variação de índice de vazios semelhantes, no caso de percentagens de material alternativo superiores a 25%. O aumento do percentual de areia ARE-B na mistura promoveu reduções significativas na expansibilidade das amostras ensaiadas.

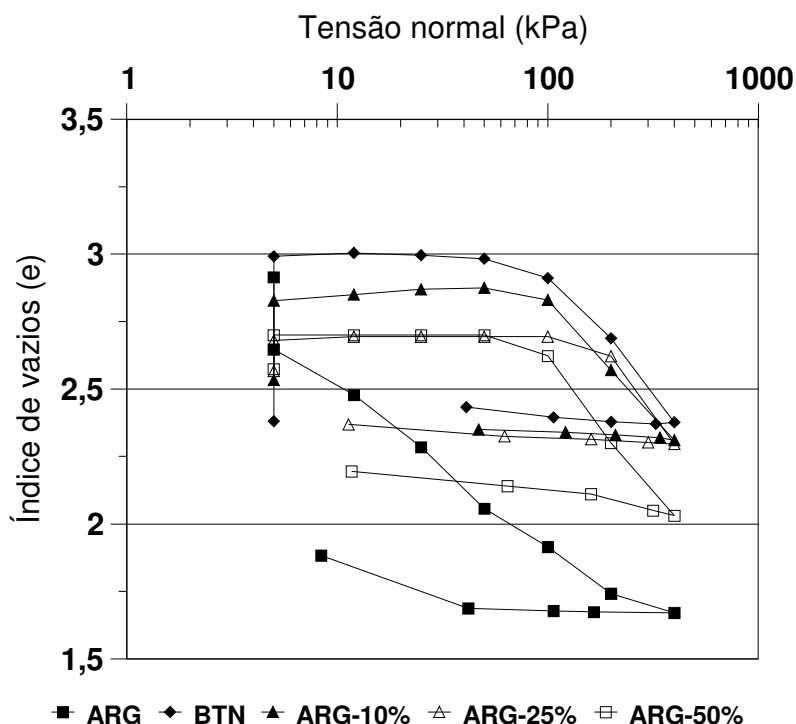
No caso das misturas ARG/BTN (Figura 7.3), o aumento do teor de argila afetou mais intensamente o índice de vazios em relação aos resultados observados nos ensaios com os demais materiais alternativos. Entretanto, as curvas de compressibilidade das misturas foram semelhantes à curva de compressibilidade obtida para a bentonita BTN, fato esse provavelmente associado à maior similaridade de naturezas e propriedades da argila ARG e da bentonita BTN. Entretanto, vale ressaltar que a curva de compressibilidade da argila ARG, não apresentou um trecho de recompressão bem definido, mas evidenciou que a argila ARG sofreu colapso quando submetida à inundação. Na verdade, esse comportamento está associado ao elevado índice de vazios inicial da amostra de argila (Tabela 7.1), apesar da aplicação do sistema padrão de compactação em todas as amostras. Os resultados obtidos sugerem que algumas diferenças significativas de comportamentos constatadas entre os diversos materiais ensaiados, provavelmente estão associadas às diferentes condições iniciais observadas entre as amostras. Porém, pode-se afirmar que, para as condições e materiais empregados nos ensaios com a argila ARG, as misturas envolvendo tal material caracterizaram-se por serem mais suscetíveis a incrementos de umidade e acréscimos de tensão que as misturas realizadas com os demais materiais alternativos. Os resultados sugerem que percentuais de argila ARG nas misturas com a bentonita BTN, em percentuais superiores a 50%, podem prejudicar o seu aproveitamento como barreira hidráulica no que diz respeito à sua expansibilidade, como também sua condutividade hidráulica.



**Figura 7.1** - Curvas de compressibilidade para misturas BOR/BTN.



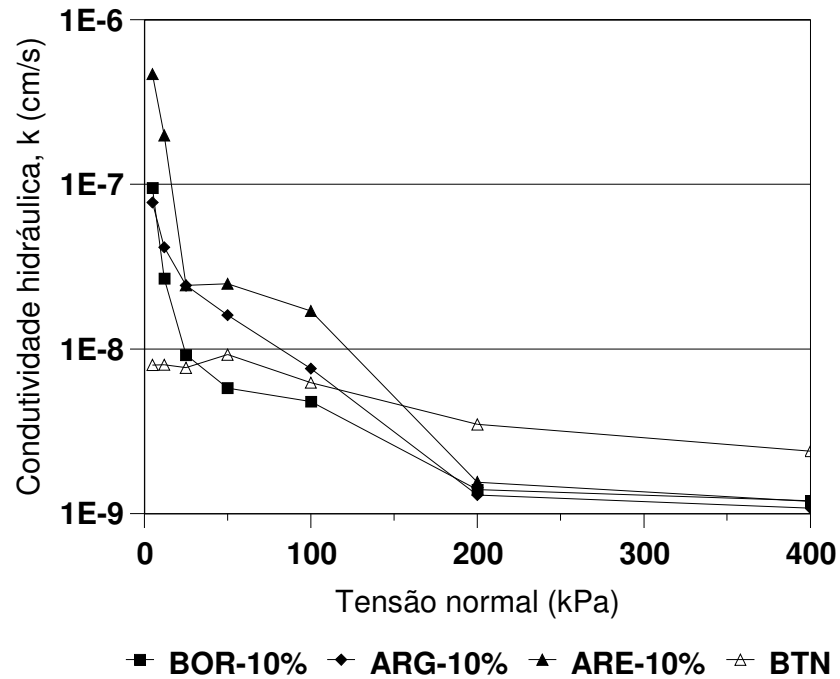
**Figura 7.2** - Curvas de compressibilidade para misturas ARE-B/BTN.



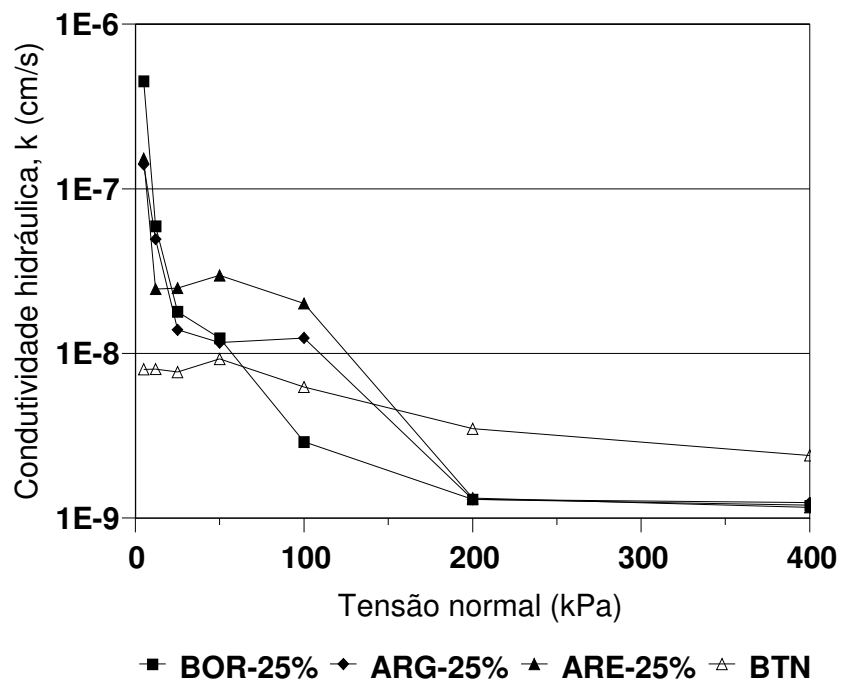
**Figura 7.3** - Curvas de compressibilidade para misturas ARG/BTN

As Figuras 7.4 a 7.6 apresentam as condutividades hidráulicas em função da tensão normal aplicada durante o ensaio de adensamento, para misturas com as percentagens em massa 10, 25 e 50% de material alternativo. A curva referente à condutividade da bentonita também é mostrada para comparação (ensaio de referência). Pode ser visto que as condutividades hidráulicas obtidas e apresentadas nas três figuras se situaram entre  $10^{-7}$  e  $10^{-9}$  cm/s. Nota-se também que para tensões normais iguais ou inferiores a 50 kPa as condutividades obtidas para as diversas misturas são consideravelmente elevadas, quando comparadas às observadas em ensaios sob níveis de tensão superiores. Conforme preconizado na literatura, é possível que tenham ocorrido fluxos preferenciais entre as amostras e a parede rígida da célula de adensamento, mesmo com os cuidados adotados. Outro fator que pode estar favorecendo a ocorrência de elevadas condutividades hidráulicas associadas a baixos níveis de tensão normal é a expansão da amostra, que na medida em que ocorre, aumenta a velocidade de descarga hidráulica. Entretanto, a partir de valores de tensão normal superiores a 100 kPa, as condutividades hidráulicas de todos os materiais tenderam a se uniformizar e a reduzir consideravelmente. Nas três figuras (7.4 a 7.6), pode ser visto que os valores de condutividade hidráulica das diferentes misturas se situaram na mesma ordem de grandeza dos valores da condutividade hidráulica da bentonita BTN, em torno de  $10^{-9}$  cm/s. Portanto, os resultados

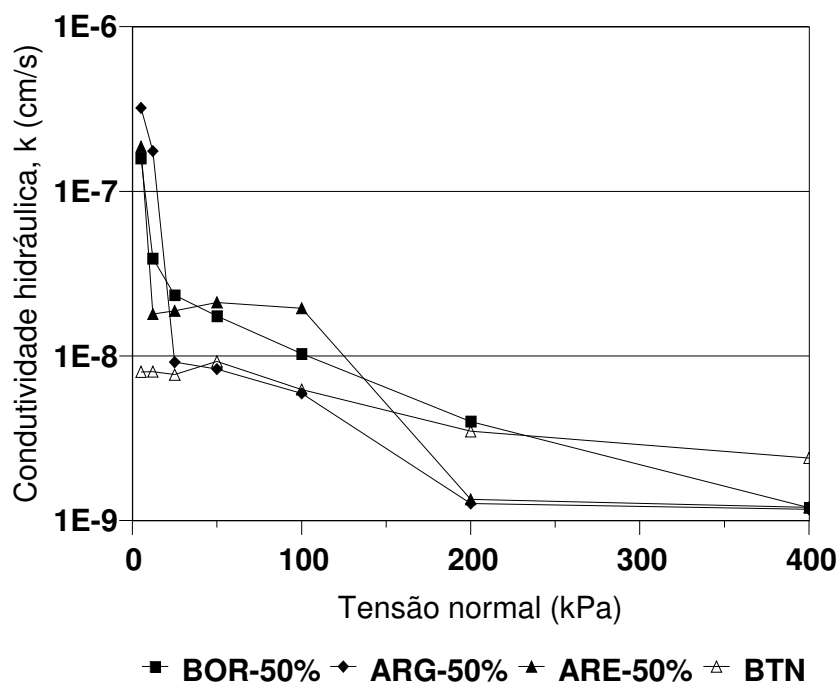
evidenciaram a compatibilidade entre as condutividades hidráulicas das misturas alternativas e da bentonita.



**Figura 7.4** – Condutividade hidráulica versus tensão normal para misturas com 10% em massa de material alternativo.



**Figura 7.5** – Condutividade hidráulica versus tensão normal para misturas com 25% em massa de material alternativo.



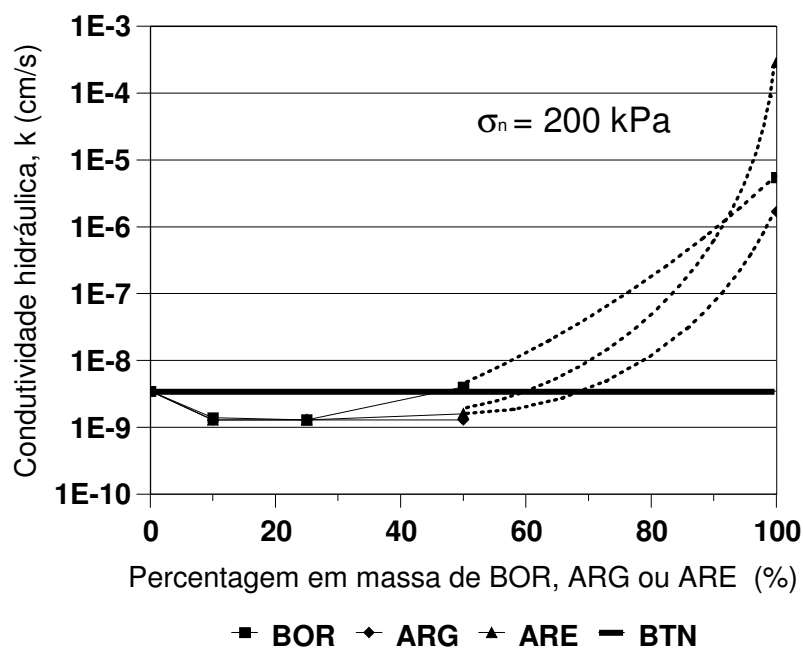
**Figura 7.6** – Condutividade hidráulica versus tensão normal para misturas com 50% em massa de material alternativo.

Considerando que pesos específicos típicos de resíduo urbanos que tenham sofrido algum nível de compactação, pode-se constatar que níveis de tensões normais entre 200 e 400 kPa podem ser facilmente atingidos em uma obra de disposição de resíduos de médio a grande porte. Considerando esse fato, a Figura 7.7 mostra os resultados obtidos para a tensão normal de 200 kPa. Tal figura apresenta a variação da condutividade hidráulica em função da percentagem em massa de argila, borracha ou areia na mistura. Os resultados mostram que os valores obtidos de condutividade hidráulica para misturas com até 50% de material alternativo foram próximos aos observados para bentonita sozinha, tornando evidente a viabilidade do uso destas misturas como barreiras hidráulicas.

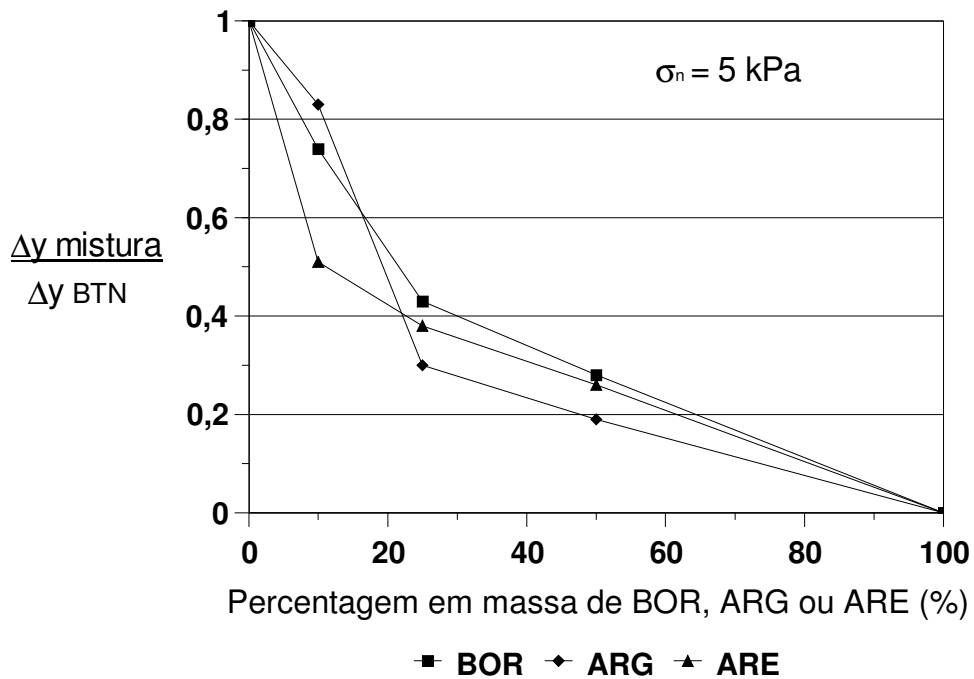
No presente estudo também foi avaliado o comportamento das misturas alternativas em termos de expansibilidade e permissividade. A Figura 7.8 apresenta a expansão da mistura normalizada pela expansão da bentonita em função da percentagem em massa de material alternativo na mistura sob tensão normal de 5 kPa. Para a percentagem em massa de material igual a 10%, são observados valores de expansibilidade de misturas variando em torno de 50 a 83% da expansibilidade da bentonita, dependendo do material alternativo utilizado. Para a percentagem de material na mistura igual a 25%, os valores de expansibilidade das misturas

situam-se entre 30 e 43% da expansibilidade da bentonita. Já para a percentagem de 50% de material alternativo na mistura, os valores de expansibilidade situam-se entre 20 e 30% da expansibilidade da bentonita. Como material mais favorável à ocorrência das expansões observa-se a borracha BOR e o menos favorável, a argila ARG. Os resultados apresentados até aqui indicam perdas significativas na expansibilidade a partir do uso dos materiais alternativos com percentuais superiores a 10% em misturas com a bentonita BTN. Devem ser realizados ensaios e estudos específicos para se avaliar o comprometimento da expansibilidade e do poder de cicatrização da bentonita ao ser misturada aos materiais alternativos.

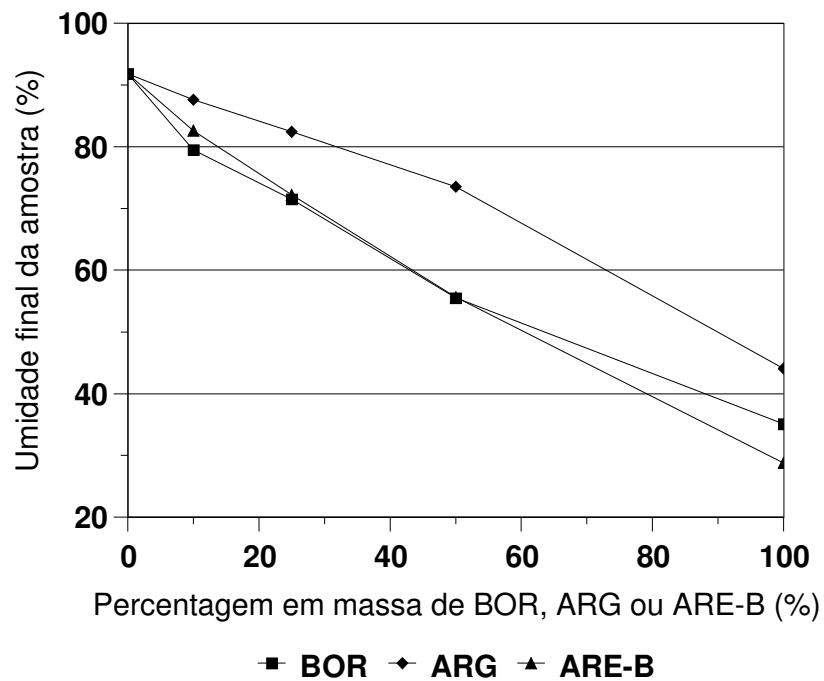
A Figura 7.9 mostra a umidade final da amostra ensaiada (ao final do estágio de 400 kPa) em função do percentual de borracha, argila ou areia em misturas com a bentonita. Tal figura mostra que o aumento do percentual de material alternativo na mistura promoveu uma menor capacidade por parte da mistura de incorporar água à sua estrutura. Os valores de umidade final versus percentual de material alternativo obtidos para misturas com a borracha BOR e a areia ARE-B foram semelhantes entre si. As misturas argila ARG, apesar de possuir umidades superiores às dos demais materiais, teve um maior comprometimento da expansão devido às suas características colapsíveis (Figura 7.3 e 7.8). Os resultados da Figura 7.9 estão relacionados e ajudam a explicar parcialmente os resultados obtidos na Figura 7.8.



**Figura 7.7** – Condutividade hidráulica versus percentagem em massa de borracha, argila ou areia na mistura ( $\sigma_n = 200$  kPa).

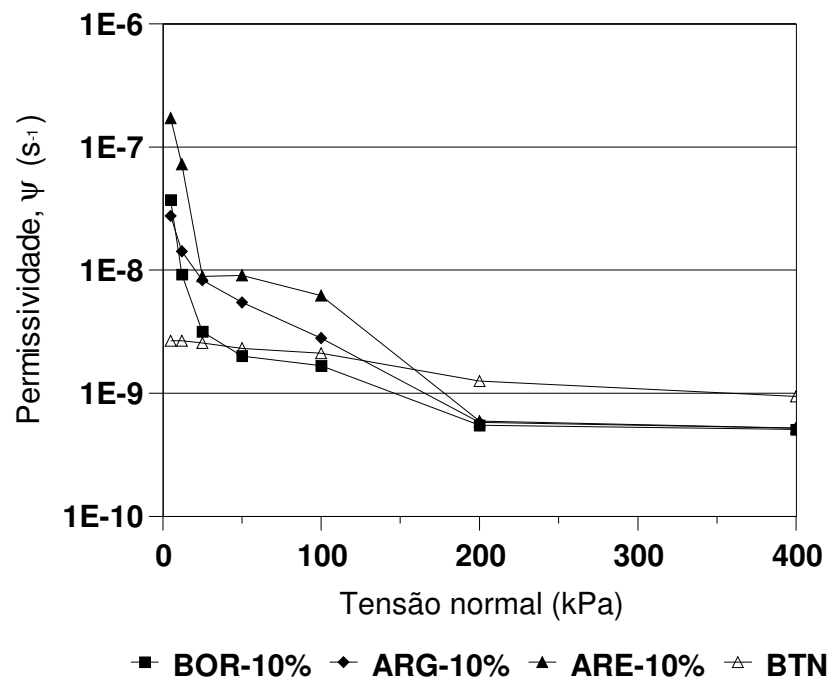


**Figura 7.8** – Expansão da mistura normalizada pela expansão da bentonita versus percentagem em massa de borracha, argila ou areia na mistura ( $\sigma_n = 5 \text{ kPa}$ ).



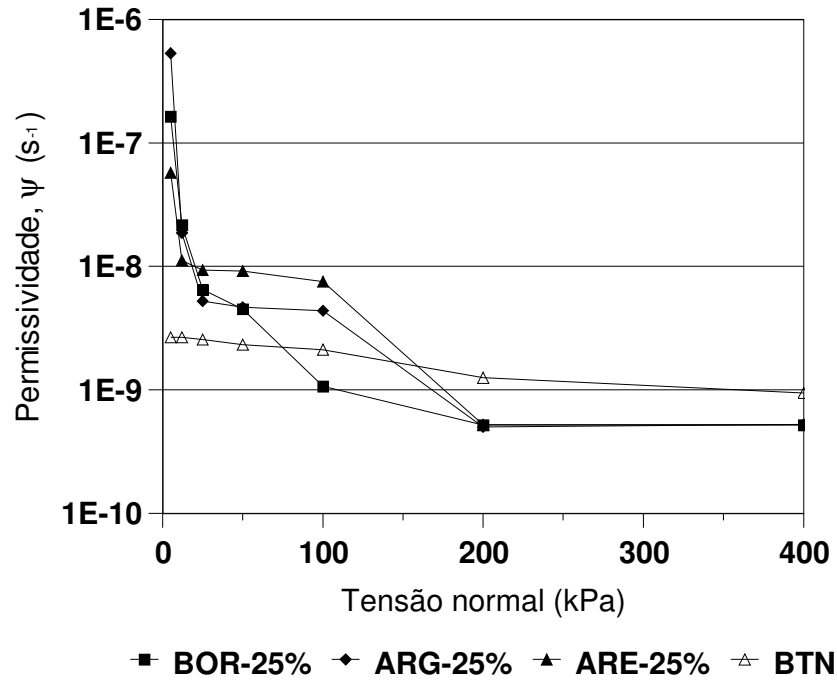
**Figura 7.9** – Umidade final da mistura versus percentagem em massa de borracha, argila ou areia na mistura.

A avaliação da permissividade é um importante meio de incluir e visualizar a influência da expansão das misturas no seu comportamento como barreira hidráulica. As Figuras 7.10 a 7.12 apresentam as permissividades das misturas para 10, 25 e 50% de percentagem em peso de material alternativo em função da tensão normal. A permissividade da bentonita é mostrada para comparação com as permissividades das misturas. Mesmo com essas perdas de expansibilidade motivadas pela incorporação de materiais alternativos nas misturas, pode-se constatar nas Figuras 7.10 a 7.12 que a partir de tensões normais superiores a 50 kPa, as permissividades das misturas mantiveram-se compatíveis com a obtida no ensaio com bentonita somente.

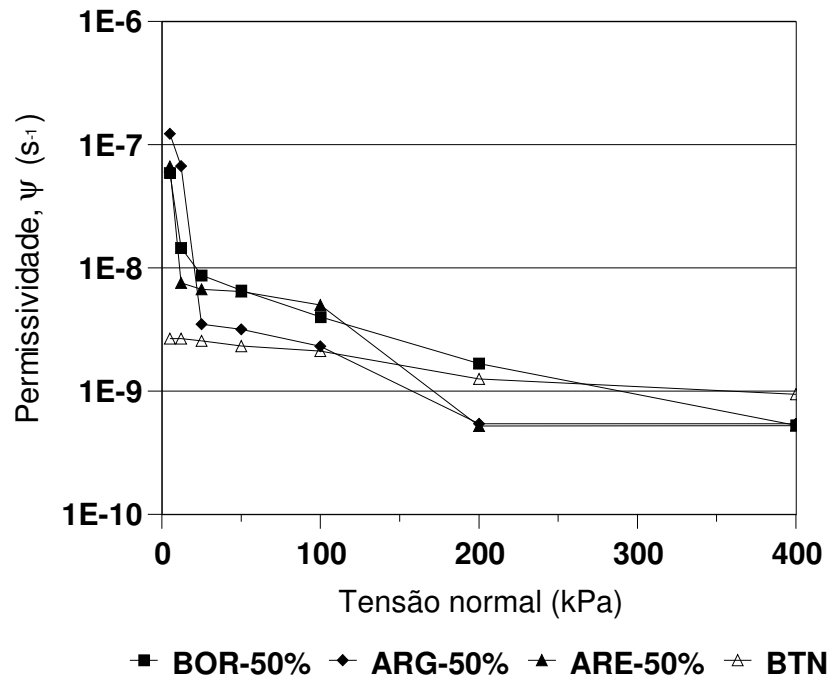


**Figura 7.10** – Permissividade versus tensão normal para misturas com 10% em massa de material alternativo.





**Figura 7.11** – Permissividade versus tensão normal para misturas com 25% em massa de material alternativo.



**Figura 7.12** – Permissividade versus tensão normal para misturas com 50% em massa de material alternativo.

As Figuras 7.13 a 7.15 expressam o quanto à permissividade das misturas foi maior ou menor que a permissividade de referência (bentonita BTN) quando variadas a tensão normal e a percentagem de material alternativo na mistura. Na Figura 7.13, pode ser visto claramente a influência do aumento da tensão normal na redução de permissividade da mistura. Também pode ser notada a influência do aumento da percentagem de borracha no incremento da permissividade. Os resultados mostram que para tensões normais em torno de 25 kPa, a permissividade da mistura levemente superior ao valor da permissividade da bentonita, dependendo do percentual de borracha na mistura. Quando aplicadas tensões normais superiores a 100 kPa, são observados valores de permissividade das misturas inferiores aos da bentonita. Entre outros fatores, esse fato pode ser resultante da influência de expansões superiores por parte da bentonita BTN em relação às das misturas. Como visto nas Figuras 7.8 e 7.9, durante o período de ensaio, a bentonita esteve em um processo de expansão sempre superior ao das misturas, com incorporação de uma maior quantidade de água à sua estrutura. Mesmo com a estabilização dos valores de carga hidráulica ao longo do tempo, é muito provável que a estrutura da bentonita ainda estivesse incorporando água. Esse processo foi mais ou menos intenso, dependendo dos valores de tensão normal ou do percentual de material alternativo na mistura. Desse modo, esse fato pode ter contribuído para uma maior descarga hidráulica por parte do ensaio com a bentonita somente em relação aos ensaios com os demais materiais. Entretanto, não se pode desconsiderar que algumas pequenas diferenças observadas possam também estar dentro da dispersão esperada neste tipo de ensaio.

A Figura 7.14 também mostra que em misturas com a argila ARG ocorreram reduções de permissividade associadas aos aumentos do percentual de argila para tensões normais superiores a 100 kPa. Como mencionado anteriormente, as misturas resultantes da argila ARG e da bentonita BTN foram mais suscetíveis às variações de umidade e tensão que as demais misturas. Entretanto, os intensos acréscimos de deformações ocorridos estiveram associados à manutenção de valores de permissividade hidráulica compatíveis com os da bentonita, quando aplicadas tensões normais superiores a 100 kPa. Dessa forma, os acréscimos de tensão e de umidade influenciaram com mais intensidade a variação do índice de vazios e a expansibilidade das misturas com a argila ARG, entretanto, as permissividades hidráulicas dessas misturas não foram afetadas na mesma proporção.

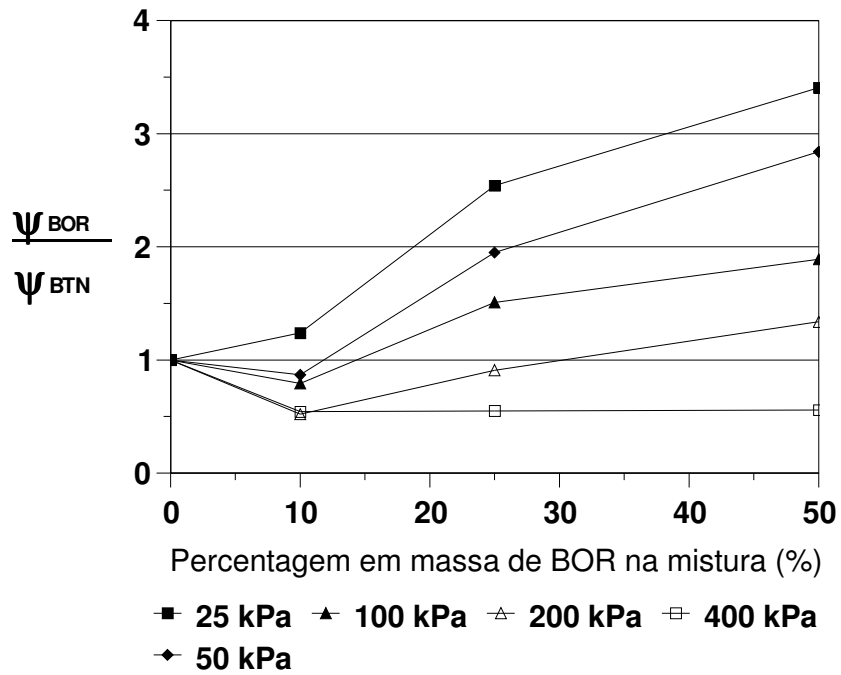


Figura 7.13 – Relação  $\Psi_{BOR}/\Psi_{BTN}$  versus percentagem em massa da borracha BOR na mistura.

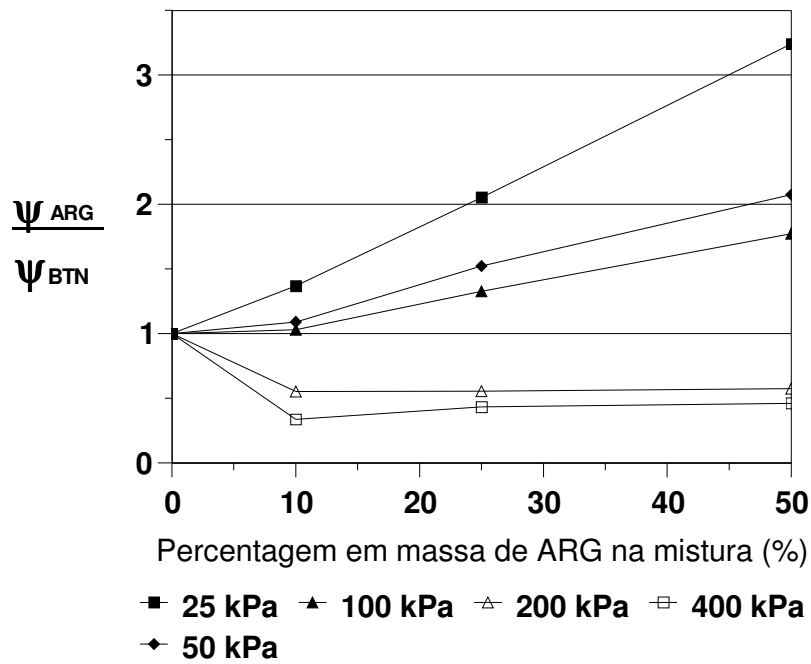


Figura 7.14 – Relação  $\Psi_{ARG}/\Psi_{BTN}$  versus percentagem em massa de argila ARG na mistura.

As misturas envolvendo a areia ARE-B em sua composição apresentaram os piores comportamentos em termos de permissividade versus tensão normal aplicada. Pode ser visto na Figura 7.15 que as maiores relações  $\Psi_{\text{material alternativo}}/\Psi_{\text{BTN}}$  foram obtidas para misturas com a areia ARE-B sob tensões normais iguais ou inferiores a 100 kPa. Entretanto, quando aplicadas tensões superiores a 100 kPa, as misturas com a areia ARE-B passaram a ter permissividades compatíveis com as da bentonita BTN, independente do percentual de material alternativo utilizado na mistura.

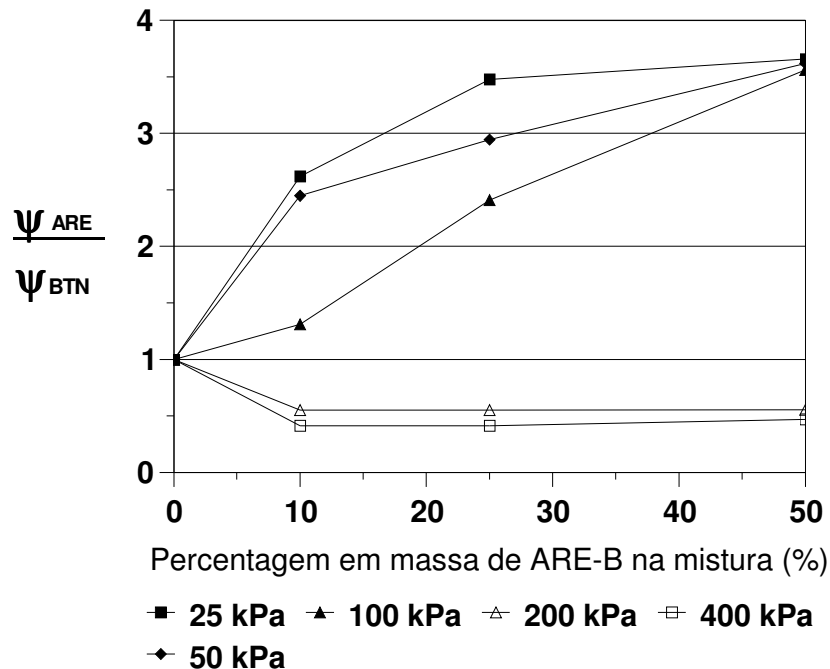
Segundo Da Costa (2006), a base e os taludes de uma área de disposição de resíduos devem consistir em combinações de camadas de materiais que satisfaçam as seguintes condições de condutividade hidráulica:

- Aterros para resíduos perigosos:  $k = 1,0 \times 10^{-11}$  cm/s;
- Aterros para resíduos não perigosos:  $k = 1,0 \times 10^{-10}$  cm/s;
- Aterros para resíduos inertes:  $k = 1,0 \times 10^{-9}$  cm/s.

Com base nos resultados obtidos, constata-se que as misturas alternativas ensaiadas permitiriam a fácil obtenção de condutividades equivalentes às requeridas acima, a partir do uso combinado entre as mesmas e os diversos materiais aplicáveis ao problema, tais como: geomembranas e outros. Portanto, os resultados mostrados até aqui sugerem a possibilidade de aplicação das misturas como componentes de GCL's posicionados em locais específicos da obra, dependendo do nível de tensões atuante, do material alternativo empregado e de seu percentual na mistura.

Os materiais estudados podem ser empregados em regiões sujeitas a tensões normais superiores a 50 kPa ou em regiões não sujeitas à necessidade de grandes expansibilidades. Estes materiais também podem ser empregados em obras ou locais que envolvam menor rigor em termos de condutividade hidráulica, como sistemas de cobertura temporários ou finais de aterros sanitários ou de outras obras de disposição de resíduos. É importante lembrar que tensões normais em torno de 50 kPa podem ser atingidas na base de aterros sanitários pouco compactados com alturas de resíduos da ordem de 10m apenas. Portanto, os resultados mostram que, dependendo das características da obra, a associação de materiais alternativos à

bentonita pode prover uma solução econômica e ambientalmente correta para o emprego de geocompostos argilosos.



**Figura 7.15** – Relação  $\Psi_{ARE}/\Psi_{BTN}$  versus percentagem em massa de argila ARE-B na mistura.

Os resultados apresentados também mostraram que o equipamento de adensamento foi útil na avaliação da condutividade hidráulica da bentonita e das demais misturas componentes do programa experimental. Entretanto, o equipamento apresentou algumas limitações, tais como:

- Cuidados especiais devem ser tomados para se evitar ou minimizar o fluxo preferencial entre a parede da célula e a amostra para tensões normais inferiores a 100 kPa (conforme relatado na literatura);
- Apesar da obtenção a estabilização da descarga hidráulica durante os longos períodos de observação, o equipamento não permitiu a saturação e expansão total da bentonita ou das misturas nos períodos usuais de ensaio. Esse fato foi agravado pela constatação da alta sensibilidade da bentonita às aplicações de tensões normais (conforme constatado também por Koerner, 1994), a qual inibiu significativamente a incorporação de água por parte de sua estrutura, e conseqüentemente, sua

expansibilidade. Esse fato pode ter influenciado, parcialmente os valores de condutividade hidráulica obtidos;

- Para uma estimativa mais realista da condutividade hidráulica sugere-se a utilização de um permeâmetro de parede flexível que permita a aplicação de contra pressão. Tais equipamentos são mais adequados à execução de ensaios de condutividade hidráulica em materiais de baixa permeabilidade, pois além de permitirem o controle da saturação da amostra, também podem minimizar fluxos preferenciais localizados entre a membrana flexível e a parede da amostra.

### **7.3 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO**

Neste item são analisados e discutidos os resultados dos ensaios de cisalhamento direto para avaliação e comparação das resistências ao cisalhamento obtidas para as diversas misturas alternativas com o valor da resistência da bentonita (resistência de referência). Nestes ensaios as amostras foram preparadas com o emprego de compactação padronizada, conforme descrito no Capítulo 4. No caso dos ensaios hidratados, a hidratação foi realizada com água destilada posteriormente a aplicação da tensão normal desejada e após a estabilização das deformações verticais.

A Tabela 7.2 apresenta algumas das características das amostras utilizadas nos ensaios de cisalhamento direto. São mostrados valores de índice de vazios inicial e umidade final em ensaios hidratados. Algumas das características das amostras são apresentadas em função da tensão normal aplicada em cada mistura ou material de origem. Com raras exceções, pode-se notar na tabela que a tensão normal aplicada promoveu redução da umidade da amostra, e conseqüentemente, de sua expansibilidade. As eventuais dispersões observadas nos valores de índice de vazios inicial e umidade final de ensaio mantiveram-se dentro do intervalo esperado. Vale ressaltar que para os ensaios secos, a umidade mostrada corresponde à média obtida entre as umidade das quatro amostras ensaiadas para cada material.

**Tabela 7.2** – Características de algumas amostras ensaiadas no equipamento de cisalhamento direto.

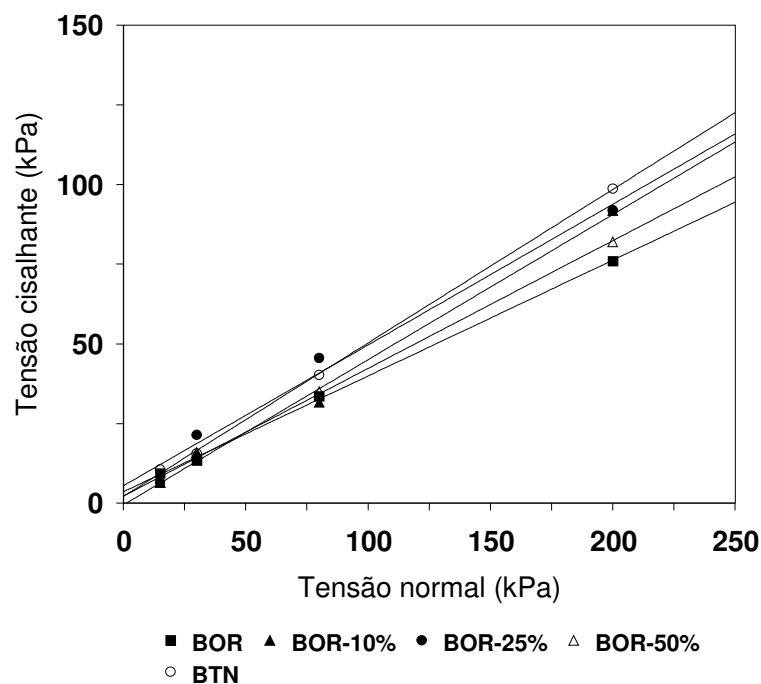
<b>Material ou mistura</b>	<b>Tensão normal aplicada (kPa)</b>	<b>Umidade média em ensaios secos (%)</b>	<b>Índice de vazios inicial</b>	<b>Umidade final em ensaios hidratados (%)</b>
BTN	15	12,4	2,42	50,28
	30		2,32	51,21
	80		2,53	48,91
	200		2,35	34,64
BOR	15	0,0	0,81	40,32
	30		0,85	38,52
	80		0,71	37,25
	200		0,75	36,26
ARG	15	1,6	2,85	61,97
	30		2,69	61,13
	80		2,62	53,62
	200		2,90	43,33
ARE	15	0,2	1,05	34,32
	30		0,96	31,02
	80		0,85	28,50
	200		0,91	26,02
BOR-10%	15	8,6	1,45	65,1
	30		1,39	63,0
	80		1,48	53,3
	200		1,55	51,4
BOR-25%	15	6,6	1,21	55,0
	30		1,11	51,6
	80		1,09	44,0
	200		1,16	35,1
BOR-50%	15	3,7	0,92	55,5
	30		0,79	52,4
	80		0,83	34,9
	200		0,81	32,9

**Tabela 7.2** – Características de algumas amostras ensaiadas no equipamento de cisalhamento direto (continuação).

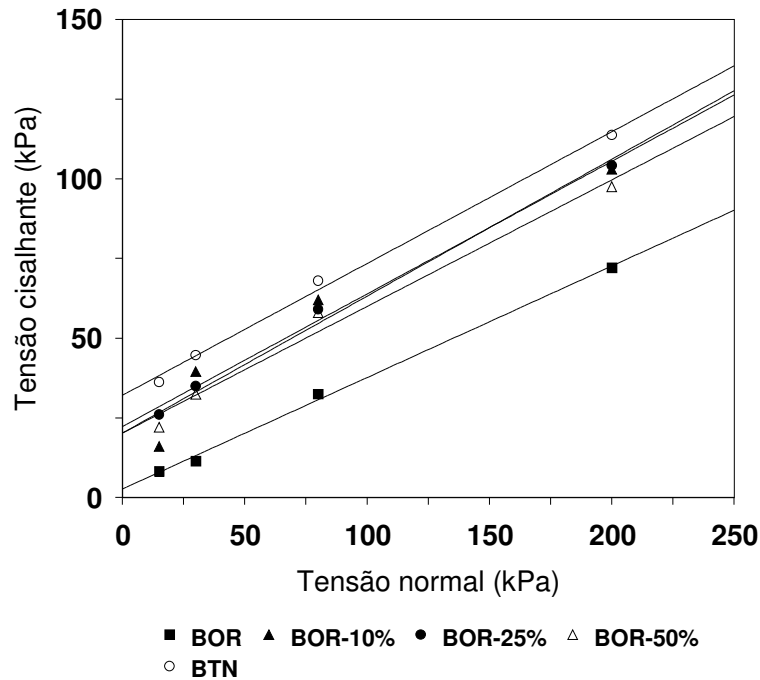
<b>Mistura</b>	<b>Tensão normal aplicada (kPa)</b>	<b>Umidade média em ensaios secos (%)</b>	<b>Índice de vazios inicial</b>	<b>Umidade final em ensaios hidratados (%)</b>
ARG-10%	15	10,3	2,51	61,65
	30		2,48	47,3
	80		2,41	46,7
	200		2,45	46,54
ARG-25%	15	9,4	2,49	48,9
	30		2,45	46,6
	80		2,54	46,1
	200		2,51	45,4
ARG-50%	15	5,7	2,52	46,7
	30		2,50	45,5
	80		2,48	45,1
	200		2,56	44,8
ARE-10%	15	9,5	2,25	46,4
	30		2,35	44,5
	80		2,21	45,3
	200		2,27	40,3
ARE-25%	15	8,0	1,95	41,0
	30		1,90	42,2
	80		1,89	32,3
	200		1,98	34,7
ARE-50%	15	5,4	1,38	40,2
	30		1,29	36,9
	80		1,32	34,1
	200		1,45	33,0



Figuras 7.16 a 7.21 apresentam os resultados de ensaios de cisalhamento direto realizados em misturas borracha-bentonita, argila-bentonita e areia-bentonita, sob condições secas e após a hidratação. A Figura 7.16 mostra que quanto maior o índice de borracha na mistura, a envoltória de ruptura da mistura se torna mais próxima à envoltória de ruptura obtida para ensaios com borracha somente. É interessante observar que os ensaios realizados com borracha somente apresentaram uma menor resistência do que a resistência obtida para a bentonita. Isto pode ser devido em parte ao menor atrito existente nos pontos de contato dos grãos de borracha e à natureza compressiva dos mesmos. Figura 7.17 mostra que após a hidratação a bentonita expandiu, entretanto continuou a apresentar maior resistência ao cisalhamento do que a borracha somente. As misturas borracha-bentonita apresentaram resistência ao cisalhamento levemente inferior à resistência da bentonita somente.



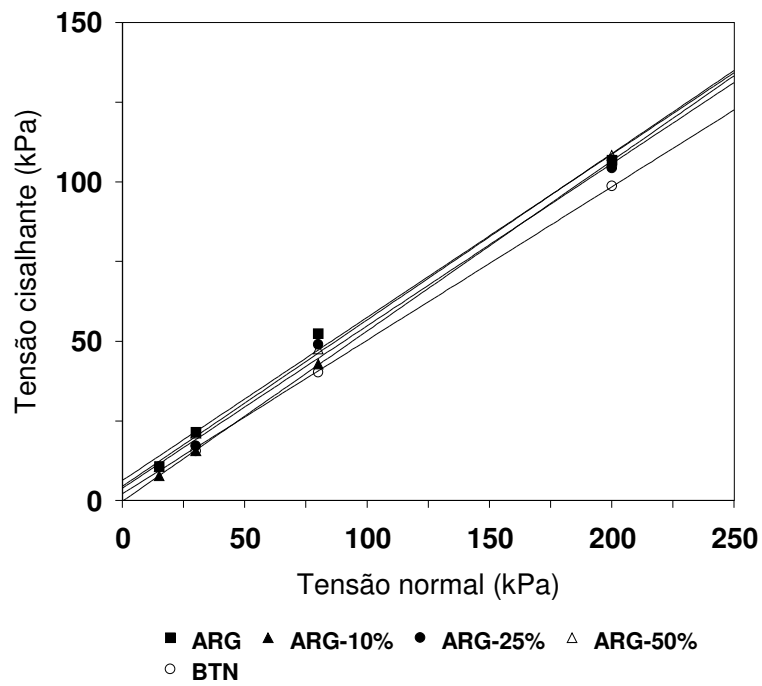
**Figura 7.16** – Envoltória de ruptura obtida a partir de ensaios de cisalhamento direto em misturas borracha-bentonita sem hidratação.



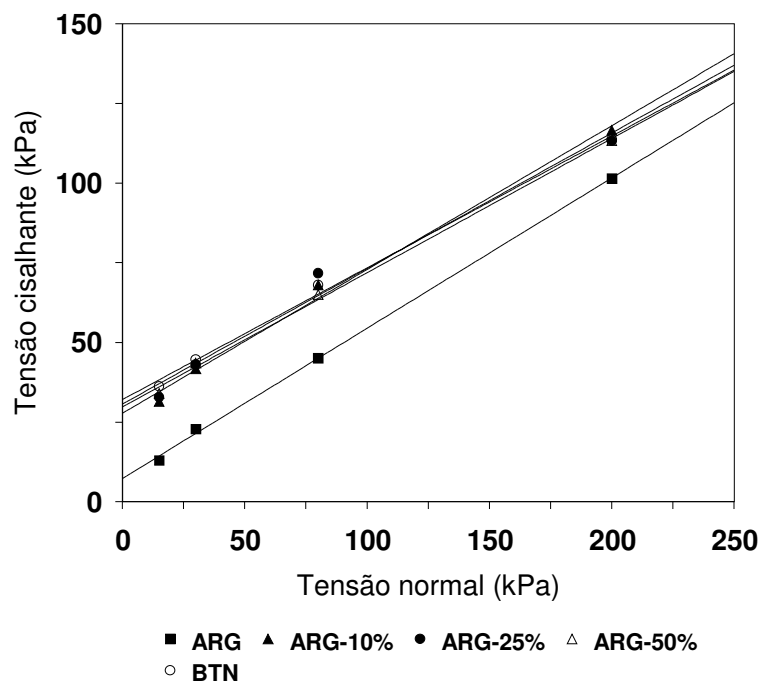
**Figura 7.17** – Envoltória de ruptura obtida a partir de ensaios de cisalhamento direto em misturas borracha-bentonita com hidratação.

A Figura 7.18 apresenta as envoltórias de ruptura obtidas em ensaios de cisalhamento direto em misturas argila-bentonita sem hidratação. Pode ser visto que as envoltórias obtidas para as misturas argila-bentonita foram semelhantes à envoltória obtida para a bentonita somente. Após a hidratação (ver Figura 7.19), as envoltórias de ruptura das misturas argila-bentonita continuaram semelhantes à da bentonita somente, entretanto, as misturas argila-bentonita apresentaram interceptos coesivos superiores aos obtidos nos ensaios realizados com a argila ARG somente.

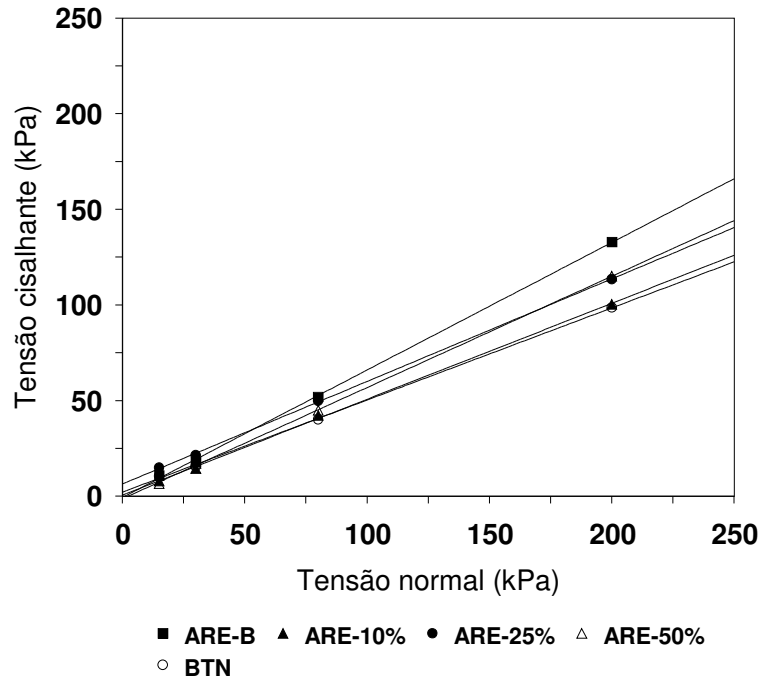
As Figuras 7.20 e 7.21 apresentam as envoltórias de ruptura obtidas em ensaios de cisalhamento direto em misturas areia-bentonita sem e com hidratação, respectivamente. Nessas figuras, pode ser observado que independente das condições de hidratação, os valores de resistência das misturas alternativas mantiveram-se sempre superiores ou próximos aos valores de resistência obtidos em ensaios com a bentonita somente.



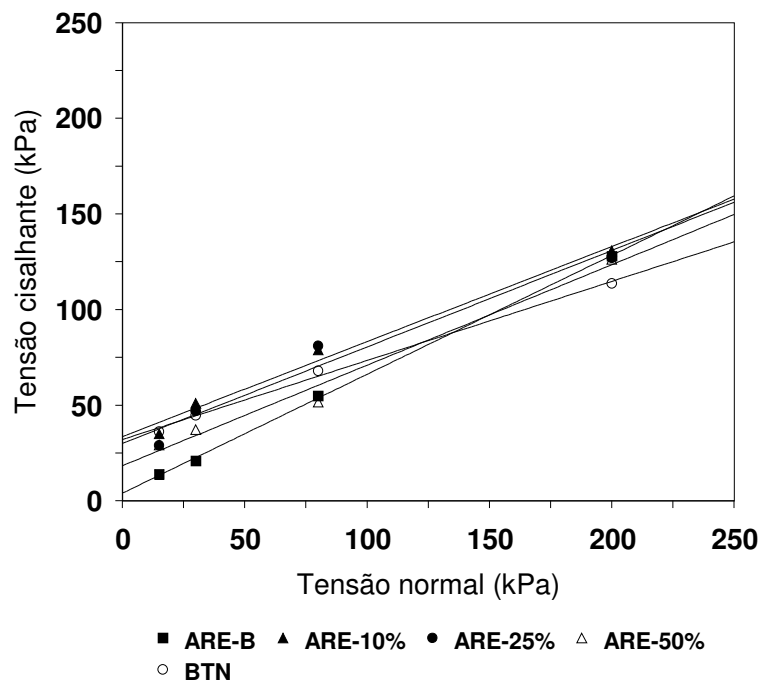
**Figura 7.18** – Envoltória de ruptura obtida a partir de ensaios de cisalhamento direto em misturas argila-bentonita sem hidratação.



**Figura 7.19** – Envoltória de ruptura obtida a partir de ensaios de cisalhamento direto em misturas argila-bentonita com hidratação.



**Figura 7.20** – Envoltória de ruptura obtida a partir de ensaios de cisalhamento direto em misturas areia-bentonita sem hidratação.



**Figura 7.21** – Envoltória de ruptura obtida a partir de ensaios de cisalhamento direto em misturas areia-bentonita com hidratação.

A Tabela 7.3 resume os parâmetros de resistência obtidos em ensaios de cisalhamento direto nas misturas entre a bentonita e os materiais alternativos. No geral, pode-se observar que nos ensaios realizados sob condições secas, o ângulo de atrito ( $\phi$ ) das misturas variou entre 21,8° e 30,2°. Os valores os mais baixos de  $\phi$  foram observados nos ensaios com as misturas borracha-bentonita. Valores baixos de interceptos coesivos ( $c$ ) também foram constatados em ensaios realizados sem hidratação, com  $c$  variando entre 0 e 6,4 kPa. Sob condições hidratadas, os menores ângulos de atrito também foram obtidos para as misturas borracha-bentonita, com  $\phi$  aproximadamente igual a 23°. Após a hidratação, os maiores valores de intercepto coesivo e ângulo de atrito foram observados para as misturas areia-bentonita e argila-bentonita.

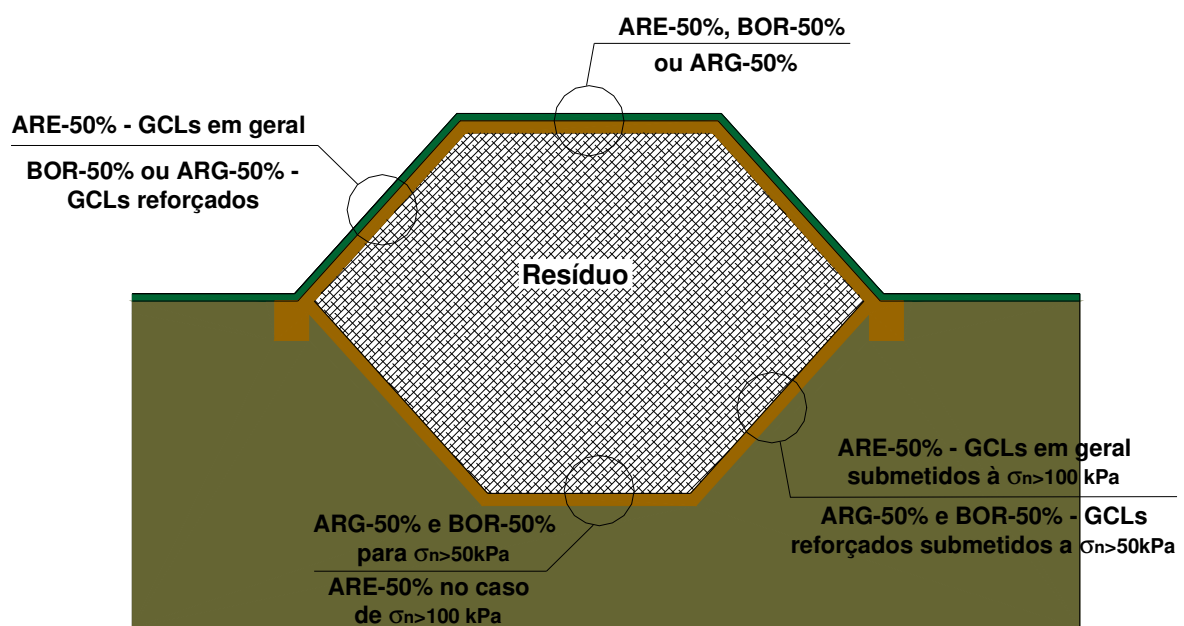
**Tabela 7.3** – Parâmetros de resistência obtidos nos ensaios de cisalhamento direto.

Material ou mistura	Amostra seca		Amostra hidratada	
	c (kPa)	$\phi$ (°)	c (kPa)	$\phi$ (°)
BTN somente	2,1	25,7	32,1	22,4
ARE-B somente	0	33,7	4,0	31,9
ARG somente	6,3	27,1	7,3	25,2
BOR somente	3,6	20	2,7	19,3
ARE-10%	0,5	27	33,6	26,4
ARE-25%	6,4	28,2	30	26,7
ARE-50%	1,3	30,2	18,4	27,7
ARG-10%	0	28,1	27,8	24,3
ARG-25%	3,9	27	30,7	23
ARG-50%	4,5	27,6	29,8	22,8
BOR-10%	0	24,5	20,2	23,2
BOR-25%	5,5	23,8	22,3	22,6
BOR-50%	2,3	21,8	20,2	21,6

Com relação à resistência ao cisalhamento das misturas, à exceção das misturas borracha-bentonita, os parâmetros de resistência das demais misturas foram sempre similares ou superiores aos obtidos em ensaios com a bentonita somente. Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto mostram os potenciais do uso dos materiais alternativos misturados a bentonita como componentes de um GCL de baixo custo, particularmente para situações ou posições específicas de uma área de disposição de resíduos, onde as condições não sejam críticas em termos de estabilidade.

Dependendo do nível de tensões considerado, a permissividade de misturas com até 50% em massa de material alternativo foi inferior à observada em ensaios com a bentonita somente. Esse fato pode prover um GCL com custos consideravelmente menores devido a economia de

bentonita na sua composição. Portanto, a partir dos resultados obtidos nos itens 7.2 e 7.3 do presente capítulo, a Figura 7.22 apresenta algumas das possíveis regiões de aplicação de algumas das misturas ensaiadas em uma área de disposição de resíduos. Notar que, entre as misturas mostradas na figura, as que apresentam o melhor desempenho como barreira sob tensões normais intermediárias (em torno de 50 kPa) são as misturas envolvendo 50% em massa de borracha ou argila associadas à bentonita BTN. Já as misturas com melhor desempenho em termos de resistência ao cisalhamento configuram-se nas misturas envolvendo areia associada à bentonita BTN.



**Figura 7.22** – Algumas das misturas ensaiadas e suas possíveis regiões de aplicação em uma área de disposição de resíduo.

Como mencionado anteriormente, ainda são necessários ensaios complementares para avaliar a possibilidade da ocorrência de segregação do material alternativo no interior do geocomposto durante sua manipulação e instalação no campo.

Estudos sobre a influência no comportamento da mistura promovida pela hidratação por líquidos de outra natureza, tais como chorume ou combustíveis, também seriam interessantes do ponto de vista ambiental. Pesquisas realizadas com a bentonita mostram que a expansibilidade e a condutividade hidráulica do material variam consideravelmente, dependendo da natureza do líquido de hidratação e da tensão normal aplicada. No entanto, os

resultados apresentados até aqui sugerem a possibilidade de aproveitamento desses materiais na composição de geocompostos argilosos.

A Tabela 7.4 apresenta de forma resumida uma comparação, em termos qualitativos, entre o comportamento das diversas misturas ensaiadas e o comportamento da bentonita BTN. A referida tabela fornece uma visão geral comparativa do comportamento das misturas em termos de expansibilidade, condutividade hidráulica, permissividade, resistência e tensão normal aplicada, em relação ao comportamento da bentonita.

**Tabela 7.4 – Comparação entre os desempenhos das misturas em relação ao desempenho da bentonita BTN.**

Material	Teor na Mistura (%)	Expansibilidade	Condutividade hidráulica	Permissividade	Resistência (amostra seca)	Resistência (amostra hidratada)
Borracha BOR	10	< para $\sigma_n \geq 5\text{kPa}$	$\cong$ para $\sigma_n \geq 50\text{kPa}$	$\cong$ para $\sigma_n \geq 25\text{kPa}$	<	<
	25	< para $\sigma_n \geq 5\text{kPa}$	$\cong$ para $\sigma_n \geq 50\text{kPa}$	$\cong$ para $\sigma_n \geq 100\text{kPa}$	<	<
	50	< para $\sigma_n \geq 5\text{kPa}$	$\cong$ para $\sigma_n \geq 100\text{kPa}$	$\cong$ para $\sigma_n \geq 200\text{kPa}$	<	<
Argila ARG	10	< para $\sigma_n \geq 5\text{kPa}$	$\cong$ para $\sigma_n \geq 50\text{kPa}$	$\cong$ para $\sigma_n \geq 100\text{kPa}$	$\cong$	$\cong$
	25	< para $\sigma_n \geq 5\text{kPa}$	$\cong$ para $\sigma_n \geq 50\text{kPa}$	$\cong$ para $\sigma_n \geq 100\text{kPa}$	$\cong$	$\cong$
	50	< para $\sigma_n \geq 5\text{kPa}$	$\cong$ para $\sigma_n \geq 50\text{kPa}$	$\cong$ para $\sigma_n \geq 100\text{kPa}$	$\cong$	$\cong$
Areia ARE-B	10	< para $\sigma_n \geq 5\text{kPa}$	$\cong$ para $\sigma_n > 100\text{kPa}$	$\cong$ para $\sigma_n > 100\text{kPa}$	>	>
	25	< para $\sigma_n \geq 5\text{kPa}$	$\cong$ para $\sigma_n > 100\text{kPa}$	$\cong$ para $\sigma_n > 100\text{kPa}$	>	>
	50	< para $\sigma_n \geq 5\text{kPa}$	$\cong$ para $\sigma_n > 100\text{kPa}$	$\cong$ para $\sigma_n > 100\text{kPa}$	>	$\cong$

### **8 – ANÁLISES DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE PLANO INCLINADO COM CONCRETO FRESCO E CURADO**

#### **8.1 – INTRODUÇÃO**

Apesar da grande utilização de sistemas de revestimento envolvendo concreto e geomembranas, na literatura técnica são encontrados poucos trabalhos a respeito do estudo de interfaces concreto-geomembrana. Esses materiais são utilizados principalmente como revestimento de canais e reservatórios e sua execução geralmente envolve o concreto fresco, devido à sua maior flexibilidade de uso na execução de sistemas de revestimento. Entretanto, a estimativa dos parâmetros de interface concreto-geomembrana é complicada, pois as variabilidades de consistência e de composição do concreto influenciam a resistência da interface. No presente capítulo são apresentados os resultados referentes aos ensaios de plano inclinado envolvendo interfaces concreto-geomembrana. Foram ensaiadas diversas configurações a partir da variação do abatimento do concreto e dos tipos de geomembranas (GML, GMT-A e GMT-B). Também foi estudada a influência da presença do geotêxtil não tecido (GNT) sobre a geomembrana lisa (GML) como alternativa para minimização de deformações no sistema e tensões de tração na geomembrana, e também como alternativa para o incremento do ângulo de atrito de interface.

No presente capítulo serão abordados primeiramente os resultados de ensaios com concreto fresco e posteriormente os resultados dos ensaios com o concreto curado.

#### **8.2 – RESULTADOS OBTIDOS**

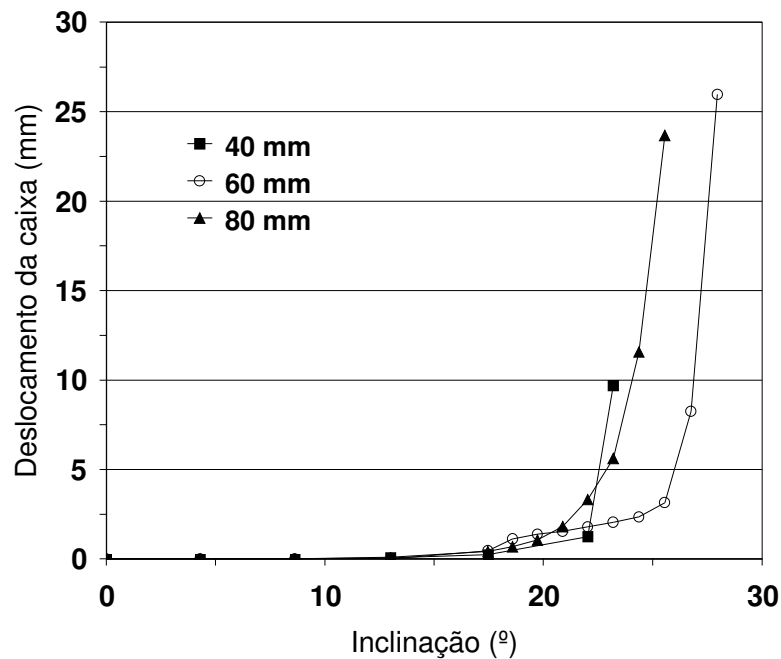
##### **8.2.1 – ENSAIOS COM CONCRETO FRESCO**



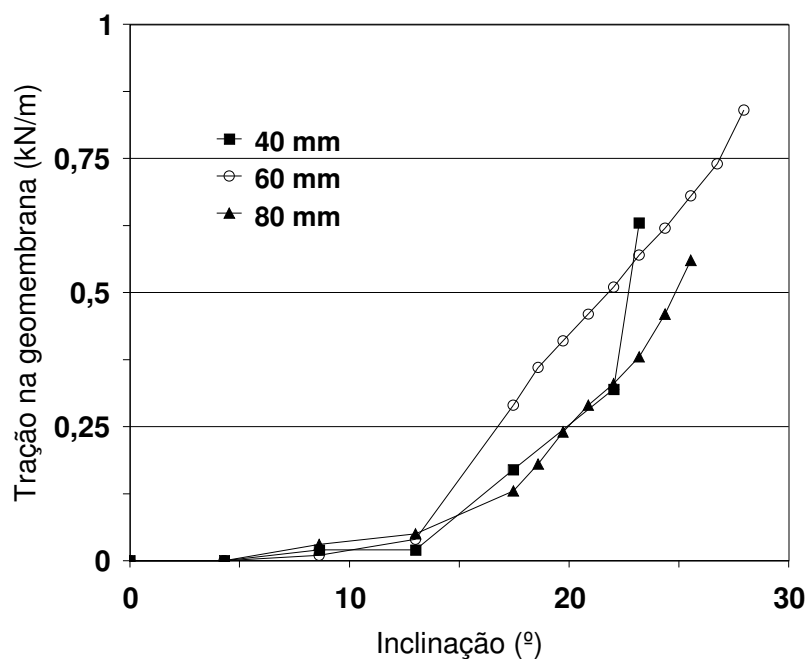
Como apresentado nos Capítulos 3 e 4, na presente modalidade de ensaio foram utilizadas as geomembranas GML, GMT-A e GMT-B, além do geotêxtil não tecido GNT. Foram ensaiadas as seguintes interfaces: concreto/GML, concreto/GMT-A, concreto/GMT-B e concreto/GNT/GML. O concreto para revestimento de canais ou reservatórios deve ser suficientemente plástico para permitir um bom adensamento e suficientemente rijo para se manter sobre um declive. Na prática construtiva (Holler, 2002), abatimentos do troco de cone (“Slump”) entre 50 e 60 mm têm sido utilizados satisfatoriamente, entretanto, a consistência adequada pode variar conforme as características da interface. Apesar de não ter sido encontrada nenhuma documentação referente às consistências adequadas ao uso de concreto em revestimento de canais ou reservatório, foi adotado um intervalo de consistência baseado nos valores que vêm sendo utilizados na prática construtiva corrente. Portanto, as amostras de concreto foram preparadas de modo a serem obtidos os seguintes abatimentos (“Slump”) de concreto: 40, 60 e 80 mm. Cada interface foi ensaiada utilizando-se amostras de concreto com as três diferentes consistências obtidas.

A Figura 8.1 apresenta os deslocamentos da caixa de confinamento medidos durante a inclinação da rampa em ensaios com a geomembrana lisa GML. Os resultados são mostrados em função do abatimento da amostra de concreto utilizada. Pode ser visto na figura que a intensificação do deslizamento do concreto sobre a geomembrana GML ocorreu em torno da inclinação de 15°. Os deslocamentos da caixa de confinamento no momento imediatamente anterior à ruptura variaram aproximadamente entre 10 e 26 mm e inclinações da rampa na ruptura de até 28° puderam ser obtidas, dependendo do abatimento do concreto empregado. Pode ser visto também que o abatimento do concreto influenciou diretamente o nível de deslocamentos observado e a inclinação da rampa na ruptura. O abatimento de 40 mm promoveu os menores deslocamentos. Entretanto, vale ressaltar que esse valor esteve associado à inclinações de rampa na ruptura inferiores às obtidas nos demais ensaios. Os abatimentos de 60 e 80 mm favoreceram níveis de deslocamentos semelhantes entre si, entretanto, o abatimento de 60 mm possibilitou a ocorrência de um marcante incremento no ângulo de inclinação da rampa na ruptura. A Figura 8.2 apresenta as cargas de tração mobilizadas na geomembrana GML em função da inclinação da rampa. Tal figura mostra que a amostra de concreto com abatimento de 60 mm promoveu os maiores valores de carga de tração na geomembrana. Entretanto, como comentado anteriormente, esses valores estiveram associados a um marcante incremento no ângulo de inclinação da rampa na ruptura. Para os demais valores de abatimento, não houve grandes diferenças nas cargas de tração mobilizadas

na geomembrana GML. O início das solicitações na geomembrana ocorreu em uma inclinação da rampa em torno de  $6,5^\circ$ , a qual coincide com os valores referentes ao atrito entre geomembrana GML e a base, obtidos em ensaios preliminares. Esse valor marca o deslizamento da geomembrana GML em relação à base.

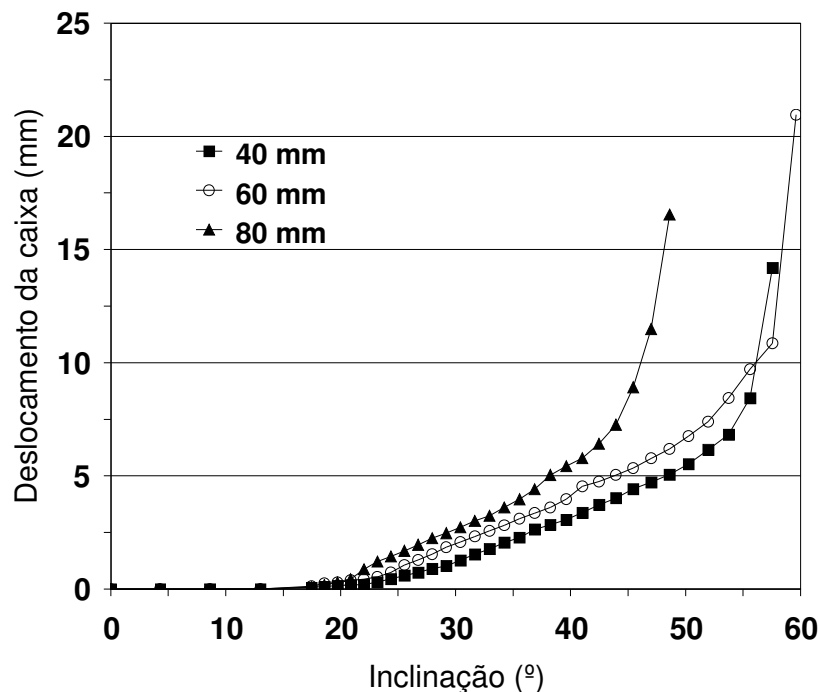


**Figura 8.1** – Deslocamento da caixa de confinamento versus inclinação da rampa para diversos níveis de consistência do concreto (ensaio com a interface: concreto/GML).



**Figura 8.2** – Carga de tração mobilizada na geomembrana versus inclinação da rampa para diversos níveis de consistência do concreto (ensaio com a interface: concreto/GML).

Quando avaliado o uso da geomembrana texturizada GMT-A associada ao concreto, constata-se nitidamente sua influência benéfica na promoção de incrementos significativos do ângulo de inclinação da rampa na ruptura e reduções na deformabilidade do sistema. A Figura 8.3 mostra que, quando utilizada a geomembrana GMT-A, a intensificação dos deslizamentos do concreto sobre a geomembrana ocorreu em uma inclinação de rampa próxima a 23°. Os deslocamentos da caixa de confinamento na ruptura variaram entre 14 e 21 mm e inclinações de rampa na ruptura de até 59,6° puderam ser obtidas, dependendo do abatimento das amostras de concreto empregado. Pode-se ver também que a amostra de concreto com abatimento de 60 mm promoveu os maiores incrementos de rampa na ruptura associados a deslocamentos inferiores aos observados nos ensaios com a geomembrana lisa GML.

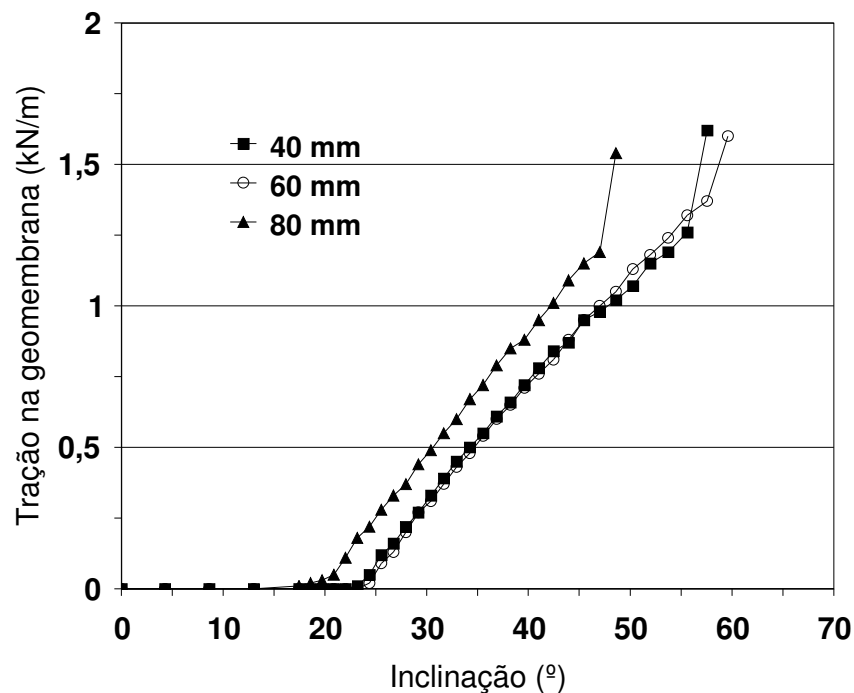


**Figura 8.3** – Deslocamento da caixa de confinamento versus inclinação da rampa para diversos níveis de consistência do concreto (ensaio com a interface: concreto/GMT-A).

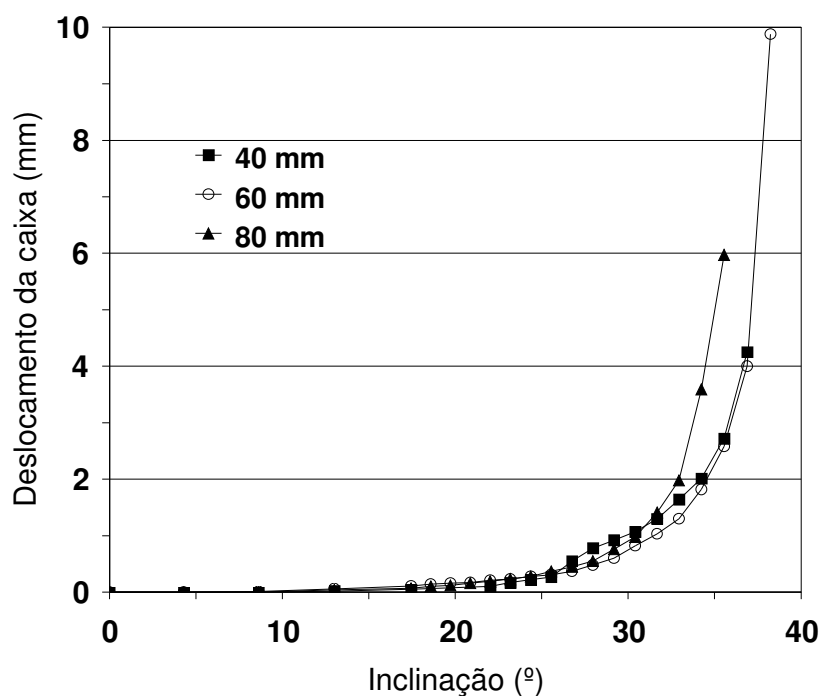
A Figura 8.4 mostra as cargas de tração mobilizadas na geomembrana GMT-A em função da inclinação da rampa e do abatimento da amostra de concreto utilizada no ensaio. O início da mobilização das cargas de tração na geomembrana GMT-A ocorreu em inclinações de rampa próximas a 23°. Constata-se a partir da Figura 8.4 que o abatimento do concreto não influenciou significativamente o nível de cargas mobilizadas na geomembrana. Para ensaios com os três abatimentos considerados, as cargas de tração mobilizadas na ruptura foram

semelhantes. Entretanto, como visto anteriormente, as inclinações da rampa na ruptura foram influenciadas pelos abatimentos das amostras de concreto.

A Figura 8.5 apresenta os deslocamentos da caixa de confinamento em função da inclinação da rampa e da consistência do concreto obtidos em ensaios com a geomembrana GMT-B. Os deslocamentos da caixa de confinamento na ruptura variaram entre 4 e 10 mm e inclinações de rampa na ruptura de até 38,2° puderam ser obtidas. Nota-se nessa figura que houve reduções significativas nos deslocamentos em relação aos valores observados nos ensaios com as demais geomembranas. Entretanto, apesar do desempenho superior ao da geomembrana GML, a textura da geomembrana GMT-B teve desempenho inferior ao da textura da geomembrana GMT-A, quando considerada a promoção dos incrementos da inclinação da rampa na ruptura.

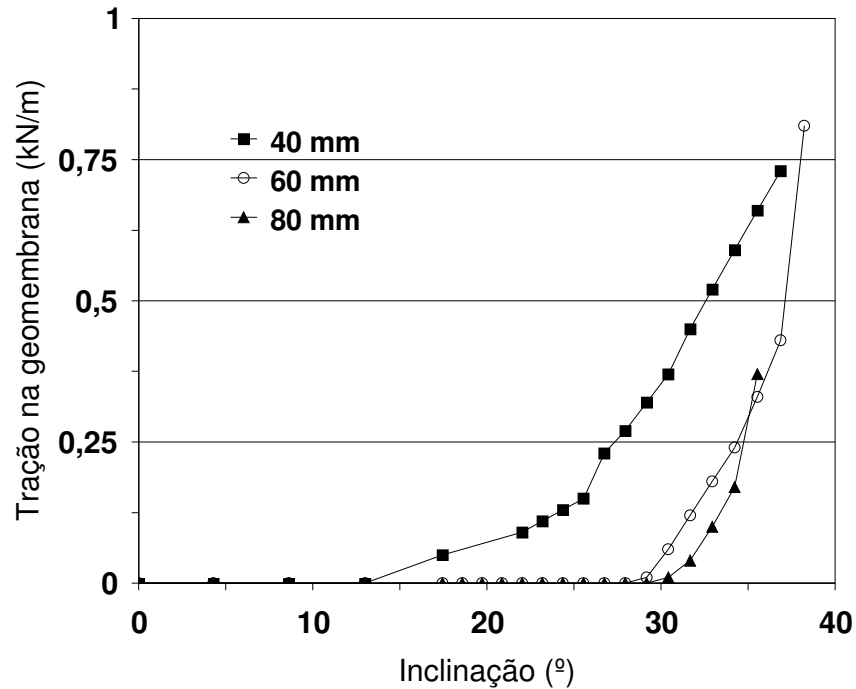


**Figura 8.4** – Carga de tração mobilizada na geomembrana versus inclinação da rampa para diversos níveis de consistência do concreto (ensaio com a interface: concreto/GMT-A).



**Figura 8.5** – Deslocamento da caixa de confinamento versus inclinação da rampa para diversos níveis de consistência do concreto (ensaio com a interface: concreto/GMT-B).

A Figura 8.6 mostra as cargas de tração mobilizadas na geomembrana GMT-B em função da inclinação da rampa e do abatimento da amostra de concreto utilizada no ensaio. Consta-se por meio dessa figura que a geomembrana GMT-B foi a mais eficiente na transmissão dos esforços cisalhantes para a base da rampa, uma vez que o início da mobilização das cargas de tração na geomembrana GMT-B ocorreu para inclinações de rampa superiores aos observados em ensaios com as demais geomembranas. O nível de cargas de tração mobilizadas foi semelhante ao observado em ensaios com a geomembrana GML, entretanto, com ângulos de inclinação da rampa na ruptura significativamente maiores aos observados no ensaio com a geomembrana lisa. O abatimento do concreto de 80 mm foi o que obteve melhor desempenho na redução das cargas de tração mobilizadas na geomembrana, porém, o que promoveu a maior inclinação da rampa na ruptura foi o abatimento de 60 mm.

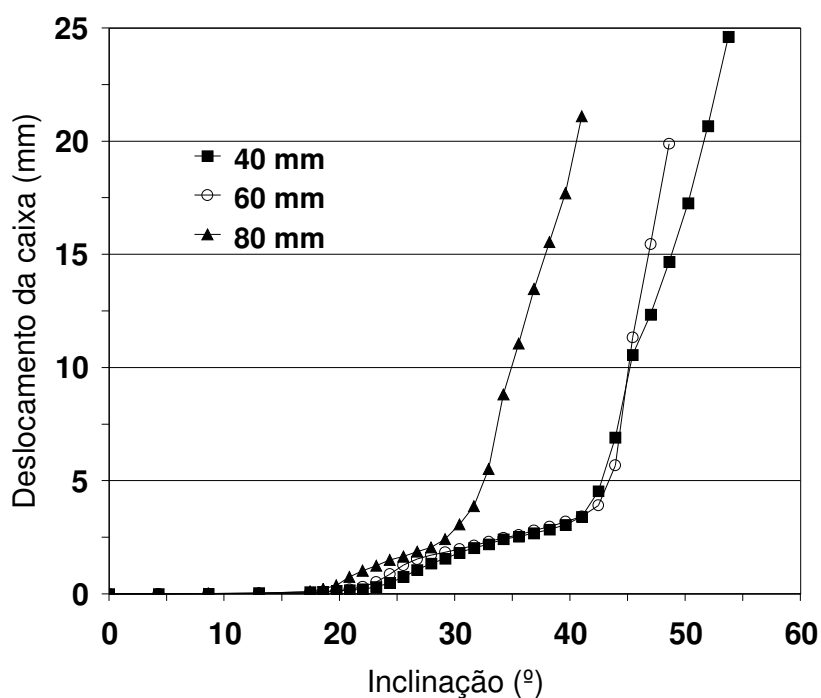


**Figura 8.6** – Carga de tração mobilizada na geomembrana versus inclinação da rampa para diversos níveis de consistência do concreto (ensaio com a interface: concreto/GMT-B).

Na presente pesquisa também foi estudada a influência da presença do geotêxtil não tecido GNT colocado imediatamente sobre a geomembrana lisa GML. Tal configuração é útil no caso da proteção mecânica da geomembrana contra danos acidentais ou intencionais em obras. Conforme visto no Capítulo 5, a presença do geotêxtil também pode promover benefícios adicionais como redução das cargas de tração mobilizadas na geomembrana, redução de deformabilidade do sistema de revestimento, bem como incrementos no ângulo de inclinação da rampa na ruptura.

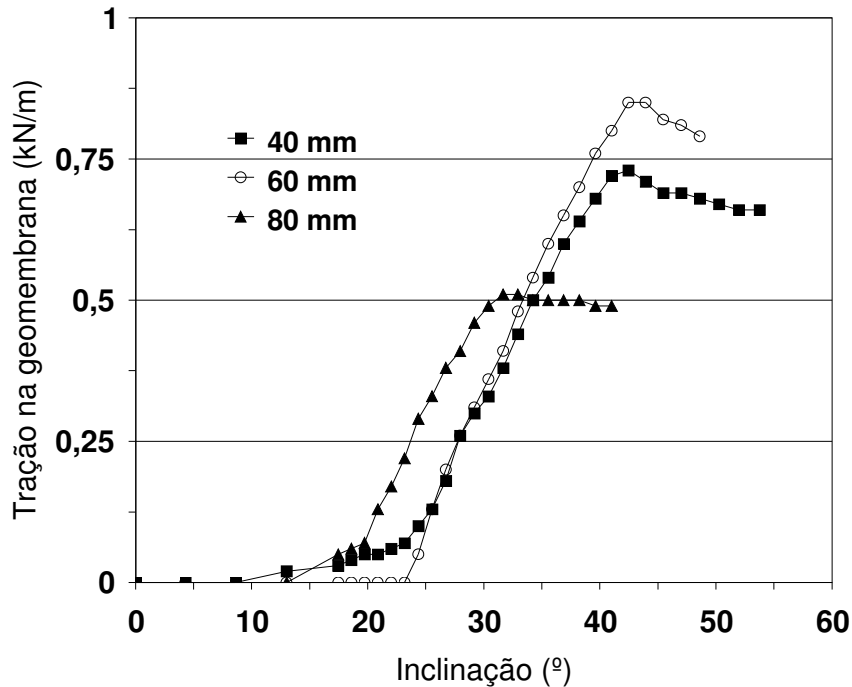
A Figura 8.7 apresenta os deslocamentos da caixa de confinamento versus inclinação da rampa para o sistema concreto-GNT-GML. Os resultados também são mostrados em função do abatimento da amostra de concreto ensaiada. A figura mostra que os deslocamentos medidos se situaram em um intervalo aproximado de 20 a 25mm. Esses valores se mostraram compatíveis com os intervalos de deslocamentos observados nos ensaios com as geomembranas GML e GMT-A. A presença do geotêxtil GNT sobre a geomembrana promoveu incrementos significativos no ângulo de inclinação da rampa na ruptura em relação aos ensaios com a geomembrana GML somente. A presença do geotêxtil também permitiu o estabelecimento de inclinações de rampa na ruptura de até 53,7°, no caso do abatimento da

amostra de concreto igual a 40 mm. Esse valor de inclinação de rampa supera em 15,5° o maior valor obtido em ensaios com a geomembrana texturizada GMT-B (38,2°).



**Figura 8.7** – Deslocamento da caixa de confinamento versus inclinação da rampa para diversos níveis de consistência do concreto (ensaio com a interface: concreto/GNT/GML).

A Figura 8.8 apresenta as cargas de tração mobilizadas na geomembrana em função da inclinação da rampa, da consistência do concreto e da presença do geotêxtil GNT. Pode-se ver que os valores finais (na ruptura) das cargas de tração mobilizadas na geomembrana GML também foram compatíveis com os observados nos ensaios realizados somente com as geomembranas GML e GMT-B, entretanto, as inclinações finais da rampa medidas nos ensaios com a configuração GNT/GML foram significativamente superiores aos valores medidos nos ensaios com as geomembranas GML e GMT-B. É importante destacar que a presença do geotêxtil não tecido GNT sobre a geomembrana GML promoveu a ocorrência de inclinações finais de rampa próximas às observadas no ensaio com a GMT-A, com o benefício adicional da redução significativa das cargas de tração mobilizadas na geomembrana, fato constatado quando comparados aos resultados dos ensaios com as configurações GNT/GML e GMT-A somente.



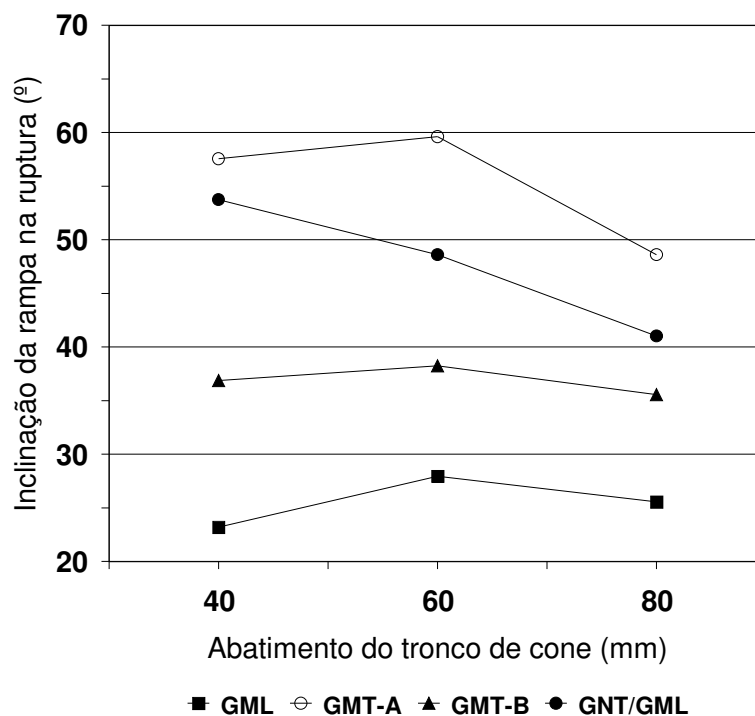
**Figura 8.8** – Carga de tração mobilizada na geomembrana versus inclinação da rampa para diversos níveis de consistência do concreto (ensaio com a interface: concreto/GNT/GML).

Os resultados apresentados até aqui têm mostrado o benefício do uso do geotêxtil não tecido GNT na redução das cargas de tração mobilizadas e no incremento do ângulo de inclinação da rampa na ruptura. As Figuras 8.9 a 8.12 mostram mais claramente esse fato ao se compararem os valores de inclinação da rampa, deslocamentos e cargas de tração obtidos na ruptura para cada configuração ensaiada.

A Figura 8.9 apresenta a inclinação da rampa na ruptura obtida para cada ensaio em função do abatimento da amostra de concreto ensaiada. Tal figura mostra que as maiores inclinações foram obtidas a partir da utilização da geomembrana texturizada GMT-A e da configuração GNT/GML. Ambas as configurações (GNT/GML e GMT-A somente) promoveram incrementos no ângulo de inclinação da rampa na ruptura aproximadamente entre 13 a 38° em relação ao ensaio com a geomembrana GML (ensaio de referência), dependendo da configuração e da consistência da amostra de concreto ensaiada. Nos ensaios com geomembrana somente, o valor de abatimento do concreto que se mostrou mais favorável ao incremento da inclinação da rampa na ruptura foi o de 60 mm. Entretanto, no caso dos ensaios com a presença do geotêxtil GNT sobre a geomembrana GML, o valor de abatimento do concreto mais favorável foi o de 40 mm.



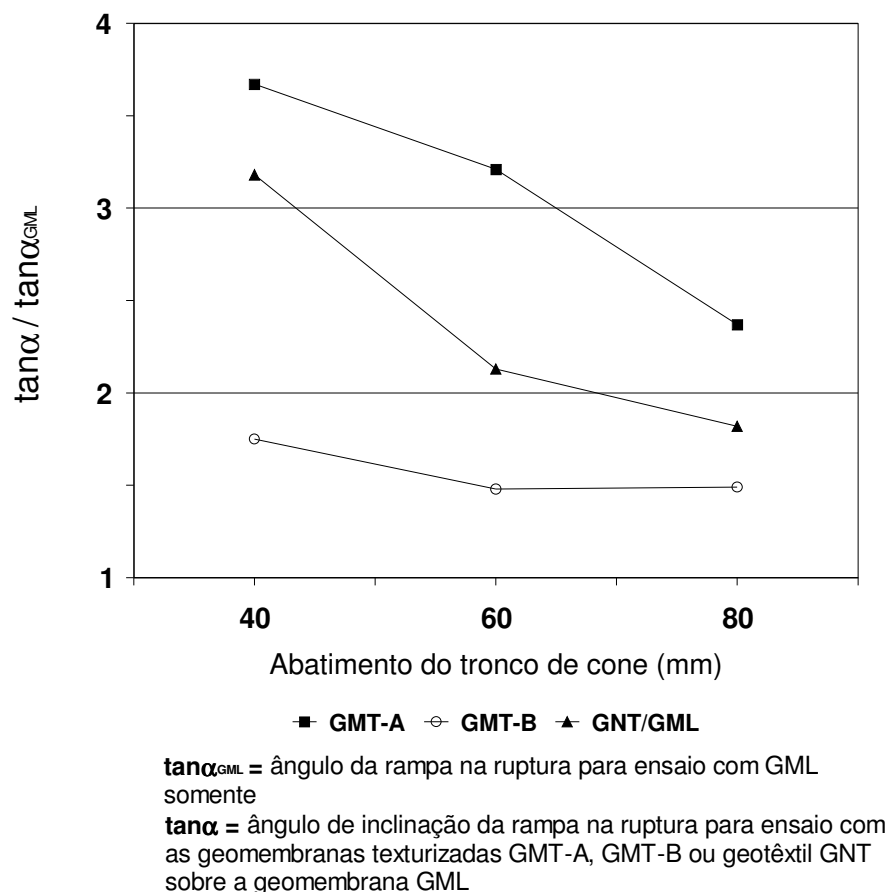
De modo geral, pôde ser observado que nos ensaios com as geomembranas somente, a adesão governou a resistência de interface, dessa forma, um concreto mais plástico (pegajoso) favoreceu maiores inclinações da rampa na ruptura. O abatimento mais favorável a essa condição do concreto foi o de 60 mm, por isso, nos ensaios com abatimentos inferiores e superiores a 60 mm (40 e 80 mm) foram obtidos ângulos de inclinação de rampa na ruptura inferiores. Entretanto, quando se utilizou o geotêxtil não tecido GNT sobre a geomembrana GML, provavelmente houve maior contribuição do atrito como parcela resistiva na interface concreto-geotêxtil, desse modo, o aumento do fator água-cimento do concreto promoveu a redução da inclinação da rampa na ruptura, como visto na Figura 8.9.



**Figura 8.9** – Inclinação da rampa na ruptura versus abatimento da amostra de concreto.

Por meio da Figura 8.10 pode-se visualizar a influência da utilização das geomembranas texturizadas e do geotêxtil GNT no incremento da inclinação da rampa na ruptura em relação ao ensaio de referência (com GML somente). Esta figura mostra as variações da razão entre tangentes dos ângulos de inclinação da rampa na ruptura com a consistência do concreto, para ensaios com as geogrelhas GMT-A, GMT-B ou com o geotêxtil GNT sobre a geomembrana GML. Esta razão pode ser vista como um incremento no fator de segurança do talude ou

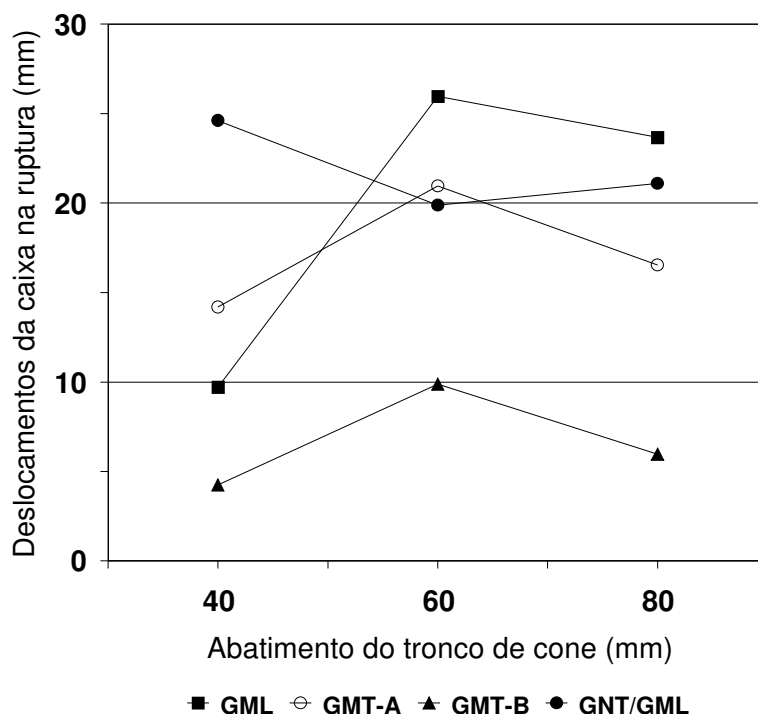
como a margem de segurança obtida pelo uso das geomembranas texturizadas ou pela presença do geotêxtil GNT sobre a geomembrana GML. Os aumentos na margem de segurança do sistema variaram entre 48 e 267%, dependendo da consistência do concreto e da configuração ensaiada, com valores maiores para ensaios com a geomembrana GMT-A (abatimento = 40 mm). Quando a camada de geotêxtil foi usada sobre a geomembrana GML, a margem de segurança variou entre 82 e 218%. Pode-se constatar ainda que na medida em que a consistência do concreto diminui, a margem de segurança também decresce, independentemente da configuração ensaiada. Ou seja, se o fator água/cimento do concreto fosse aumentado progressivamente em níveis superiores aos utilizados na presente pesquisa, provavelmente os comportamentos das interfaces continuariam a ser decrescentes em termos de ângulo de inclinação na ruptura.



**Figura 8.10** - Razão de incremento do ângulo de inclinação da rampa na ruptura versus abatimento da amostra de concreto.

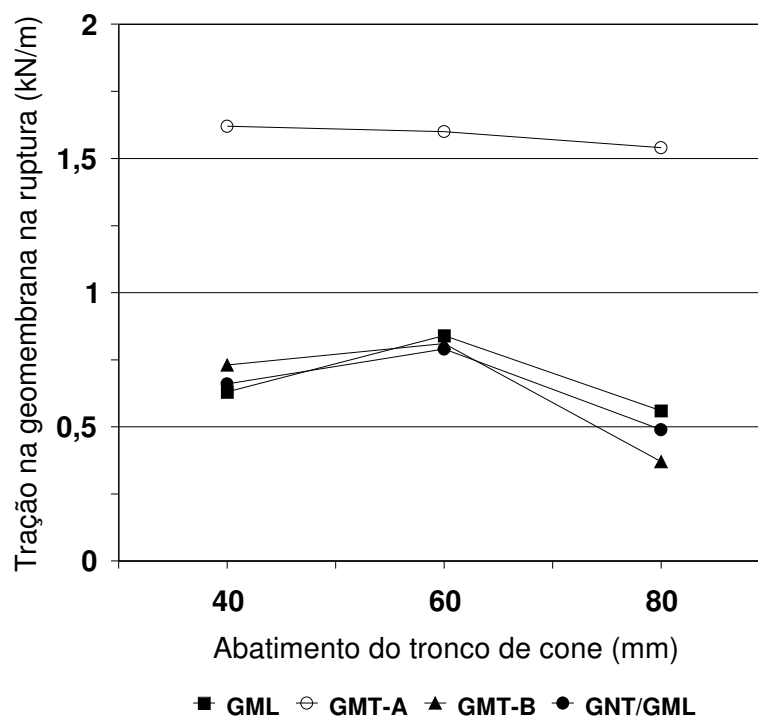
A promoção de maiores inclinações da rampa favoreceu incrementos nos deslocamentos finais e nas cargas de tração mobilizadas na ruptura. Os resultados apresentados nas Figuras 8.11 e 8.12 evidenciam esse fato. Apesar de algumas configurações ensaiadas (GNT/GML e GMT-A somente) apresentarem elevados valores de deslocamentos e de cargas de tração mobilizadas na geomembrana, tais valores estiveram associados a maiores inclinações finais de rampa.

A Figura 8.11 apresenta os deslocamentos da caixa de confinamento medidos na ruptura em função da consistência do concreto e da configuração ensaiada. Os resultados mostram que, com exceção dos ensaios realizados com a geomembrana GML somente, os maiores deslocamentos foram obtidos a partir das configurações que promoveram as maiores inclinações da rampa na ruptura (GNT/GML e GMT-A somente). No caso dos ensaios realizados somente com as geomembranas, os maiores deslocamentos foram obtidos para um abatimento do concreto de 60 mm. No caso dos ensaios realizados com a presença do geotêxtil não tecido GNT sobre a geomembrana GML, os maiores deslocamentos foram obtidos para o abatimento do concreto de 40 mm.



**Figura 8.11** – Deslocamento da caixa de confinamento na ruptura versus abatimento da amostra de concreto.

A Figura 8.12 mostra as cargas de tração mobilizadas na geomembrana em função da consistência do concreto e da configuração utilizada no ensaio. Consta-se que, exceto nos ensaios com a geomembrana GMT-A somente, as cargas de tração mobilizadas na geomembrana mantiveram-se no mesmo nível, inclusive ao serem variados os valores de abatimento do concreto. Vale destacar novamente o benefício promovido pelo uso do geotêxtil não tecido sobre a geomembrana GML, o qual possibilitou a manutenção de baixas cargas de tração na geomembrana associadas a elevadas inclinações da rampa na ruptura. Fato que não ocorreu ao se utilizar a geomembrana GMT-A somente. O valor de abatimento do concreto que promoveu os maiores aumentos das cargas de tração mobilizadas nas geomembranas GMT-B, GML e na combinação GNT-GML foi o de 60 mm. O valor de abatimento do concreto influenciou pouco a mobilização das cargas de tração em ensaios com a geomembrana GMT-A somente.



**Figura 8.12** – Carga de tração mobilizada na geomembrana na ruptura versus abatimento da amostra de concreto.

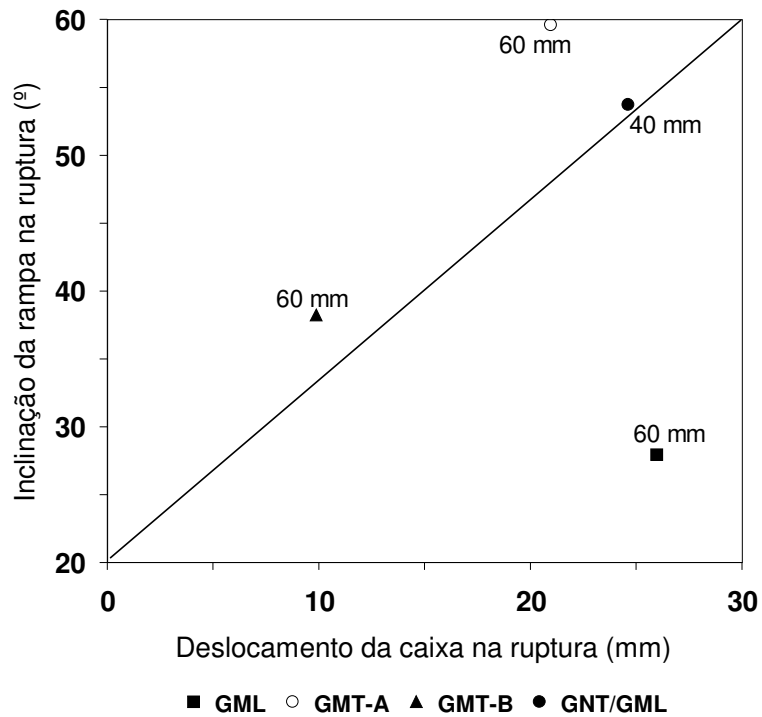
Para cada configuração ensaiada foram identificados os abatimentos mais eficientes no incremento do ângulo de inclinação da rampa na ruptura e na redução da deformabilidade do sistema de revestimento e das cargas de tração mobilizadas na geomembrana. O objetivo desta seleção foi a comparação entre as diversas configurações, a partir dos melhores

resultados obtidos com cada uma delas. Esses resultados são apresentados nas Figuras 8.13 e 8.14, onde são apresentados, respectivamente, o ângulo de inclinação da rampa na ruptura e o correspondente deslocamento da caixa de confinamento para cada configuração de ensaio. O mesmo também é mostrado em relação às cargas de tração mobilizadas na geomembrana ocorridas imediatamente antes da ruptura. Os resultados são mostrados em função do emprego das geomembranas GML, GMT-A, GMT-B ou da configuração GNT/GML.

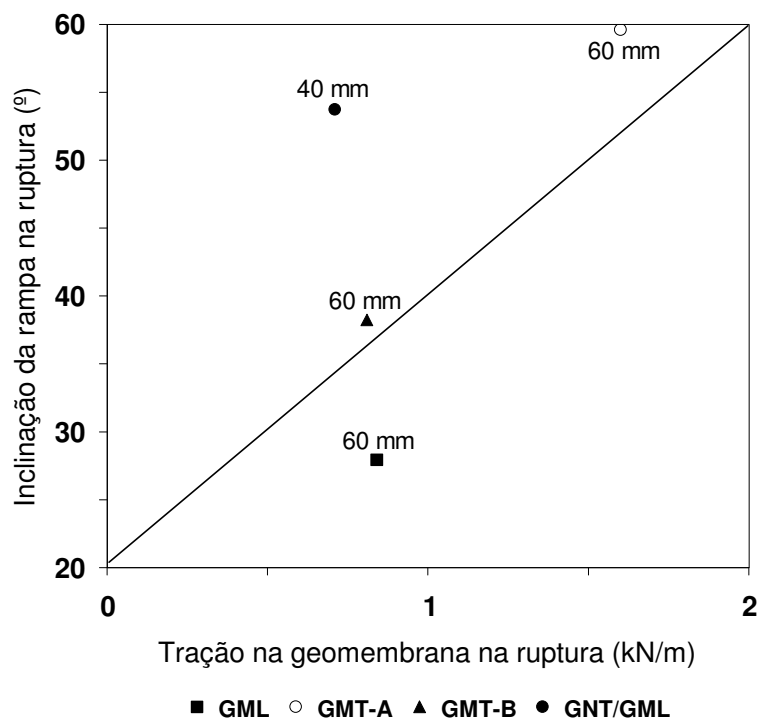
Na Figura 8.13 pode ser visto que os ensaios que forneceram melhores resultados em termos de incremento de ângulo de inclinação da rampa na ruptura e redução de deslocamentos envolveram a geomembrana GMT-A e a configuração GNT/GML. Os piores resultados foram obtidos nos ensaios com a geomembrana GML somente (situação de referência). Apesar da utilização da geomembrana GMT-B ter promovido reduções significativas nos deslocamentos em relação às demais configurações, os incrementos de ângulo de inclinação da rampa na ruptura obtidos com seu uso foram discretos em relação aos ensaios com as configurações GNT/GML e GMT-A somente.

No que se refere à redução das cargas de tração mobilizadas na geomembrana (Figura 8.14), destaca-se a configuração GNT/GML em relação às demais. A proteção adicional promovida pela presença do geotêxtil não tecido GNT sobre a geomembrana GML favoreceu a redução das cargas em relação ao ensaio de referência e aos demais ensaios, apesar da elevada inclinação final de rampa obtida. A elevada inclinação da rampa promovida pela utilização da geomembrana texturizada GMT-A resultou nas maiores solicitações observadas. Tais solicitações foram aproximadamente 90% superiores às observadas nos ensaios com as demais configurações. Entretanto, o incremento do ângulo de inclinação da rampa na ruptura em relação ao ensaio de referência foi significativamente maior do que o obtido com a utilização da geomembrana texturizada GMT-B.

Os ensaios com concreto fresco mostraram que o uso da geomembrana texturizada GMT-A ou o uso do geotêxtil GNT associado a geomembrana GML pode aumentar significativamente a segurança de taludes revestidos com concreto e geomembrana ou permitir a construção de taludes consideravelmente mais íngremes, para a mesma margem de segurança.



**Figura 8.13** – Deslocamento da caixa de confinamento na ruptura e correspondente inclinação da rampa na ruptura, em função do abatimento mais eficiente.



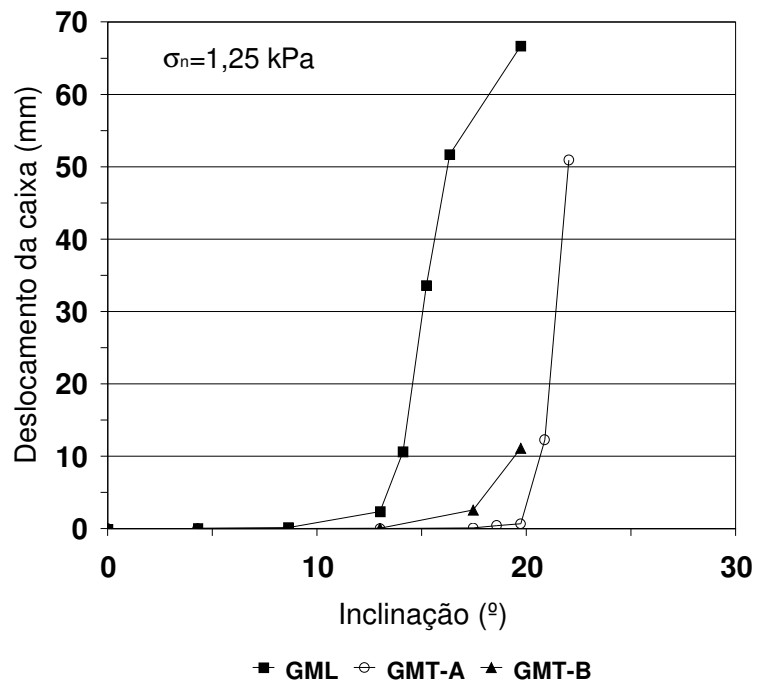
**Figura 8.14** – Carga de tração mobilizada na geomembrana na ruptura e correspondente inclinação da rampa na ruptura, em função do abatimento mais eficiente.

Na prática, fatores como custo dos materiais envolvidos na presente pesquisa poderão ser preponderantes na escolha da alternativa a ser adotada. Dependendo dos níveis de tensões desenvolvidos na obra, a resistência à tração da geomembrana também pode influenciar na escolha, bem como o nível de deslocamentos admissíveis, pois estes influenciam diretamente as eventuais fissuras do concreto, o que, dependendo da intensidade, pode se tornar uma limitação a partir das exigências do tipo de obra a ser executada.

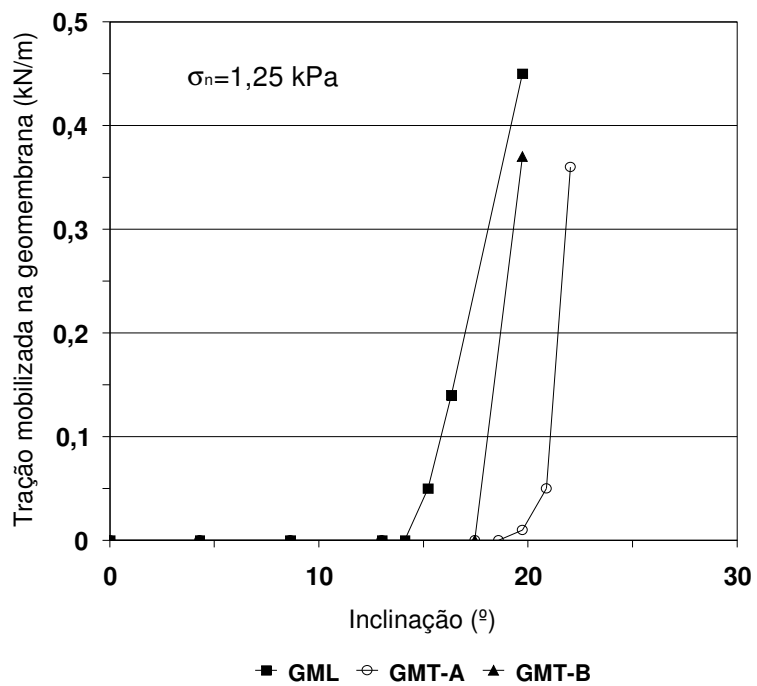
### **8.2.2 – ENSAIOS COM CONCRETO CURADO**

A Figura 8.15 mostra os deslocamentos da caixa em função da inclinação da rampa e da geomembrana ensaiada, para uma tensão normal na interface de 1,25 kPa (rampa na horizontal), correspondendo ao peso próprio dos blocos de concreto. Pode ser visto que em ensaios com a geomembrana lisa GML (ensaio de referência), ocorreram os maiores deslocamentos associados às menores inclinações de rampa na ruptura. O uso da geomembrana texturizada GMT-A promoveu inclinações que superaram em 2,3° o ângulo de inclinação da rampa na ruptura obtido no ensaio de referência, bem como reduziu os deslocamentos em aproximadamente 16 mm quando comparados os mesmos ensaios. A geomembrana significativamente mais eficiente na redução dos deslocamentos foi a geomembrana texturizada GMT-B, entretanto, a utilização desta geomembrana não promoveu incrementos nas inclinações de rampa na ruptura em relação ao ensaio de referência.

A Figura 8.16 apresenta as cargas de tração mobilizadas nas geomembranas em função da inclinação da rampa. Pode-se notar nessa figura que a geomembrana GML é a mais solicitada das três geomembranas ensaiadas, entretanto, não houve diferenças significativas entre os valores de cargas tração mobilizadas nos três ensaios. A textura nas duas faces das geomembranas GMT-A e GMT-B aumentou o atrito de interface com a base da rampa (composta pelas camadas de óleo lubrificante e filme de PVC), permitindo assim que uma maior parcela das cargas solicitantes fossem transferidas para a base, mas essa redução nas cargas foi apenas suave quando considerada a carga mobilizada no ensaio de referência (com a geomembrana GML).



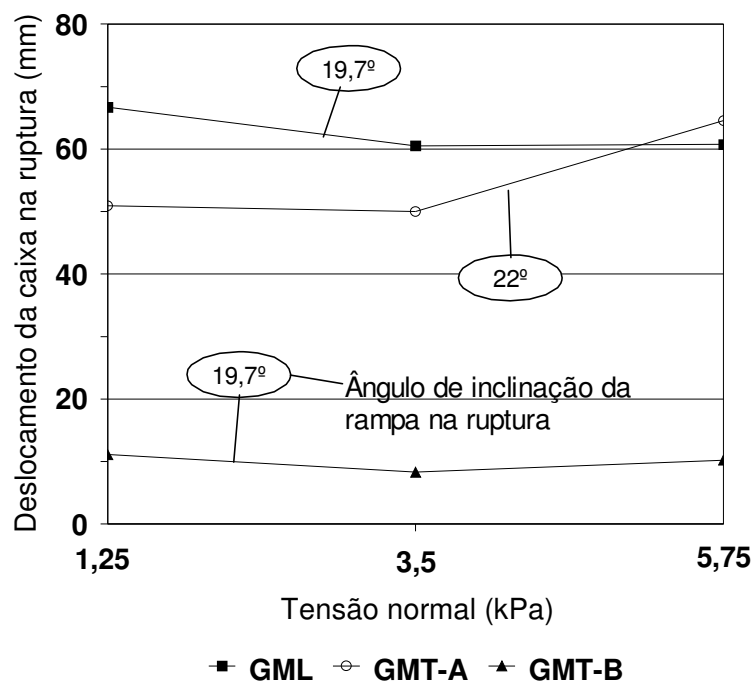
**Figura 8.15** – Deslocamentos da caixa de confinamento versus inclinação da rampa.



**Figura 8.16** – Carga de tração mobilizada na geomembrana versus inclinação da rampa.



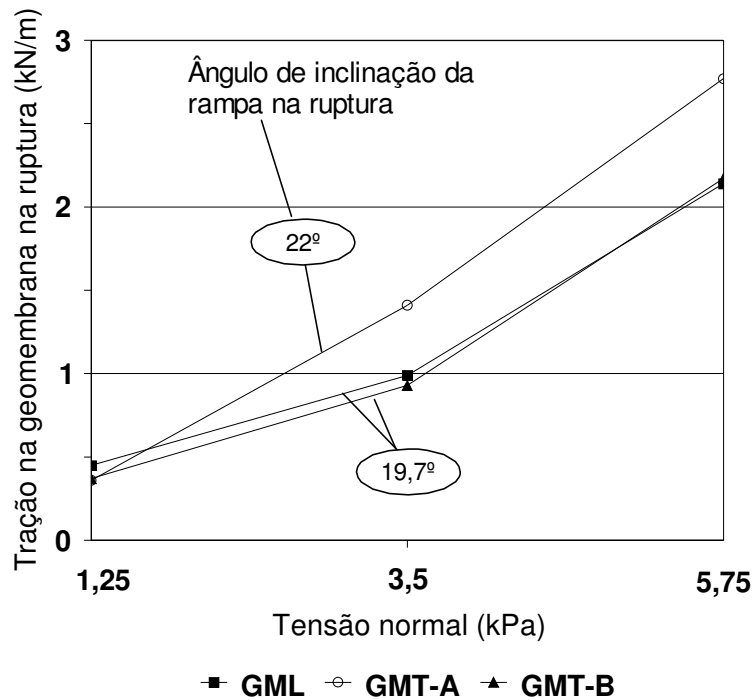
A Figura 8.17 mostra os deslocamentos da caixa observados no momento imediatamente anterior a ruptura em função da tensão normal aplicada na interface com a rampa na horizontal. Também são mostrados para comparação os ângulos de inclinação da rampa na ruptura obtidos em cada configuração ensaiada. Pode-se constatar na figura que os deslocamentos da caixa de confinamento na ruptura em ensaios com a geomembrana texturizada GMT-B são significativamente inferiores que os obtidos nos ensaios com as demais geomembranas ensaiadas, independente da tensão normal na interface. Tais valores de deslocamentos foram até 87% inferiores observados em ensaios com as demais configurações. Entretanto, a textura da geomembrana GMT-B não promoveu aumentos do ângulo de inclinação da rampa na ruptura em relação ao caso em que se utilizou a geomembrana lisa. Esses aumentos só foram obtidos a partir da utilização da geomembrana GMT-A, porém não de forma significativa. Conforme visto na Figura 8.15, a ruptura nas interfaces concreto-geomembranas texturizadas tendeu a ter um comportamento frágil, com deslocamentos e solicitações bruscas pouco antes da ruptura.



**Figura 8.17** – Deslocamentos da caixa na ruptura versus tensão normal na interface.

A Figura 8.18 mostra as cargas de tração mobilizadas nas geomembranas na ruptura em função da tensão normal na interface e da configuração ensaiada. Pode ser visto que as cargas de tração na ruptura medidas nos três ensaios pouco variaram entre si quando aplicada a tensão de 1,25 kPa. Na medida em que se aumentou a tensão normal na interface, é verificado

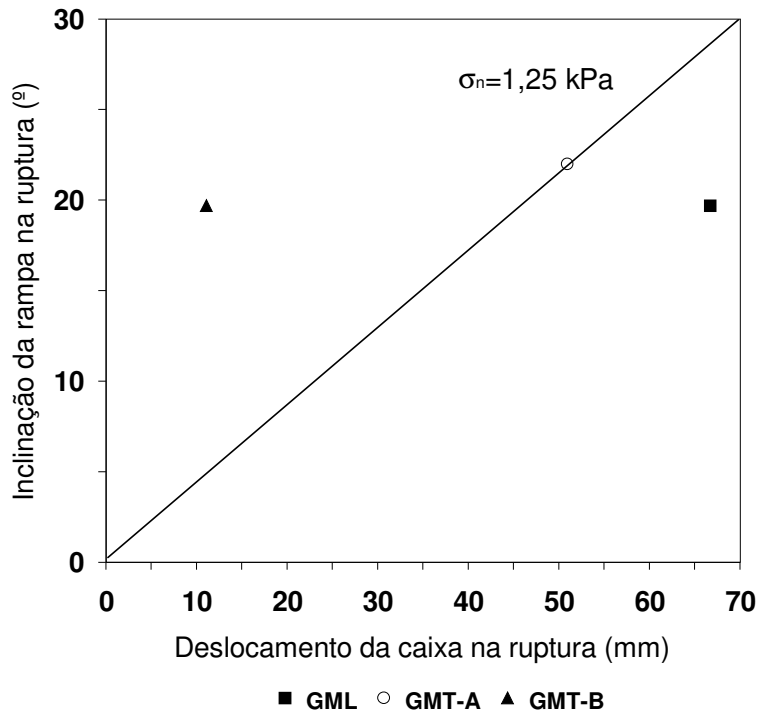
que a geomembrana GMT-A passou a ser mais solicitada, em função também da maior componente tangencial resultante do incremento do ângulo de inclinação da rampa na ruptura para este ensaio. Entretanto, as geomembranas GML e GMT-B mantiveram ao mesmo nível de cargas mobilizadas, independente da tensão normal aplicada.



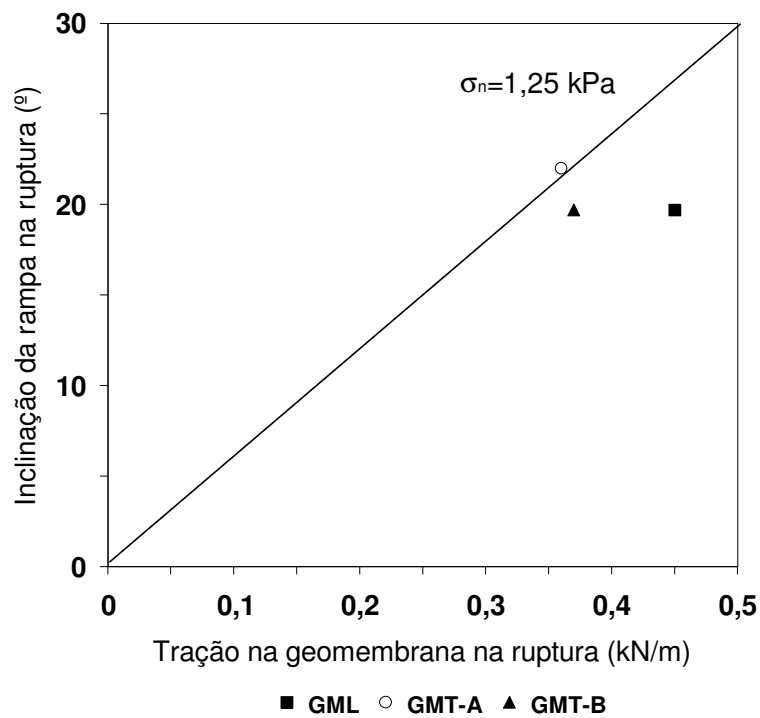
**Figura 8.18** – Carga de tração mobilizada na geomembrana na ruptura versus tensão normal aplicada na interface.

As Figuras 8.19 e 8.20, em condições próximas à ruptura, comparam as eficiências das geomembranas utilizadas no incremento do ângulo de inclinação da rampa e na redução de cargas de tração mobilizadas na geomembrana e deformabilidade do sistema de revestimento. Os resultados são mostrados em função da tensão normal de 1,25 kPa. Essas figuras devem ser interpretadas de modo semelhante às Figuras 8.13 e 8.14, apresentadas anteriormente.

A Figura 8.19 mostra que os ângulos de inclinação da rampa na ruptura obtidos nos ensaios com as três geomembranas foram semelhantes entre si. Porém a geomembrana texturizada GMT-B foi a mais eficiente na redução dos deslocamentos. Já a Figura 8.20 mostra que, para a tensão normal de 1,25 kPa, a textura das geomembranas pouco influenciou os valores das cargas de tração mobilizadas nas geomembranas.



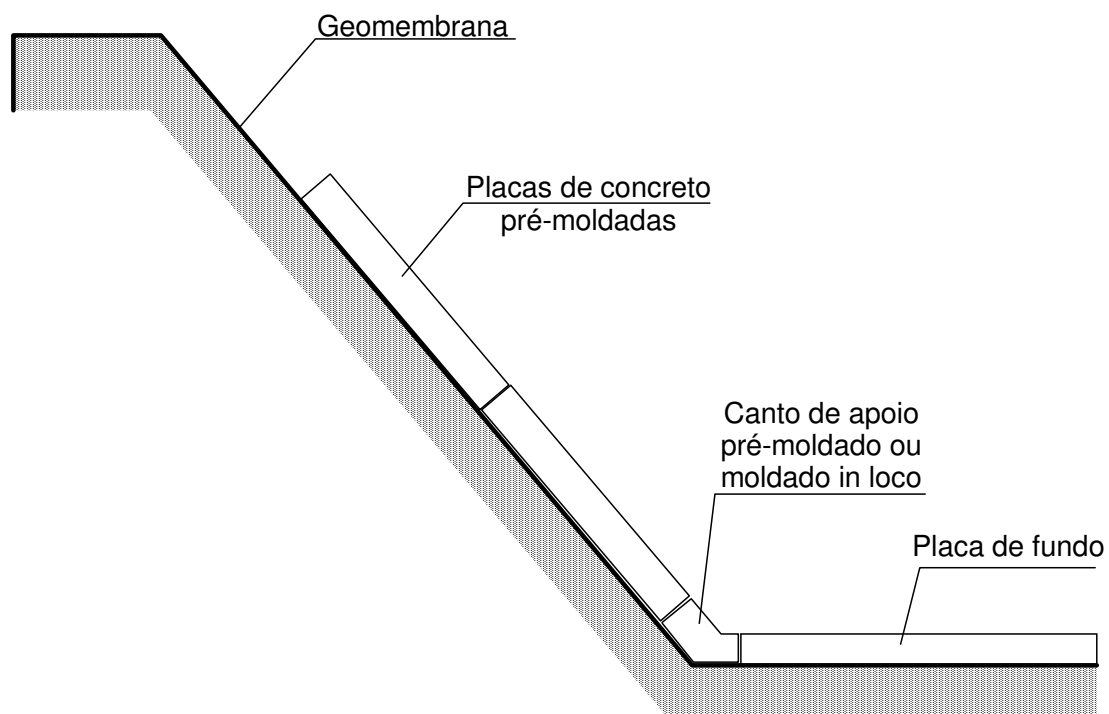
**Figura 8.19** – Inclinação da rampa na ruptura versus deslocamento da caixa de confinamento na ruptura.



**Figura 8.20** – Inclinação da rampa na ruptura versus carga de tração mobilizada na geomembrana na ruptura

Os ensaios com concreto curado forneceram resultados desfavoráveis em termos de inclinação da rampa na ruptura quando comparados com os resultados dos ensaios com concreto fresco. Nos ensaios com o concreto curado, o mecanismo por atrito foi preponderante na mobilização da resistência de interface.

Os resultados dos ensaios com o concreto curado evidenciaram baixos ângulos de inclinação da rampa na ruptura. Uma das possíveis soluções construtivas no caso da utilização de peças pré-moldadas em taludes com ângulos de inclinação superiores aos obtidos nos presentes ensaios é o posicionamento das peças pré-moldadas de concreto apoiadas sobre um canto ou cunha de apoio localizada no pé do talude. Essa peça de apoio poderia ser ancorada na peça de revestimento de fundo, fornecendo um efeito resistivo semelhante ao efeito passivo do pé de um talude. De acordo com as necessidades, a peça de apoio poderia ser pré-moldada ou moldada no local, conforme mostrado na Figura 8.21. A colocação das placas de revestimento deverá ser realizada de baixo para cima na face do talude, a partir do canto de apoio.



**Figura 8.21** – Esquema de execução de revestimento em placas de concreto pré-moldadas.

### **9 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS**

#### **9.1 – CONCLUSÕES**

A presente tese estudou a estabilidade em alguns dos sistemas de revestimento empregados em taludes de áreas de disposição de resíduos, canais e reservatórios. Também foi estudada a condutividade hidráulica de materiais alternativos ao emprego da bentonita somente como componente de barreiras hidráulicas. As principais conclusões obtidas estão resumidas a seguir.

##### **9.1.1 – METODOLOGIAS E EQUIPAMENTOS UTILIZADOS**

As metodologias utilizadas nos diversos tipos de ensaios realizados se mostraram satisfatórias e em conformidade com os objetivos da pesquisa. Entretanto, uma atenção especial deve ser dispensada na moldagem de amostras de GCL's de modo a serem evitadas perdas significativas de bentonita.

Um fator limitador na pesquisa foi o elevado tempo necessário para a execução de alguns ensaios com a bentonita. Esse fato se tornou um fator limitador do número de ensaios capazes de serem realizados no período da pesquisa.

Como parte do projeto de pesquisa foi desenvolvida uma nova versão do ensaio de plano inclinado, a qual incluiu um reservatório e a possibilidade de simular diversas condições de hidratação de interfaces, solos e geossintéticos. Esta nova modalidade de ensaio possibilita também a simulação de algumas condições de fluxo nas interfaces de sistemas solo-geossintéticos com a rampa inclinada. Entretanto, ensaios de fluxo com a rampa inclinada não foram abordados na presente tese.

O equipamento de plano inclinado é uma ferramenta útil para o estudo e estimativa dos parâmetros de resistência de interfaces sob baixas tensões normais. O aparelho também é capaz de simular diversas condições de interface e geometrias de ensaio. Isso é particularmente interessante para análises de estabilidade de sistemas de revestimento em taludes de áreas de disposição de resíduos, canais ou reservatórios.

O equipamento de adensamento também foi útil na avaliação da condutividade hidráulica da bentonita e das demais misturas utilizadas no programa experimental. Entretanto, o equipamento apresentou algumas limitações, tais como:

- Cuidados especiais devem ser tomados para se evitar ou minimizar o fluxo preferencial entre a parede da célula e a amostra, particularmente para tensões normais inferiores a 100 kPa;
- Apesar da obtenção a estabilização da descarga hidráulica durante os longos períodos de observação, o equipamento não permitiu a saturação e expansão total da bentonita ou das misturas nos períodos usuais de ensaio;
- Para uma estimativa mais realista da condutividade hidráulica sugere-se a utilização de um permeâmetro de parede flexível que permita a aplicação de contra pressão. Tais equipamentos são mais adequados à execução de ensaios de condutividade hidráulica em materiais de baixa permeabilidade, pois além de permitirem o controle da saturação da amostra, também podem minimizar fluxos preferenciais localizados entre a membrana flexível e a parede da amostra.

O equipamento de cisalhamento direto também foi útil na avaliação da resistência dos diversos materiais e da resistência interna de GCL's, embora por meio da metodologia estabelecida não se tenha conseguido romper internamente o GCL-B. Mesmo assim, são indicadas a revisão e adaptação da metodologia utilizada ou mesmo a utilização de um outro equipamento de modo que as resistências internas de GCL's reforçados sejam avaliadas adequadamente.

### 9.1.2 – ENSAIOS DE PLANO INCLINADO COM GEOGRELHAS

A presença de camadas de geogrelhas no solo de cobertura reduziu de forma significativa a deformabilidade do sistema, caracterizada por menores deslocamentos do solo de cobertura. Reduziu também as cargas de tração mobilizadas na camada de geomembrana e aumentou a inclinação da rampa na ruptura. O efeito benéfico da presença da geogrelha é dependente de sua elevação em relação a geomembrana e de características como geometria, rigidez à tração e número de membros de ancoragem.

Os resultados mostraram que as características geométricas e de superfície das geogrelhas influenciaram os mecanismos de interação entre o solo e os geossintéticos ensaiados. A rigidez à tração da geogrelha foi um importante parâmetro na redução das cargas mobilizadas na geomembrana. Foi verificado que a utilização da geogrelha mais rígida (GG-H) promoveu as reduções mais significativas nas cargas de tração mobilizadas na geomembrana. Quando variada a rigidez à tração da geogrelha e suas características geométricas, foi observado que o efeito benéfico causado pela presença da geogrelha foi menos influenciado pela redução do número de membros de ancoragem do que pela redução de sua rigidez à tração.

Além de promover proteção da geomembrana contra danos mecânicos, o uso do geotêxtil não-tecido sobre a geomembrana lisa promoveu inclinações máximas similares aos obtidos com associações geogrelha/geomembranas texturizadas.

A presença de uma camada de geotêxtil sobre a geomembrana também reduziu de forma significativa a deformabilidade do solo de cobertura e das cargas na geomembrana, quando seu uso foi associado ao uso de uma camada de geogrelha também presente no solo de cobertura. A presença do geotêxtil aparentemente também permitiria o uso de geogrelhas com menor rigidez à tração ou geogrelhas com maior área de abertura, com a obtenção do mesmo efeito benéfico do caso em que se utilizou somente geomembrana e geogrelha mais rígida. Isto foi observado tanto em termos de reduções de deslocamentos do solo de cobertura quanto das cargas de tração mobilizadas na geomembrana.

A possibilidade de utilização de taludes mais íngremes com a presença de geogrelha e geotêxtil no solo de cobertura também pode ter repercussão importante no volume de resíduos passível de ser estocado na área de disposição. Os resultados dos ensaios mostraram que

aumentos de volume de estocagem de até 55% podem ser obtidos com a presença da geogrelha no talude, dependendo da geometria da obra, das características da geogrelha e da elevação da geogrelha no interior do solo de cobertura.

### **9.1.3 – ENSAIOS DE PLANO INCLINADO COM GCL's**

Nos ensaios de plano inclinado com GCL's, foi verificado que as características da superfície, costura e componentes dos GCL's influenciaram a inclinação da rampa na ruptura e o nível de deslocamentos da caixa confinante. Em ensaios com o GCL-A (não reforçado), as condições de hidratação simuladas no presente trabalho promoveram aumentos no nível de deslocamentos da caixa, entretanto não foram suficientes para causar redução no ângulo de inclinação da rampa na ruptura. No caso dos ensaios como GCL-B (reforçado), diferentemente do esperado, a hidratação chegou a ocasionar reduções nos deslocamentos observados (dependendo da sobrecarga aplicada), como também incrementos do ângulo de inclinação da rampa na ruptura. Esse fato provavelmente está associado à forma final do GCL-B após a expansão. Tal forma aumentou a área de contato entre o GCL-B e o solo. Dentre todas as configurações ensaiadas, a que forneceu menores ângulos de inclinação da rampa na ruptura correspondeu à associação GCL-A/GML hidratada.

A textura adicional do GCL-B fornecida por meio da impregnação de areia permitiu um desempenho significativamente superior ao observado em ensaios com o GCL-A, a partir dos ganhos de estabilidade e da redução das cargas de tração mobilizadas. A maior resistência à ruptura interna do GCL-B tornam sua utilização mais adequada em regiões tais como taludes de maior porte em obras de proteção ambiental, de lagoas ou reservatórios, as quais são mais sujeitas aos problemas de estabilidade interna e de interface. Entretanto, as características que forneceram desempenho superior ao GCL-B em termos de resistência interna e de interface, também contribuíram para um desempenho em termos de expansibilidade inferior ao observado em ensaios com o GCL-A. Além de outros fatores, o resistente ponteamto do GCL-B inibiu sua expansão, tornando-a inferior à observada no GCL-A. Ensaios complementares são necessários para avaliação das condutividades hidráulicas dos GCL's ensaiados. Isso possibilitaria a verificação da influência das diferentes expansibilidades obtidas nas permissividades dos GCL's. Entretanto, os resultados apresentados sugerem que a aplicação mais adequada para o GCL-A seria em regiões tais como fundos de obras de



disposição de resíduos, lagoas ou reservatórios, ou em taludes de pequeno porte que não requeiram elevada resistência interna do produto.

#### **9.1.4 – ENSAIOS DE ADENSAMENTO E CISALHAMENTO DIRETO EM MISTURAS ALTERNATIVAS E GCL's**

##### **9.1.4.1 – MISTURAS ALTERNATIVAS**

Os ensaios de adensamento nas misturas alternativas evidenciaram a possibilidade de aplicação desses materiais como componentes de GCLs. Os valores obtidos de condutividade hidráulica e permissividade foram dependentes da tensão normal, do tipo de material alternativo e do seu percentual na mistura com bentonita. Em muitas das situações simuladas os valores de condutividade hidráulica e permissividade das misturas alternativas foram compatíveis com os valores obtidos para a bentonita. A expansibilidade foi sensivelmente afetada pelo percentual de material alternativo na mistura e pela tensão normal aplicada no ensaio. Entretanto, foi verificado que, de modo geral, os materiais estudados podem ser empregados em regiões sujeitas a tensões normais superiores a 50 kPa ou em situações em que não se necessite de grandes expansões da bentonita. Estes materiais também podem ser empregados em obras ou locais que envolvam menor rigor em termos de condutividade hidráulica, como sistemas de cobertura temporários ou finais de aterros sanitários ou de outras obras de disposição de resíduos. É importante lembrar também que tensões normais em torno de 50 kPa podem ser atingidas na base de aterros sanitários pouco compactados com alturas de resíduos da ordem de 10m apenas. Portanto, os resultados mostraram que, dependendo das características da obra, a associação entre materiais alternativos e bentonita pode prover uma solução econômica e ambientalmente correta para o emprego de geocompostos argilosos.

Ao serem realizados ensaios de cisalhamento direto nas misturas alternativas verificou-se que a hidratação provocou reduções significativas no ângulo de atrito das misturas. Entretanto, mesmo assim os valores obtidos foram maiores que o ângulo de atrito da bentonita hidratada. As misturas com a areia ARE-B levaram a maiores incrementos no coeficiente de atrito. Esse é um fato favorável ao uso da associação areia-bentonita para aumentar a resistência interna de GCL's não reforçados. Entretanto, seu comportamento hidráulico sob tensões normais inferiores a 50 kPa se mostrou questionável. Isso deve ser levado em conta na definição das regiões da obra onde o material pode ser aplicado. Taludes sujeitos à elevadas tensões

normais podem ser a condição mais adequada na utilização do referido produto. As misturas com a borracha BOR foram favoráveis às maiores reduções na resistência. Caso utilizados percentuais de borracha superiores a 50%, a mistura pode vir a apresentar ângulos de atrito inferiores ao da bentonita BTN.

Ainda são necessários ensaios complementares para avaliar a influência da segregação de componentes da mistura e o poder de cicatrização das misturas de bentonita com materiais alternativos.

#### **9.1.4.2 – GEOCOMPOSTOS ARGILOSOS (GCL's)**

Nos ensaios com o GCL-A, foi observada uma redução de 43,5% no coeficiente de atrito a partir da hidratação da amostra. Esse fato representou um efeito significativamente negativo na resistência interna do GCL, devido à presença da água na estrutura da bentonita. Os resultados dos ensaios realizados com o GCL-B não puderam ser aproveitados como desejado, pois o equipamento e métodos utilizados não possibilitaram o cisalhamento interno do produto. Entretanto, o ensaio permitiu a constatação da elevada resistência interna do GCL-B em comparação com a obtida para o GCL-A. Os resultados mostraram que a resistência interna do GCL-B é superior à resistência medida no ensaio (resistência da cola) e que este produto não apresentaria problemas de estabilidade interna para os níveis de tensões utilizados na presente pesquisa, níveis esses superiores aos normalmente encontrados em taludes de obras de disposição de resíduos.

#### **9.1.5 – ENSAIOS COM CONCRETO FRESCO E CURADO**

Os resultados dos ensaios realizados com concreto fresco mostraram que o uso da geomembrana texturizada GMT-A pode aumentar significativamente o ângulo de inclinação da rampa na ruptura. O uso do geotêxtil GNT associado a geomembrana GML também pode aumentar significativamente a segurança de taludes revestidos com concreto e geomembrana ou permitir a construção de taludes consideravelmente mais íngremes, para a mesma margem de segurança. O uso do geotêxtil não tecido sobre a geomembrana GML além de promover a proteção mecânica da geomembrana pode reduzir as cargas de tração mobilizadas na mesma. A resistência de interface nos ensaios com interfaces concreto-geomembrana foi governada preponderantemente pela adesão, sendo obtido um “slump” de 60 mm como o mais eficiente

no incremento do ângulo de inclinação da rampa na ruptura. Entretanto, nos ensaios com a interface concreto-geotêxtil, a resistência da interface foi governada preponderantemente pelo atrito, sendo obtido um “slump” mais eficiente de 40mm. A escolha da solução a ser adotada depende dos níveis de tensões desenvolvidos na obra, da resistência à tração da geomembrana, bem como do nível de deslocamentos admissíveis, pois estes influenciam diretamente as eventuais fissuras do concreto, o que, dependendo da intensidade, pode se tornar uma limitação em função das exigências de projeto.

Os ensaios com concreto curado forneceram resultados desfavoráveis em termos de inclinação da rampa na ruptura quando comparados com os resultados dos ensaios com concreto fresco. A utilização da geomembrana texturizada GMT-A promoveu o maior incremento da inclinação da rampa na ruptura em relação ao ensaio de referência. As cargas mobilizadas na geomembrana na ruptura não foram significativamente influenciadas pela textura das geomembranas. Nos ensaios com o concreto curado, o mecanismo por atrito foi preponderante na mobilização da resistência de interface. Esse fato justificaria um ensaio adicional com utilização de um geotêxtil não tecido sobre a geomembrana lisa GML, para comparação entre o comportamento do sistema com e sem a presença do geotêxtil não tecido.

## **9.2 – SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS**

A partir dos resultados e conclusões obtidas na presente tese, são sugeridas as seguintes propostas de continuidade para essa pesquisa:

### **9.2.1 – ENSAIOS COM O EQUIPAMENTO DE PLANO INCLINADO**

- Implantação de um sistema de aquisição automática de dados;
- Automatização do sistema de levantamento da rampa;
- Simular o efeito da percolação de água em diversos arranjos, interfaces e solo de cobertura;
- Realizar ensaios com outros tipos de solo;
- Utilização de outros geossintéticos;
- Instrumentar os geossintéticos com extensômetros elétricos para medições de deformações pontuais;

- Realizar ensaios hidratados com geocompostos argilosos com períodos de hidratação maiores do que os utilizados na presente pesquisa;
- Simular numericamente a variação da posição da geogrelha no interior do solo de cobertura, com a respectiva avaliação da variação da rigidez à tração no comportamento do sistema de revestimento.

### **9.2.2 – ENSAIOS DE ADENSAMENTO**

- Avaliar a expansibilidade e o comportamento hidráulico das misturas alternativas a partir da hidratação com outras substâncias tais como chorume e combustíveis;
- Realizar ensaios com períodos de hidratação superiores aos utilizados na presente pesquisa;
- Realizar a hidratação sob a aplicação de tensões normais superiores a 5 kPa;
- Realizar ensaios de condutividade hidráulica em GCL's comerciais e alternativos (confeccionados com as misturas alternativas) a partir de permeâmetros de parede flexível que possibilitem a aplicação de contrapressão;

### **9.2.3 – ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO**

- Avaliar a resistência das misturas alternativas a partir da hidratação com outras substâncias tais como chorume e combustíveis;
- Realizar ensaios com períodos de hidratação superiores ao utilizados na presente pesquisa;
- Estudar modificações na metodologia apresentada ou utilizar outro equipamento, de modo que seja possibilitada a avaliação da resistência interna de GCL's reforçados.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

ABNT MB-3336, (1990). Solo – Ensaio de adensamento unidimensional. ABNT, São Paulo, 13p.

BLÜMEL, W. & BRUMMERMANN, K. (1996). Interface friction between geosynthetics and soils and between different geosynthetics. *First European Geosynthetics Conference: EUROGEO 1, Maastricht, Netherlands, 1996*, Balkema, Rotterdam, pp. 09-216.

BOUAZZA, A. (2002). Geosynthetic Clay Liners. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 20, pp. 3-17

BOURDEAU, P.L., LUDLOW, S.J., AND SIMPSON, B.E. (1993). “Stability of Soil-Covered Geosynthetic-Lined Slopes: A Parametric Study,” *Geosynthetics '93 Conference Proceedings*, Industrial Fabrics Association International, St. Paul, MN, Vol. 2, pp. 1511-1521.

BRIANÇON, L.; GIRARD, H. & POULAIN, D. (2002) (a). Slope Stability of lining systems-experimental modeling of friction at geosynthetic interfaces. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 20, pp. 147-172.

BRIANÇON, L.; GIRARD, H.; POULAIN, D; ARTIERES, O., POTIE, G. & GRISARD, A. (2002) (b). Influence of Hydraulic conditions on the stability of geosynthetic systems on slopes. *Geosynthetics - 7<sup>th</sup> ICG, Delmas, Gourc & Girard (eds), 2002, Swets & Zeitlinger*, pp. 655-658.

BUENO, B.S. & CARVALHO, C.A.B. (1990). Estudo comparativo da aderência solo-geotêxtil medida em ensaios de cisalhamento direto e arrancamento. *IX COBRANSEF, Vol. II, Salvador*, pp. 139-145.

BYRNE, R.J., KENDAL, J., BROWN, S., 1992. Cause and mechanism of failure, Kettleman hills landfill B-19, unit 1A. *Stability & Performance of Slopes and Embankments*, Geotechnical. Special Publication No. 31, pp. 1188–1520.

DA COSTA, C. N. (2006). Fundamentos de Geotecnia: resíduos e aterros de resíduos. *Apostila de Graduação, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Nova de Lisboa, Lisboa, Portugal, 26 pp*

DANIEL, D. E.(1994); State-of-the-Art: Laboratory Hydraulic Conductivity Tests for Saturated Soils. *Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil*. ASTM

STP 1142, David E. Daniel and Stephen j. Trautwein, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia.

DOURADO, K. A. (2003). Condutividade Hidráulica de Materiais de Baixa Permeabilidade: Desenvolvimento, Construção e Teste de um Sistema de Medida. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

DOVE, J.E.; FROST, J.D.; HAN, J. & BACHUS, R.C. (1997). The influence of geomembrane surface roughness on interface strength. *Proc. Geosynthetics'97, Long Beach, Vol. 2, pp. 863-876.*

DRUSCHEL, S.J. AND UNDERWOOD, E.R. (1993). “Design of Lining and Cover System Sideslopes,” *Geosynthetics '93 Conference Proceedings, Industrial Fabrics Association International, St. Paul, MN, Vol. 3, pp. 1341-1355.*

DWYER, S.F., BONAPARTE, R., DANIEL, D.E., KOERNER R.M., GROSS, B. (2002). “Technical Guidance for RCRA/CERCLA Final Covers”. *U.S. Environmental Protection Agency, Office of Solid Waste and Emergency Response, Washington D.C.*

EID, H.T.; STARK, T.D., 1997. Shear behaviour of an unreinforced geosynthetic clay liner. *Geosynthetics International 4 (6), pp. 645-659.*

EINGENBROD, K.D. & LOCKER, J.G. (1987). Determination of frictional values for the design of sides slopes lined or protected with geosynthetics. *Canadian Geotechnical Journal. Vol. 24, N° 4, pp. 509-519.*

FLEISCHER, P. (2002). Geosynthetic clay liners – first long time experience as na impermeable lining of navigation canal. *Geosynthetics - 7<sup>th</sup> ICG, Delmas, Gourc & Girard (eds), 2002, Swets & Zeitlinger, pp. 823-826.*

FOX, P.J., ROWLAND, M.G., SCHEITE, J.R., 1998. Internal shear strength of three geosynthetic clay liners. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE) 124 (10), 933–944.*

FOX, P.J., DE BATISTA, D.J. & MAST, D.G. (2000). Hydraulic performance of geosynthetic clay liners under gravel cover soils. *Geotextiles and geomembranes 18 (2-4), pp. 179-201.*

FROBEL, R.K., 1996. Geosynthetic clay liners, part four: interface and internal shear strength determination. *Geosynthetics Fabric Report 14 (8), pp. 20-23.*

GILBERT, R.B.; FERNANDEZ, F.; HORSFIELD, D.W., 1996. Shear strength of reinforced GCLs. *Journal of Geotechnical Engineering 122 (4), pp. 259-266.*

GIRARD, H.; FISCHER, S. & ALONSO, E. (1990). Problems of friction posed by use of geomembranes on dam slopes – examples and measurements. *Geotextiles and Geomembranes, Vol. 9, N° 2, pp. 129-143.*

- 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.*
- GIROUD, J.P. & BEECH, J.F. (1989). Stability of soil layers on geosynthetic lining systems. *Proc. Geosynthetics'89, IFAI, Vol. 1, San Diego, CA, USA, February, 1989, pp. 35-46.*
- GIROUD, J.P.; SWAN, R.H., JR.; RICHER, P.J. & SPOONER, P.R. (1990). Geosynthetic landfill cap: Laboratory and field tests, design and construction. *Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Vol. 2, The Hague, Netherlands, Bakelma, Rotterdam, pp. 493-498.*
- GIROUD, J.P., BACHUS, R.C., AND BONAPARTE, R. (1995a). "Influence of Water on the Stability of Geosynthetic-Soil Layered Systems on Slopes," *Geosynthetics International, Vol. 2, No. 6, pp. 1149-1180.*
- GIROUD, J.P., WILLIAMS, N.D., PELTE, T., AND BEECH, J.F. (1995b). "Stability of Geosynthetic-Soil Layered Systems on Slopes," *Geosynthetics International, Vol. 2, No. 6, pp. 1115-1148.*
- GOMES, R.C. (1992) Mecanismos de Interação Solos - Geotêxteis. *Geossintéticos'92, Brasília/DF, pp. 35-60.*
- 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 - USP.*
- GOURC, J.P.; LALARAKOTOSON, S.; MÜLLER-ROCHHOLTZ, H. AND BRONSTEIN, Z. (1996). Friction measurements by direct shearing or tilting process – Development of a European standard. *First European Geosynthetics Conference: EUROGEO 1, Maastricht, Netherlands, 1996, Bakelma, Rotterdam, pp. 1039-1046.*
- GROSS, B.A., BONAPARTE, R., AND GIROUD, J.P. (2002). "Waste Containment Systems: Problems and Lessons Learned", Appendix F in *Assessment and Recommendations for Optimal Performance of Waste Containment Systems*, R. United States Environmental Protection Agency, 214 pp.
- HEAD, K. H., (1980). *Manual of Soil Laboratory Testing. Pentech Press & John Wiley, Vol. 2, London: Plymouth.*
- HOLLER, E. (2002). *Manual de Irrigação: Construção de Projetos de Irrigação, Brasília/DF, Vol. 8, Ministério da Integração Nacional, 374 pp.*
- IZGIN, M. & WASTI, Y. (1998). Geomembrane – sand interface frictional properties as determined by inclined board and shear box tests. *Geotextiles and Geomembranes, Vol. 16, N° 4, pp. 207-219.*
- JEWELL, R.A. & WROTH, C.P. (1987). Direct shear tests on reinforced sand. *Geotechnique, Vol. 37, N° 1, pp. 53-68.*

- JEWELL, R.A. (1996). Soil Reinforcement with Geotextiles. *CIRIA-Special Publication 123*, 1996, 332 pp.
- JONES, D.R.V. & DIXON, N. (1998). Shear strength properties of geomembrane/geotextile interfaces. *Geotextiles and Geomembranes*. Vol. 16 N° 1, pp. 45-71.
- KOERNER, R.M. (1994). Designing with Geosynthetics. *Prentice-Hall Inc.*, 4<sup>rd</sup> Ed., New Jersey, 761 pp.
- KOERNER, R.M. AND HWU, B.L. (1991). "Stability and Tension Considerations Regarding Cover Soils on Geomembrane Lined Slopes," *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 10, No. 4, pp. 335-355.
- KOERNER, R.M. AND DANIEL, D.E. (1997). "Final Covers for Solid Waste Landfills and Abandoned Dumps," ASCE Press, Reston, VA, 256 p.
- KOERNER, R.M. AND SOONG, T.Y. (1998). "Analysis and Design of Veneer Cover Soils," Proceedings, Sixth International Conference on Geosynthetics, Industrial Fabrics Association International, St. Paul, MN, Vol. 1, pp. 1-26.
- KOERNER, R.M.; CARSON, D.A.; DANIEL, D.E. & BONAPARTE, R. (1997). Current Status of the Cincinnati GCL test plots. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 15, pp. 313-340.
- KOUTSOURAIS, M.M.; SPRAGUE, C. J.; PUCETAS, R.C. (1991). Interfacial friction study of cap and liner components for landfill design. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 10, N° 5-6, pp. 531-548.
- KOUTSOURAIS, M; SANDRI, D. & SWAN, R. (1998). Soil interaction characteristics of geotextiles and geogrids. *Sixth International Conference on Geosynthetics*, pp. 739-743.
- LALARAKOTOSON, S.; VILLARD, P. & GOURC, J.P. (1999). Shear Strength Characterization of geosynthetic interfaces on inclined planes. *Geotechnical Testing Journal*, *GTJODJ*, Vol. 22, N° 4, pp. 284-291.
- LEE, S.W.; FROST, J.D. & RIGHTER, G.K. (1998). The influence of geomembrane surface roughness on geotextile interface strength. *Sixth International Conference on Geosynthetics*, Atlanta, Vol. 1, pp. 433-438.
- LIMA JÚNIOR, N.R. (2000). Estudo da interação solo-geossintético em obras de proteção ambiental com o uso do equipamento de plano inclinado. *Dissertação de Mestrado*, Publicação G.DM-017A/2000, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília/DF, 148pp.
- MCKELVEY, J.A. AND DEUTSCH, W.L. (1991). "The Effect of Equipment Loading and Tapered Soil Layers on Geosynthetic Lined Landfill Slopes," Proceedings, 14th Annual Madison Waste Conference, University of Wisconsin, Madison, WI, pp. 395-411.
- MELLO, L.G.R. (2001). Estudo da Interação Solo-Geossintético em Obras de Disposição de Resíduos. *Dissertação de Mestrado*, Publicação G.DM-085A/2001, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília/DF, 130 pp.



- OLSON, R. E. AND DANIEL, D. E. (1981). Measurement of the Hydraulic Conductivity of Fine-Grained Soils, Permeability and Groundwater Contaminant Transport, ASTM STP 746, T. F. Zimmeand C. O. Riggs, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 18-64.
- O'ROURKE, T.D.; DRUSCHEL, S.J. & NETRAVALI, A.N. (1990). Shear Strength Characteristics of Sand-Polymer Interfaces. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 116, N° 3, pp. 451-469.
- PALMEIRA, E.M. (1987). The Study of Soil-Reinforcement Interaction by Means Large Scale Laboratory Tests. *D.Phil Thesis, University of Oxford, UK*.
- PALMEIRA, E.M. (1993). Curso de Estabilização e Reforço de Solos Introdução à Utilização de Geossintéticos. *Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Publicação N° GAP 002B/93*.
- PALMEIRA, E. M. (1999). Utilização de Geossintéticos em Geotecnia Ambiental. *Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília/DF*.
- 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, N°5, 317-337 pp.
- PALMEIRA, E.M.; LIMA JR., N.R. & MELLO, L.G.R. (2002). Interaction between soils and geosynthetic layers in large scale ramp tests. *Geosynthetics International* 9(2), IFAI, USA, 149-187.
- PETROV, R.J.; ROWE, R.K. & QUIGLEY, R.M. (1997). Selected factors influencing GCL hydraulic conductivity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123 (8), 683-695.
- RAMIREZ, R.R., GOURC, J.P. & BILLET, P. (2002). Influence of the friction test conditions on the characterization of the geosynthetic interfaces - *Geosynthetics - 7<sup>th</sup> ICG, Delmas, Gourc & Girard (eds), 2002, Swets & Zeitlinger, pp. 591-594*.
- REUTER, E. & MARKWARDT, N. (2002). Design of landfill cover lining systems with geosynthetic clay liners (GCLs). *Geosynthetics - 7<sup>th</sup> ICG, Delmas, Gourc & Girard (eds), 2002, Swets & Zeitlinger, pp. 573-576*.
- RICHARDSON, G.N., 1997. GCL internal shear strength requirements. *Geosynthetics Fabric Report* 15 (2), pp. 20-25.
- ROWE, R.K. & ORSINI, C. (2003). Effect of GCL and subgrade type on internal erosion in GCLs under high gradients. *Geotextiles and geomembranes*, Vol. 21, pp. 1-24.
- SANTOS, P. S., 1975 - Tecnologia de argilas, aplicada às argilas brasileiras - Editora Edgar Blücher - São Paulo - 1975.
- SHAN, H.Y.; DANIEL, D.E. (1991). Results of laboratory tests on a geotextile/bentonite liner material. *Proceedings os the Geosynthetics 91*, Vol. 2, pp. 517-535.

- SHAN, H. & CHEN, R. (2003). Effect of gravel subgrade on hydraulic performance of geosynthetic clay liner. *Geotextiles and geomembranes*, Vol. 21, pp. 339-354.
- SOONG, T.-Y. AND KOERNER, R.M. (1997). "The Design of Drainage Systems Over Geosynthetically Lined Slopes," GRI Report No. 19, Geosynthetic Research Institute, Drexel University, Philadelphia, PA, 88 p.
- STAMATOPOULOS, A.C., KOTZIAS, P.C., 1996. Earth Slide on Geomembrane. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE* 22 (5), 408-411.
- STARK, T.D. (1998). Bentonite migration in geosynthetic clay liners. *Proceedings of the Sixth International Conference on Geosynthetics*, Vol. 1, Atlanta, pp. 315-320.
- STARK, T.D., ARELLANO, D., EVANS, W.D., WILSON, V.L., GONDA, J.M., (1998). *Unreinforced geosynthetic clay liners case history. Geosynthetics International* 5 (5), 521-544.
- STARK, T.D.; EID, H.T., 1996. Shear behaviour of reinforced geosynthetic clay liners. *Geosynthetics International* 3 (6), pp. 771-786.
- TUPA, N. (1994). Estudo da Aderência e Interação Solo-Geossintético. *Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-011A/94, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília/DF, 188 pp.*
- U.S. DEPARTMENT OF THE INTERIOR (2002). *Canal-lining Demonstration Project Year 10 Final Report. Bureau of Reclamation, Technical Service Center, Civil Engineering Services, Materials Engineering Research Laboratory, 2 pp.*
- 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, Publicação G.DM.-103/2003, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília/DF, 98 pp*
- VIANA, H.N.L & PALMEIRA, E.M. (2003). Resistências Interna e ao Cisalhamento de Interfaces de Geocompostos Argilosos (GCLs). *IV Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul. 7 pp.*
- VIANA, H.N.L. & PALMEIRA, E.M. (2006). Large scale ramp tests on soil-geosynthetic systems. *8<sup>th</sup> International Conference on Geosynthetics, Yokohama. 4 pp.*
- VIDAL, D. (1990). Aplicação de geossintéticos em canais e reservatórios: resistência ao cisalhamento na interface. *IX COBRAMSEF, Vol. II, Salvador, pp. 597-604.*
- WASTI, Y. & ÖZDÜZGÜN, Z.B. (2001). Geomembrane-geotextile interface shear properties as determined by inclined board and shear box tests. *Geotextiles and Geomembranes, Vol. 19, N° 1, pp. 45-57.*

## APÊNDICE A

---

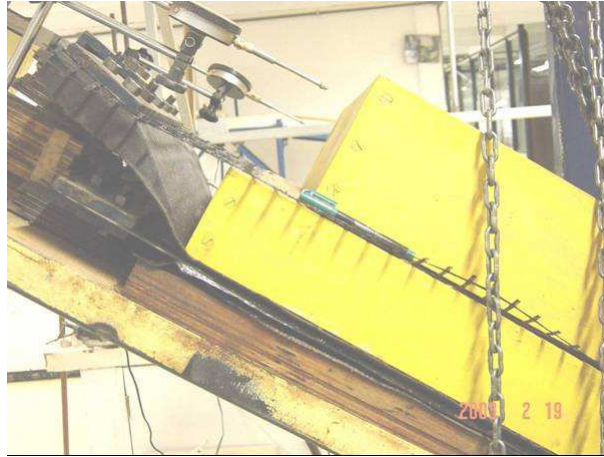
## A.1 – CONFIGURAÇÕES DE ALGUNS ENSAIOS DE PLANO INCLINADO



**Figura A.1** – Execução do ensaio de plano inclinado com elevação da posição da geogrelha: rampa na horizontal.



**Figura A.2** – Execução do ensaio de plano inclinado com elevação da posição da geogrelha: inclinação da rampa.



**Figura A.3** – Execução do ensaio de plano inclinado com elevação da posição da geogrelha:  
vista lateral pós-ruptura.



**Figura A.4** – Execução do ensaio de plano inclinado com elevação da posição da geogrelha:  
ruptura.



**Figura A.5** – Execução da preparação da base em ensaios de plano inclinado: aplicação de óleo lubrificante sobre geomembrana lisa.



**Figura A.6** – Execução da preparação da base em ensaios de plano inclinado: aplicação alternada de camadas de filme de PVC e óleo lubrificante sobre a geomembrana lisa.



**Figura A.7** – Execução da preparação do ensaio com GCL's hidratados no equipamento de plano inclinado: colocação do GCL sobre a geomembrana.



**Figura A.8** – Execução da preparação do ensaio com GCL's hidratados no equipamento de plano inclinado: colocação da caixa de confinamento.



**Figura A.9** – Execução da preparação do ensaio com GCL's hidratados no equipamento de plano inclinado: colocação do solo de cobertura na caixa de confinamento.



**Figura A.10** – Execução da preparação do ensaio com GCL's hidratados no equipamento de plano inclinado: nivelamento e compactação do solo de cobertura.





**Figura A.11** – Execução da preparação do ensaio com GCL's hidratados no equipamento de plano inclinado: aplicação de sobrecarga.



**Figura A.12** – Execução da preparação do ensaio com GCL's hidratados no equipamento de plano inclinado: montagem do reservatório e introdução de água no sistema.



**Figura A.13** – Execução da preparação do ensaio com GCL's hidratados no equipamento de plano inclinado: detalhe da lâmina d'água.



**Figura A.14** – Execução da preparação do ensaio com GCL's hidratados no equipamento de plano inclinado: remoção da água do reservatório.



**Figura A.15** – Execução do ensaio com GCL's hidratados no equipamento de plano inclinado pós-remoção da água do reservatório.



**Figura A.16** – Execução do ensaio com GCL's hidratados no equipamento de plano inclinado: situação pós-ruptura.



**Figura A.17** – Execução do ensaio com concreto fresco no equipamento de plano inclinado:  
levantamento da rampa.



**Figura A.18** – Execução do ensaio com concreto fresco no equipamento de plano inclinado:  
ruptura.



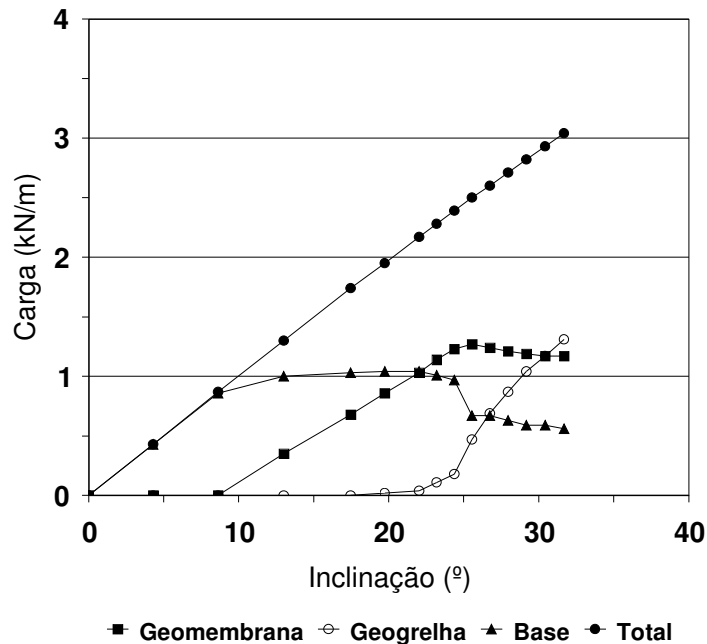
**Figura A.19** – Execução do ensaio com concreto fresco no equipamento de plano inclinado:  
detalhe da aderência do concreto na geomembrana.

## APÊNDICE B

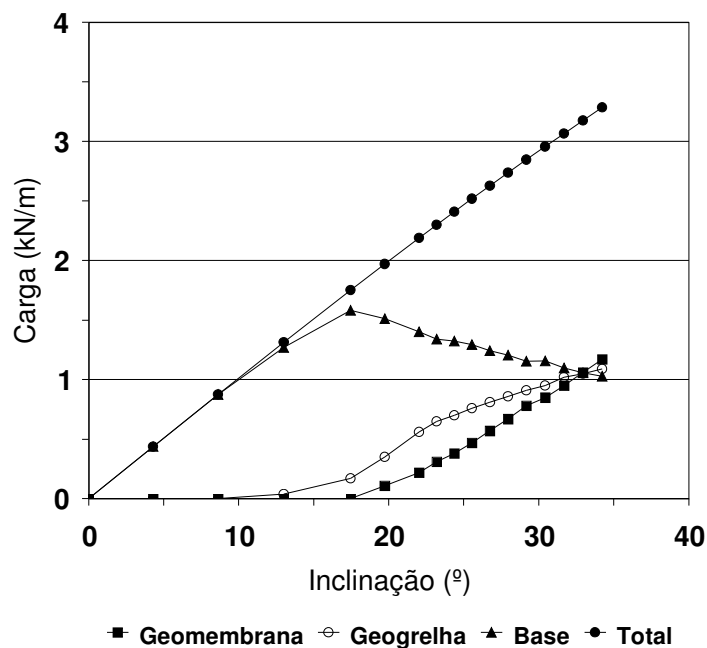
---

## B.1 – DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS ENTRE MATERIAIS NOS ENSAIOS DE PLANO INCLINADO

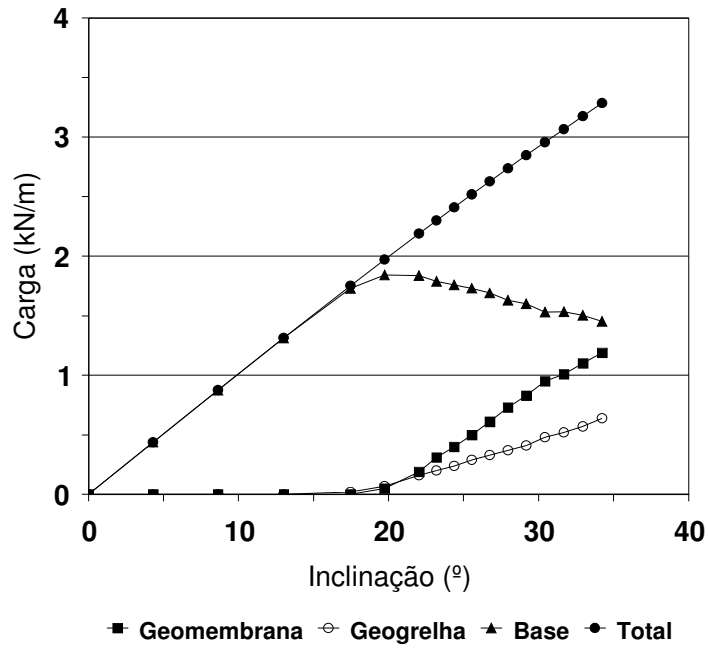
### B.1.1 – ENSAIOS COM GEOGRELHAS



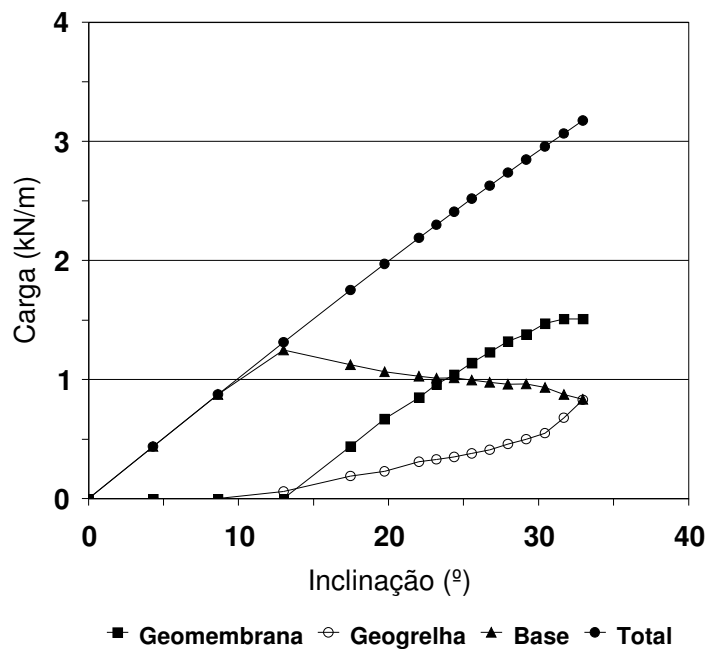
**Figura B.1** – Distribuição de carga entre materiais – ensaio com elevação de geogrelhas – configuração GG-A/GML (h = 0 cm).



**Figura B.2** – Distribuição de carga entre materiais – ensaio com elevação de geogrelhas – configuração GG-A/GML (h = 5 cm).

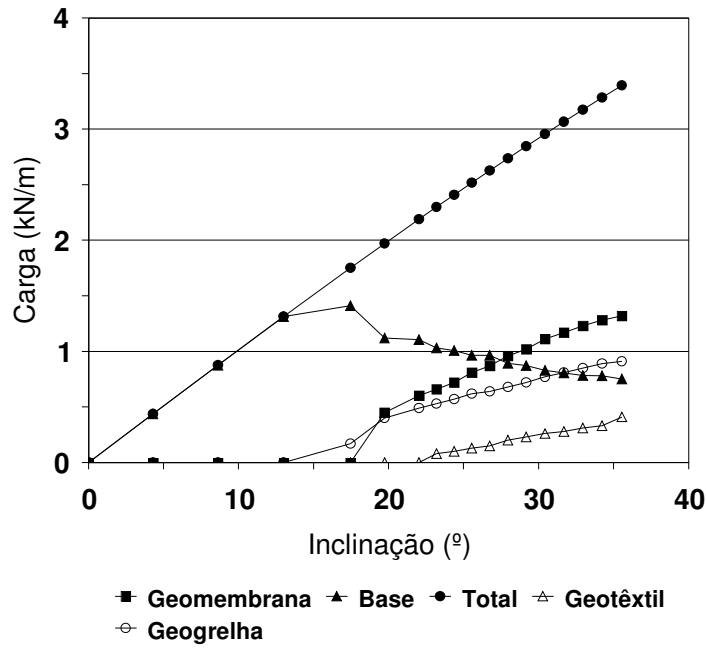


**Figura B.3** – Distribuição de carga entre materiais – ensaio com elevação de geogrelhas – configuração GG-A/GML (h = 10 cm).

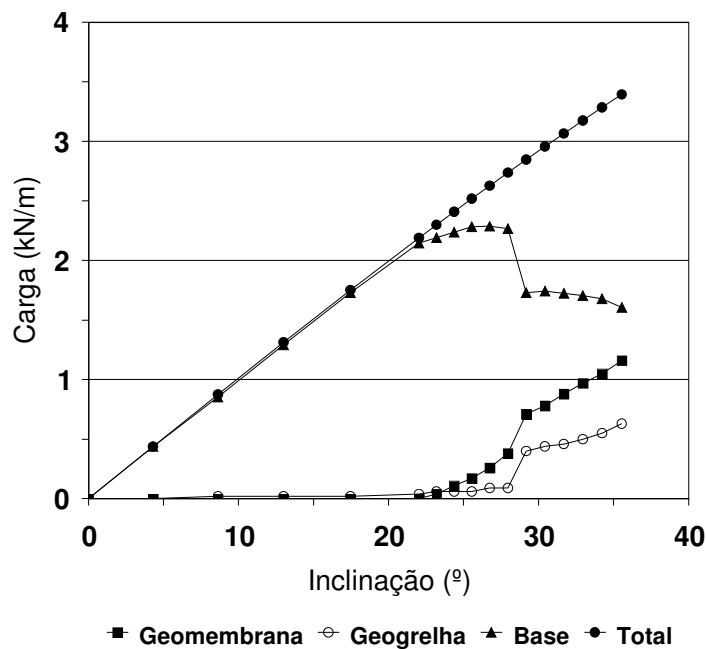


**Figura B.4** – Distribuição de carga entre materiais – ensaio com elevação de geogrelhas – configuração GG-A/GML (h = 15 cm).

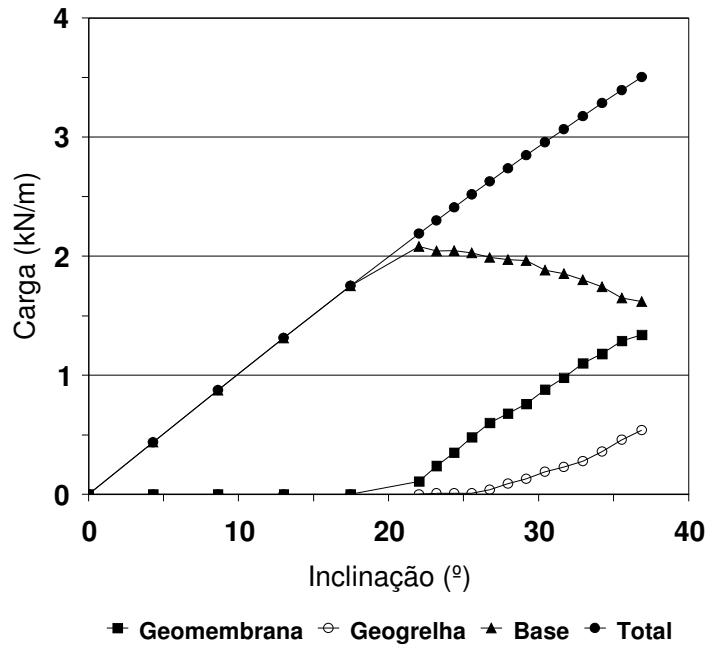




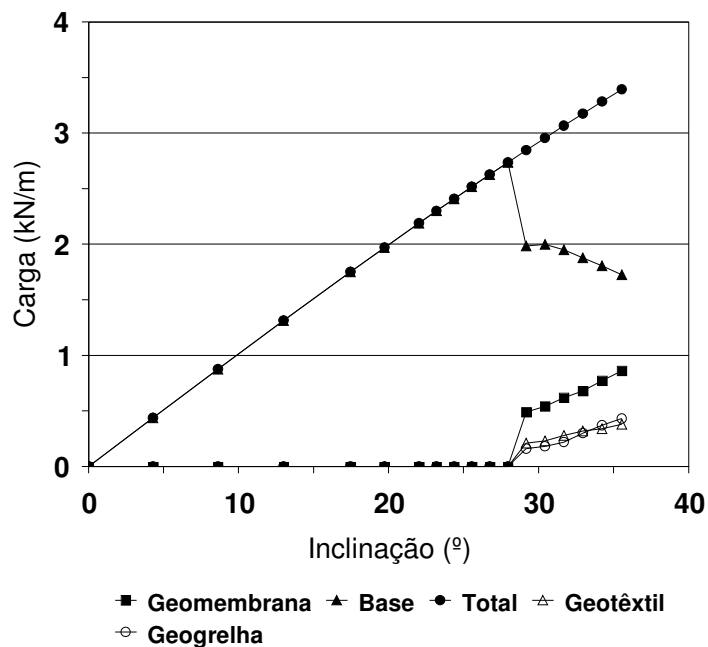
**Figura B.5** – Distribuição de carga entre materiais – ensaio com elevação de geogrelhas – configuração GG-A/GNT/GML (h = 10 cm).



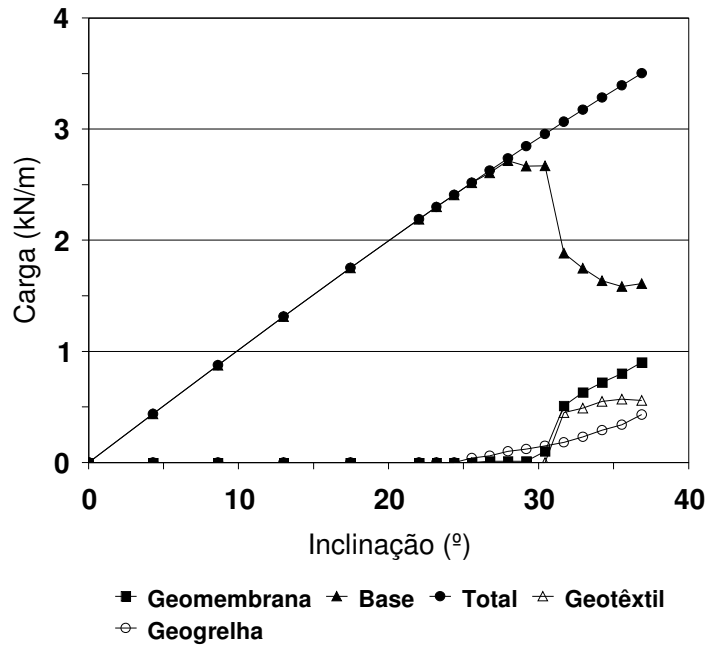
**Figura B.6** – Distribuição de carga entre materiais – ensaio com elevação de geogrelhas – configuração GG-A/GMT-A (h = 10 cm).



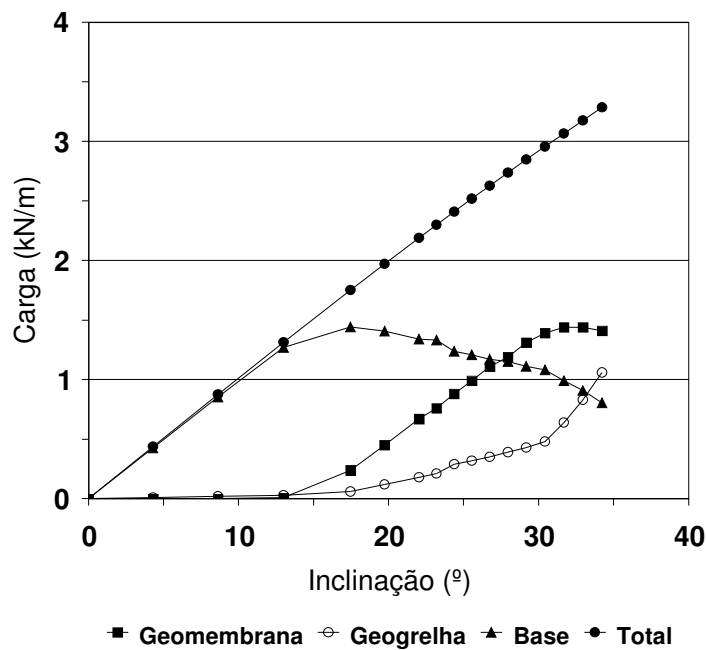
**Figura B.7** – Distribuição de carga entre materiais – ensaio com elevação de geogrelhas – configuração GG-A/GMT-B (h = 10 cm).



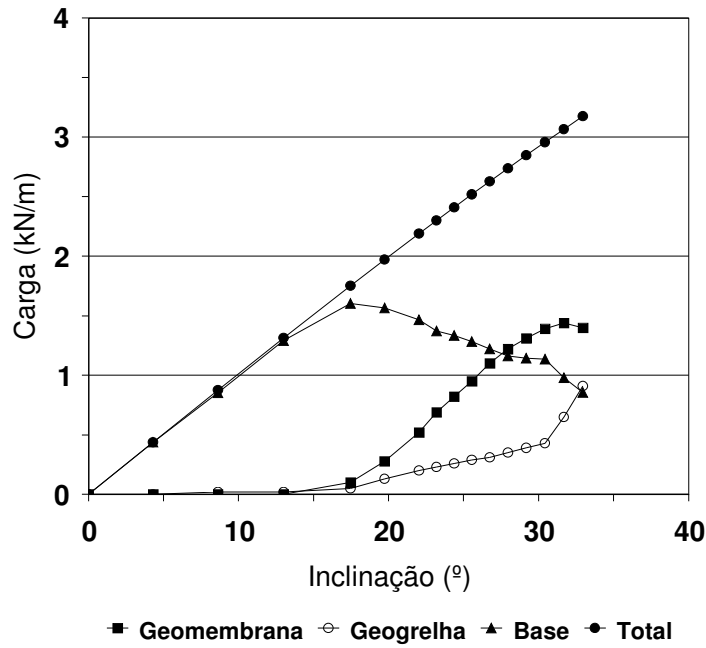
**Figura B.8** – Distribuição de carga entre materiais – ensaio com elevação de geogrelhas – configuração GG-A/GNT/GMT-A (h = 10 cm).



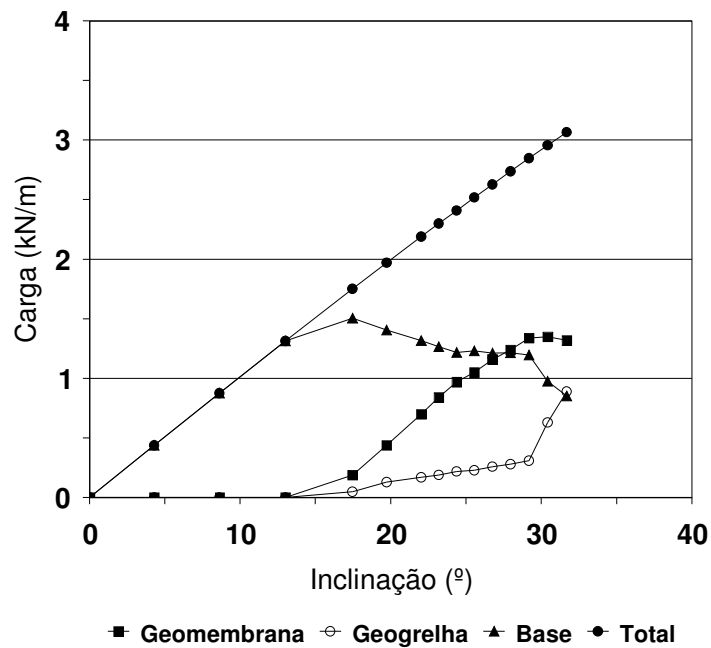
**Figura B.9** – Distribuição de carga entre materiais – ensaio com elevação de geogrelhas – configuração GG-A/GNT/GMT-B (h = 10 cm).



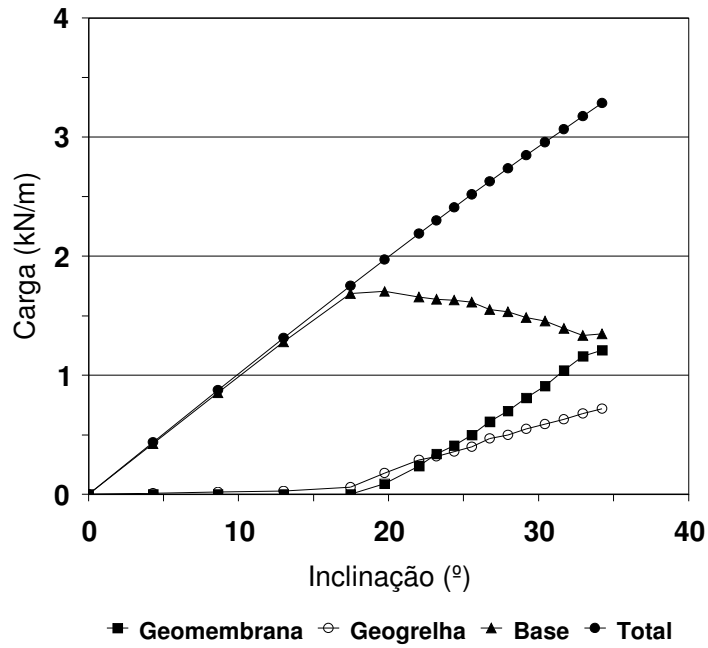
**Figura B.10** – Distribuição de carga entre materiais – ensaio com elevação de geogrelhas – configuração GG-B/GML (J=0,5J<sub>0</sub>; h = 10 cm).



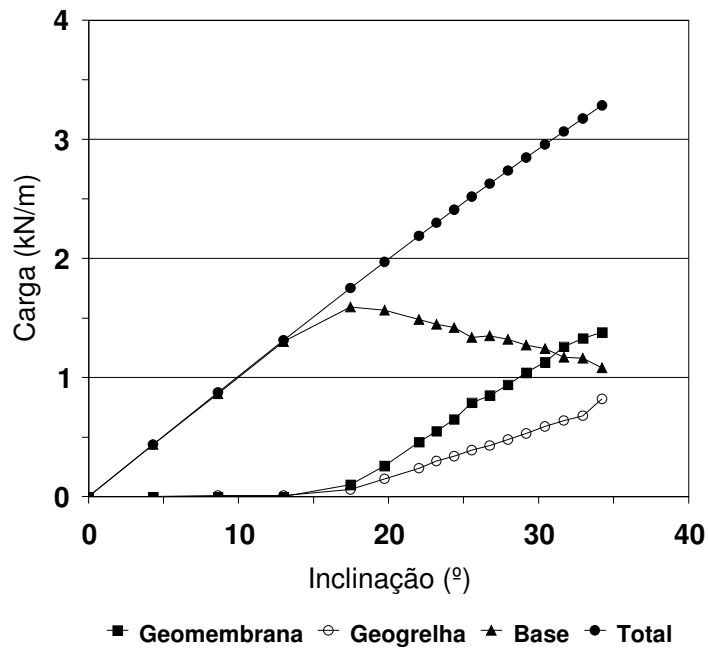
**Figura B.11** – Distribuição de carga entre materiais – ensaio com elevação de geogrelhas – configuração GG-C/GML ( $J=0,25J_0$ ;  $h = 10$  cm).



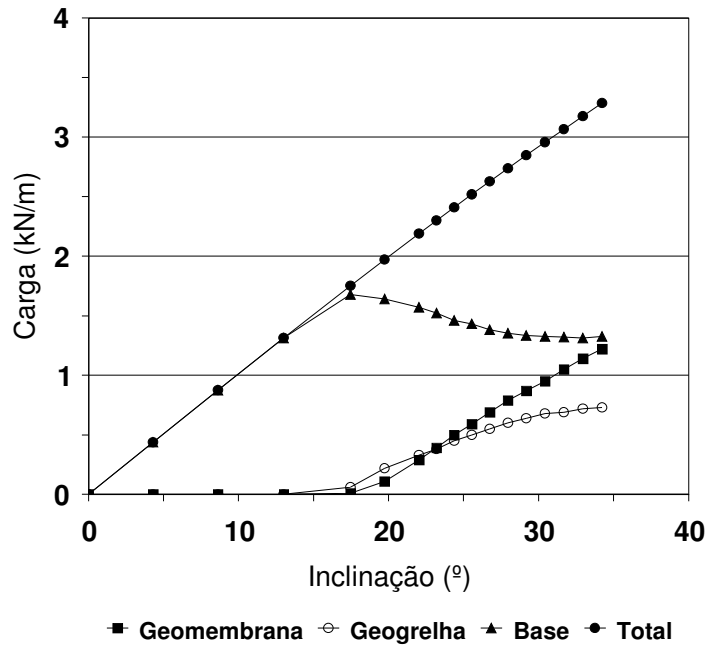
**Figura B.12** – Distribuição de carga entre materiais – ensaio com elevação de geogrelhas – configuração GG-D/GML ( $J=0,125J_0$ ;  $h = 10$  cm).



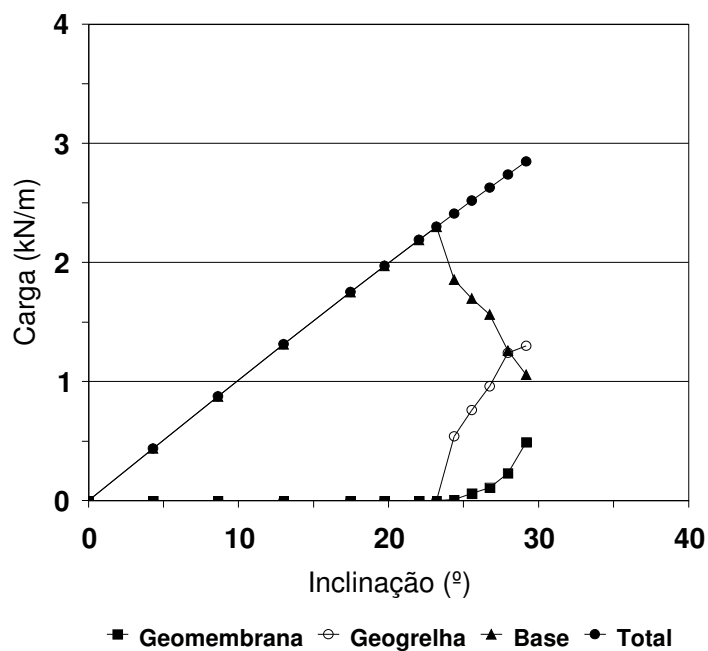
**Figura B.13** – Distribuição de carga entre materiais – ensaio com elevação de geogrelhas – configuração GG-E/GML ( $N=0,5N_0$ ;  $h = 10$  cm).



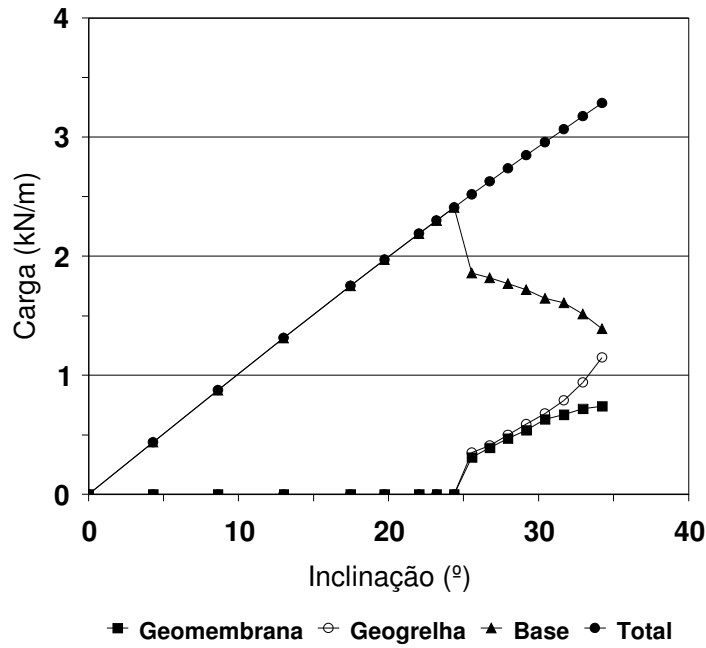
**Figura B.14** – Distribuição de carga entre materiais – ensaio com elevação de geogrelhas – configuração GG-F/GML ( $N=0,25N_0$ ;  $h = 10$  cm).



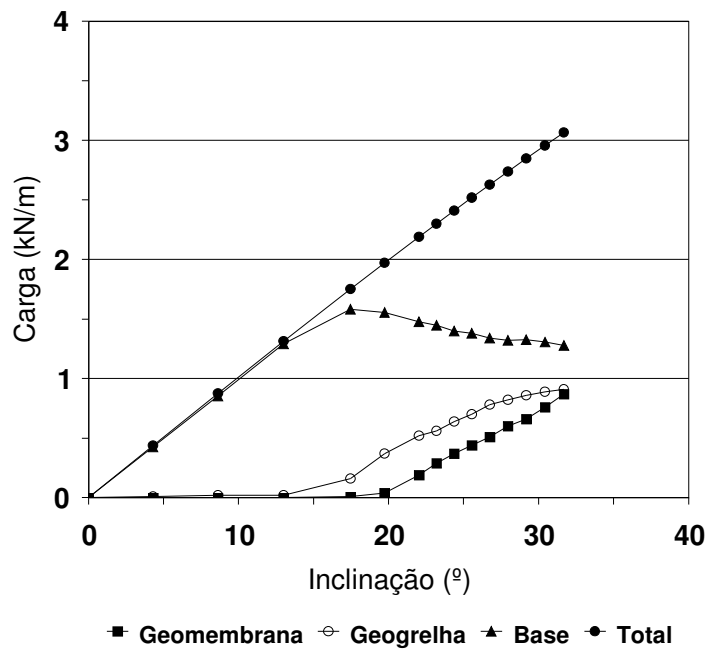
**Figura B.15** – Distribuição de carga entre materiais – ensaio com elevação de geogrelhas – configuração GG-G/GML ( $N=0,125N_0$ ;  $h = 10$  cm).



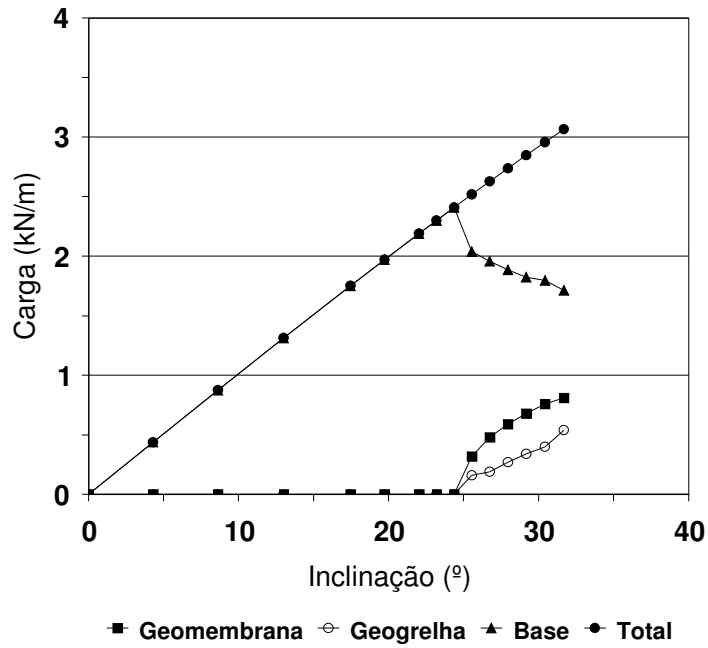
**Figura B.16** – Distribuição de carga entre materiais – ensaio com elevação de geogrelhas – configuração GG-H/GML ( $h = 0$  cm).



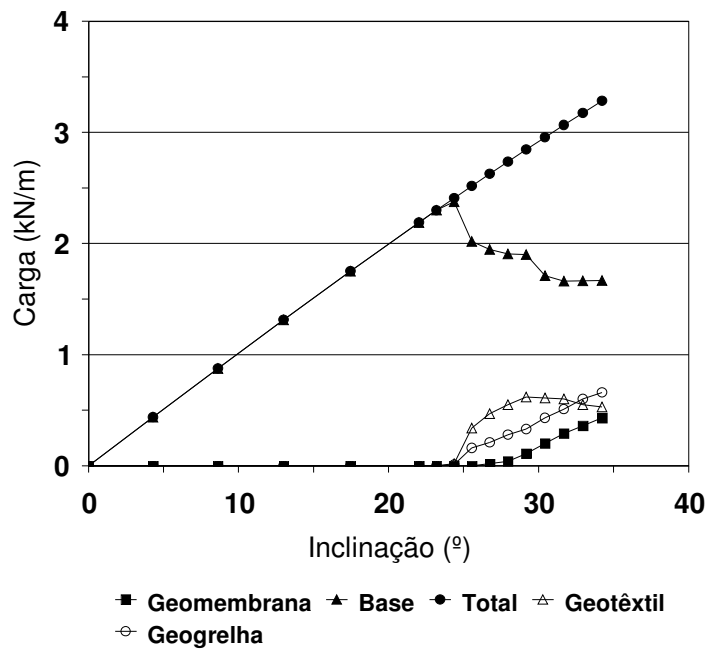
**Figura B.17** – Distribuição de carga entre materiais – ensaio com elevação de geogrelhas – configuração GG-H/GML (h = 5 cm).



**Figura B.18** – Distribuição de carga entre materiais – ensaio com elevação de geogrelhas – configuração GG-H/GML (h = 10 cm).

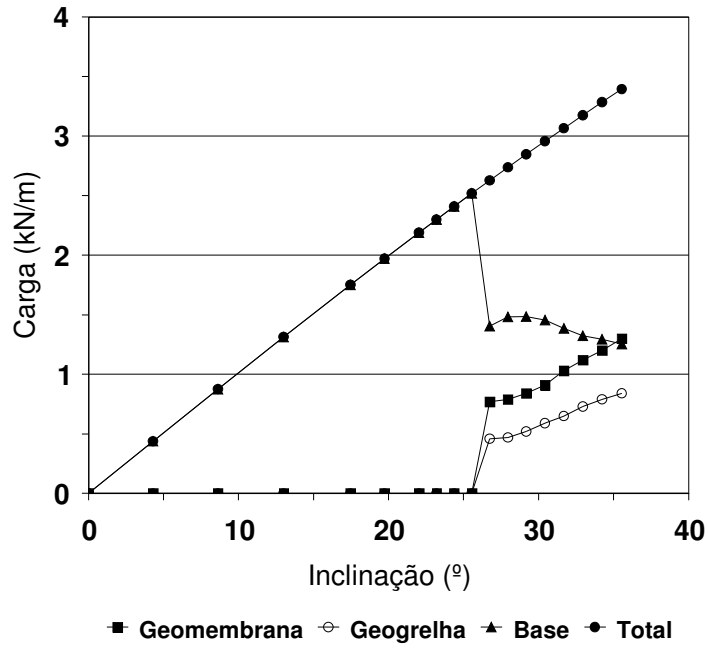


**Figura B.19** – Distribuição de carga entre materiais – ensaio com elevação de geogrelhas – configuração GG-H/GML (h = 15 cm).

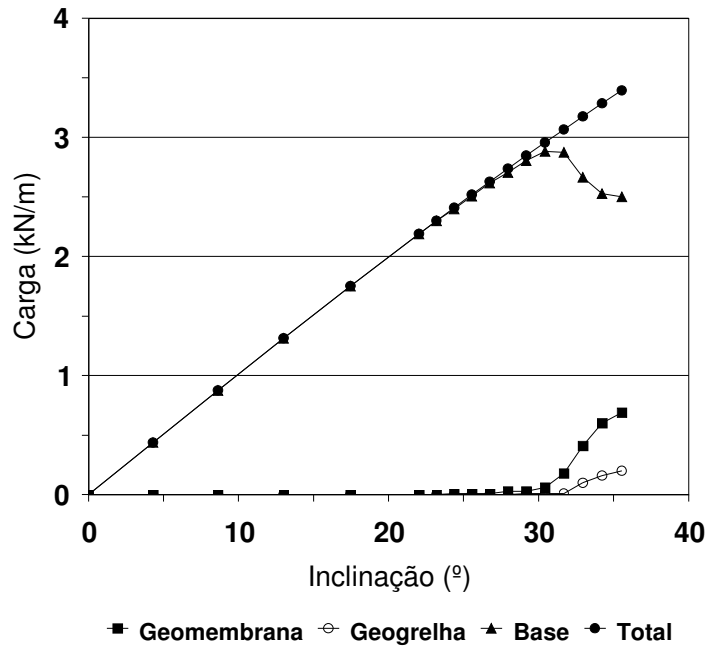


**Figura B.20** – Distribuição de carga entre materiais – ensaio com elevação de geogrelhas – configuração GG-H/GNT/GML (h = 10 cm).

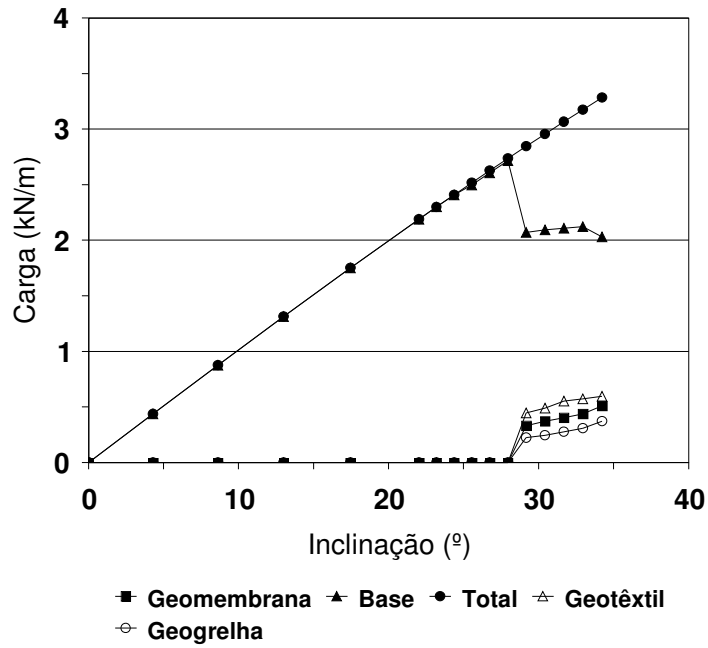




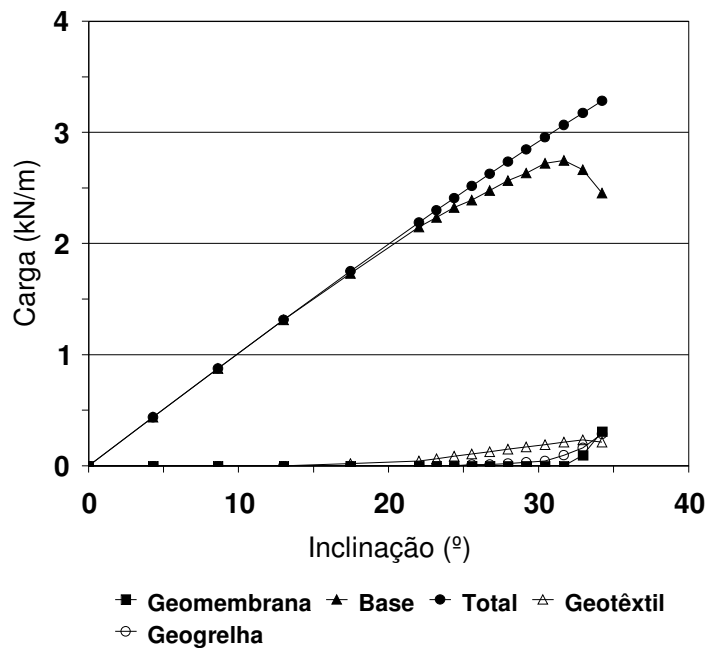
**Figura B.21** – Distribuição de carga entre materiais – ensaio com elevação de geogrelhas – configuração GG-H/GMT-A (h = 10 cm).



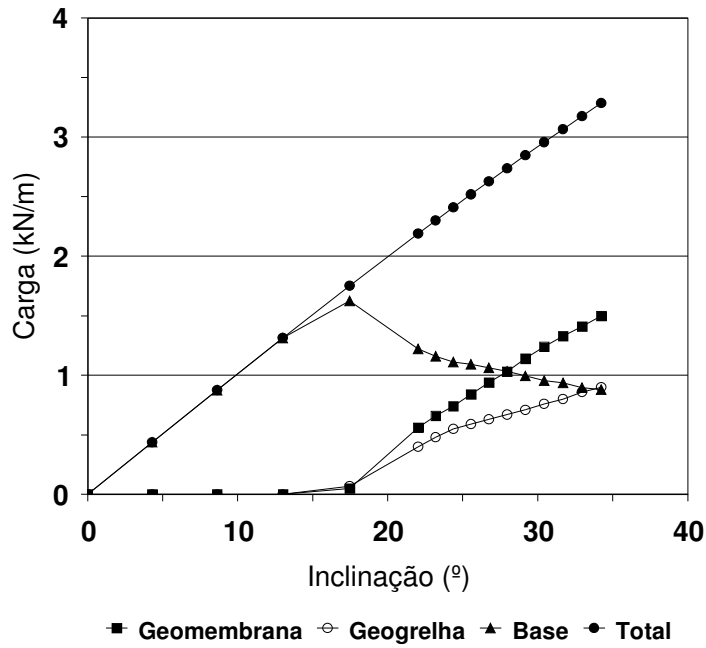
**Figura B.22** – Distribuição de carga entre materiais – ensaio com elevação de geogrelhas – configuração GG-H/GMT-B (h = 10 cm).



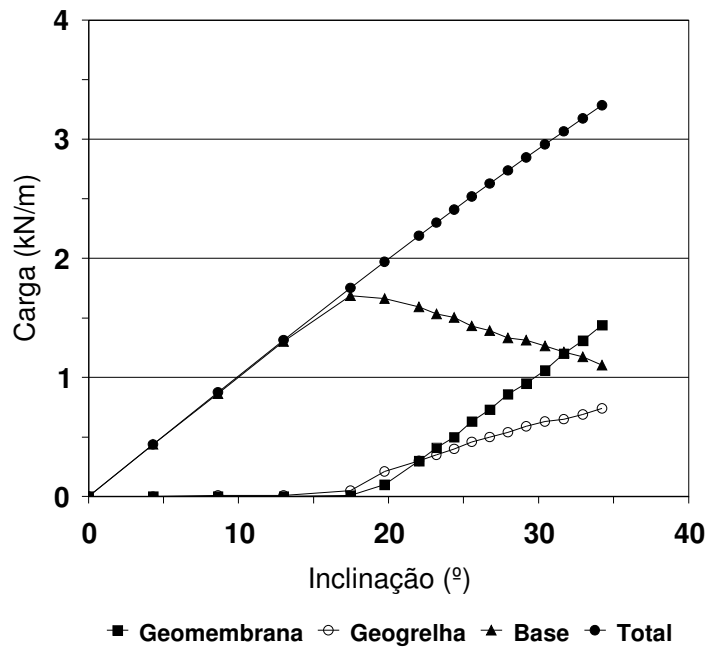
**Figura B.23** – Distribuição de carga entre materiais – ensaio com elevação de geogrelhas – configuração GG-H/GNT/GMT-A (h = 10 cm).



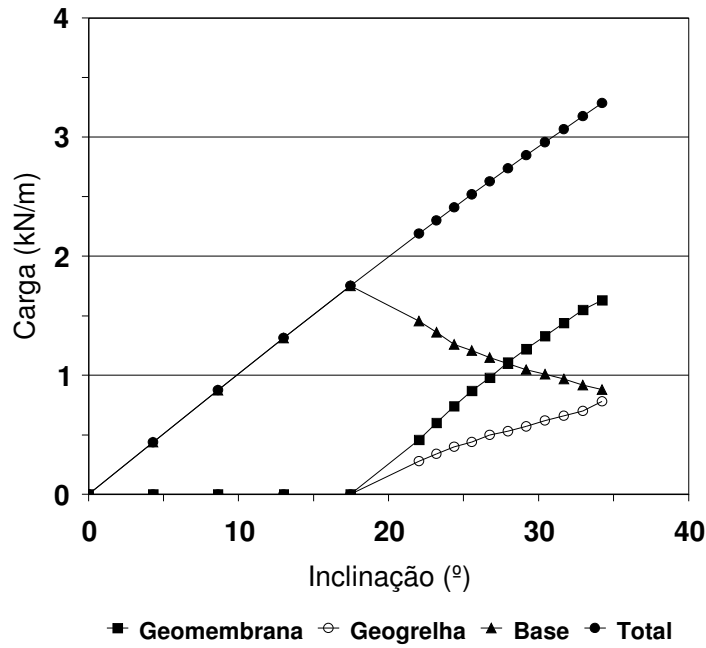
**Figura B.24** – Distribuição de carga entre materiais – ensaio com elevação de geogrelhas – configuração GG-H/GNT/GMT-B (h = 10 cm).



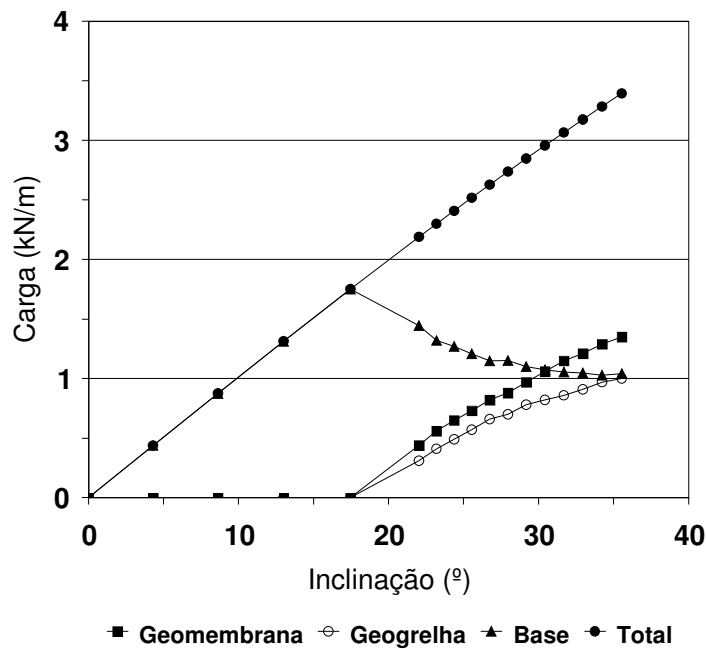
**Figura B.25** – Distribuição de carga entre materiais – ensaio com elevação de geogrelhas – configuração GG-I/GML ( $J=0,5J_0$ ;  $h = 10$  cm).



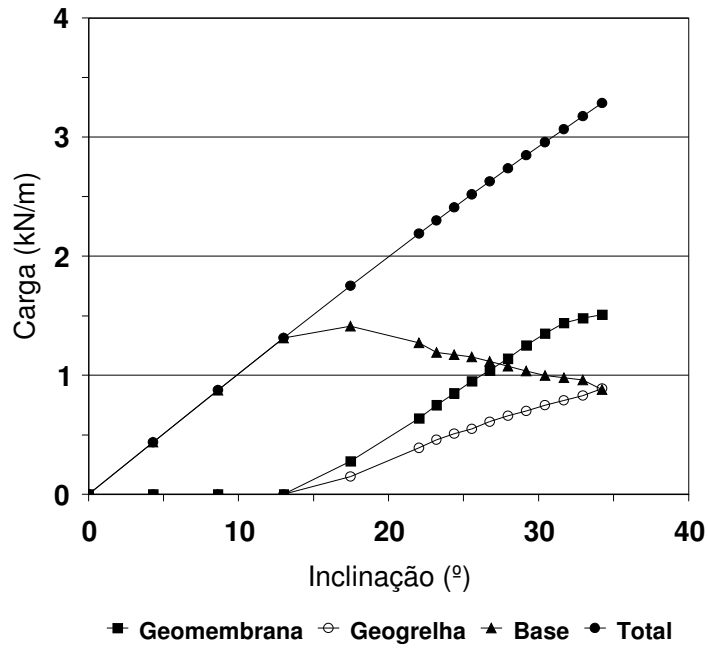
**Figura B.26** – Distribuição de carga entre materiais – ensaio com elevação de geogrelhas – configuração GG-J/GML ( $J=0,25J_0$ ;  $h = 10$  cm).



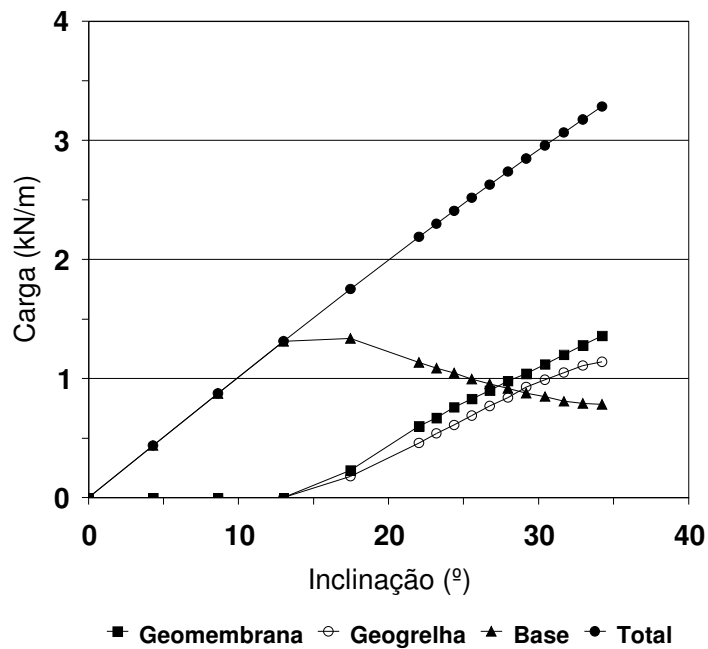
**Figura B.27** – Distribuição de carga entre materiais – ensaio com elevação de geogrelhas – configuração GG-L/GML ( $J=0,125J_0$ ;  $h = 10$  cm).



**Figura B.28** – Distribuição de carga entre materiais – ensaio com elevação de geogrelhas – configuração GG-M/GML ( $N=0,5N_0$ ;  $h = 10$  cm).

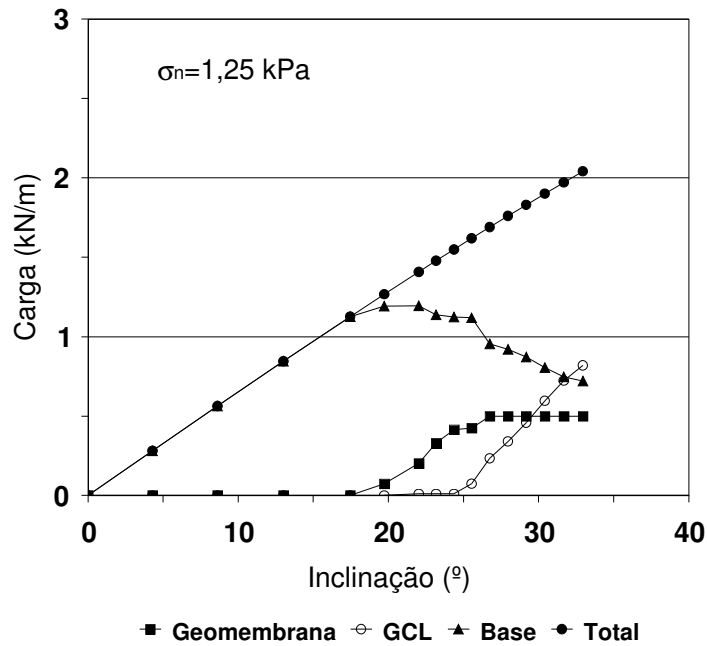


**Figura B.29** – Distribuição de carga entre materiais – ensaio com elevação de geogrelhas – configuração GG-N/GML ( $N=0,25N_0$ ;  $h = 10$  cm).

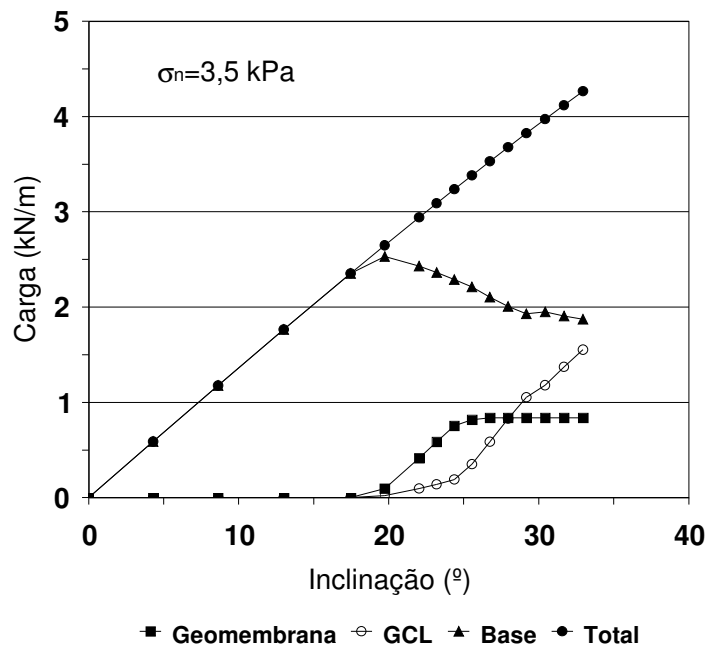


**Figura B.30** – Distribuição de carga entre materiais – ensaio com elevação de geogrelhas – configuração GG-O/GML ( $N=0,125N_0$ ;  $h = 10$  cm).

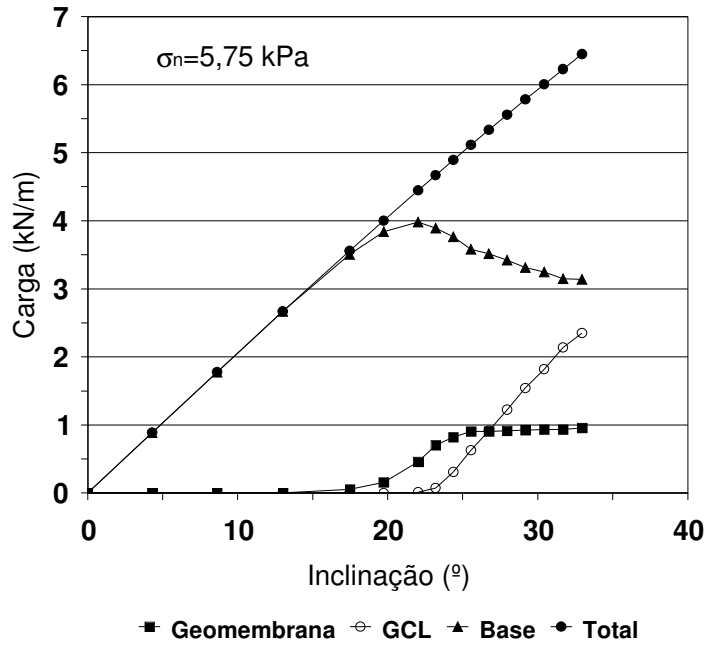
### B.1.2 – ENSAIOS COM GEOCOMPOSTOS ARGILOSOS (GCL's)



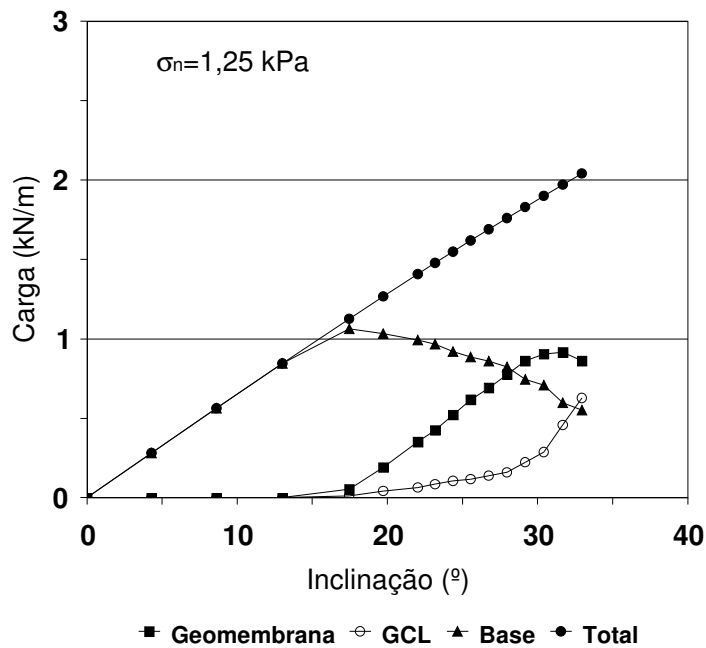
**Figura B.31** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios secos com GCL's – configuração GCL-A/GML ( $\sigma_n = 1,25$  kPa).



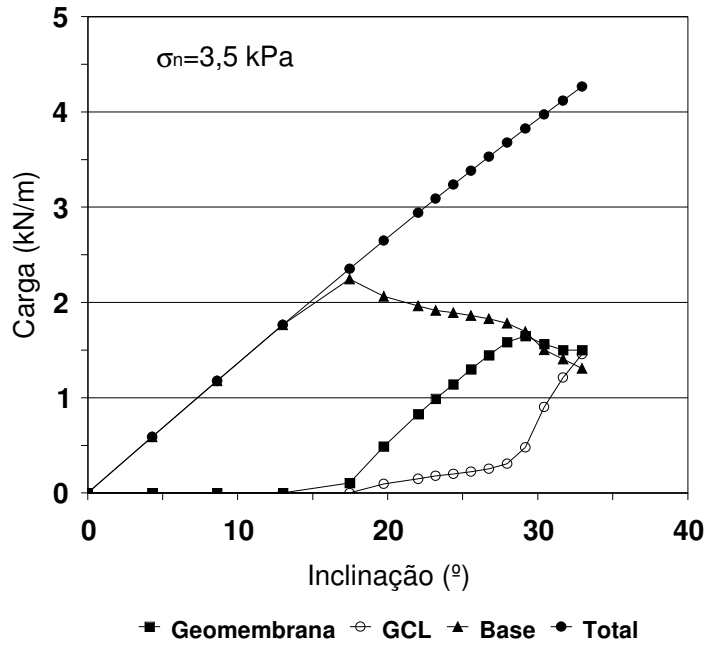
**Figura B.32** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios secos com GCL's – configuração GCL-A/GML ( $\sigma_n = 3,5$  kPa).



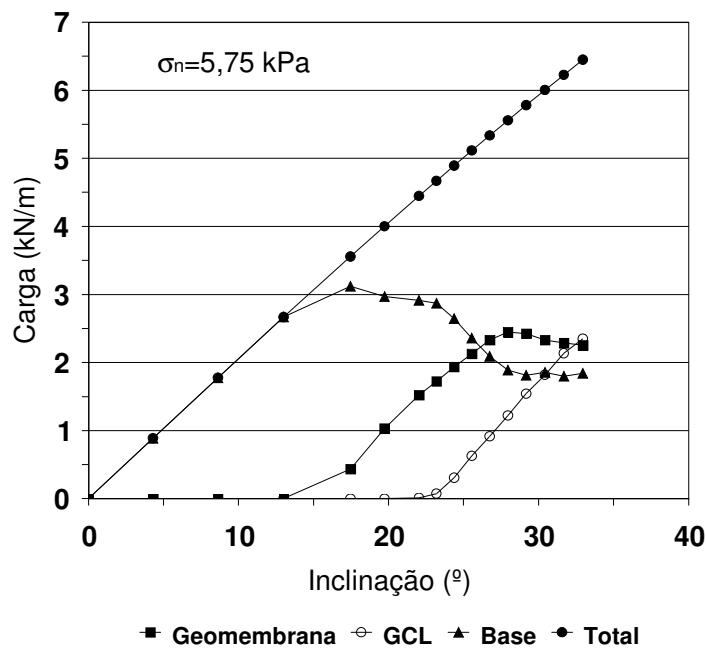
**Figura B.33** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios secos com GCL's – configuração GCL-A/GML ( $\sigma_n = 5,75$  kPa).



**Figura B.34** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios secos com GCL's – configuração GCL-A/GMT-A ( $\sigma_n = 1,25$  kPa).

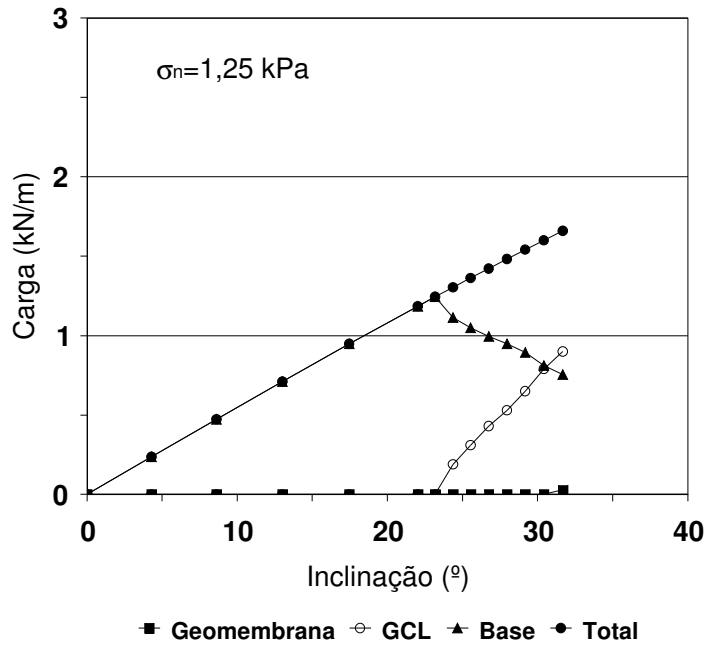


**Figura B.35** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios secos com GCL's – configuração GCL-A/GMT-A ( $\sigma_n = 3,5$  kPa).

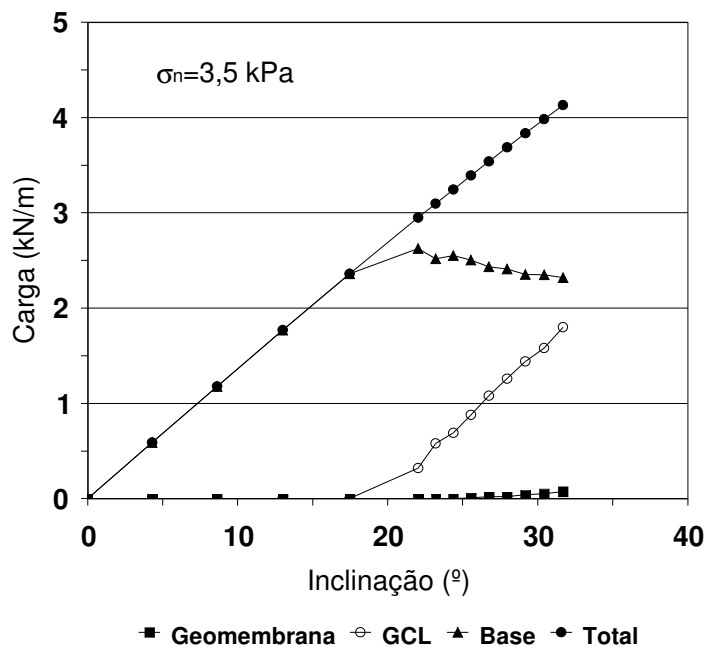


**Figura B.36** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios secos com GCL's – configuração GCL-A/GMT-A ( $\sigma_n = 5,75$  kPa).

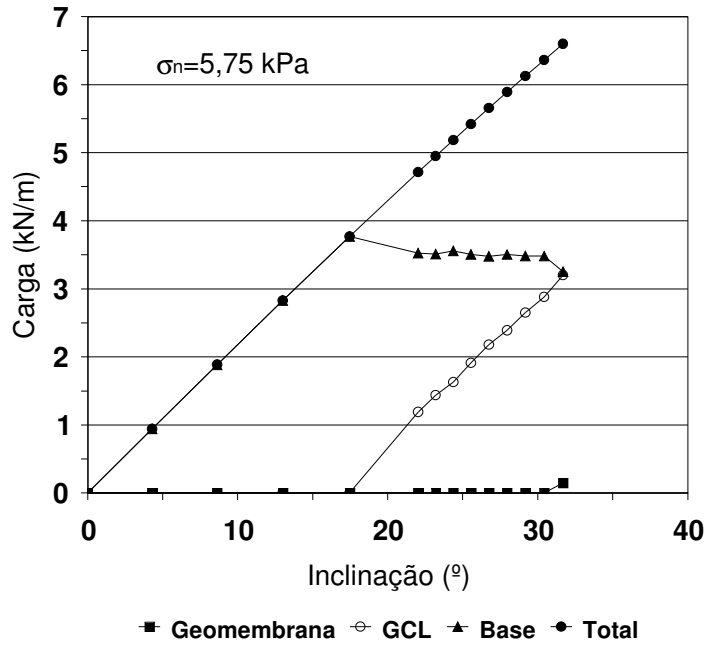




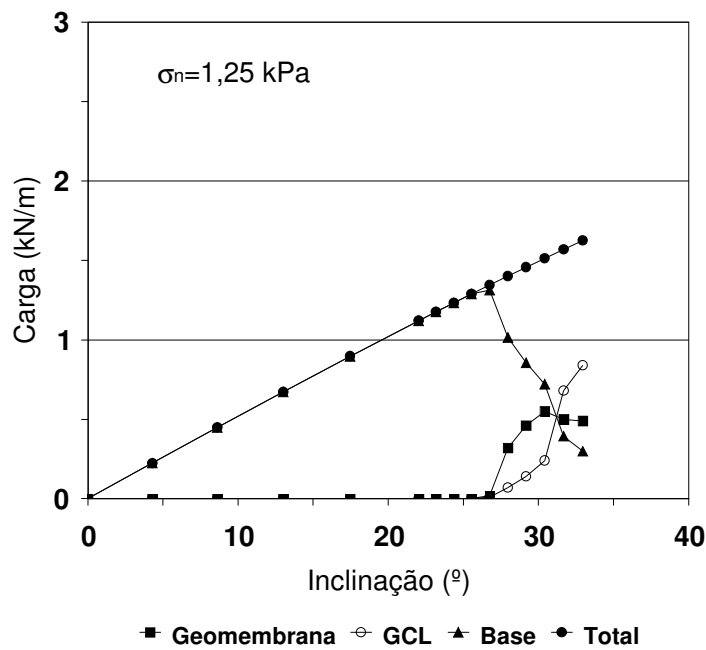
**Figura B.37** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios hidratados com GCL's – configuração GCL-A/GML ( $\sigma_n = 1,25 \text{ kPa}$ ).



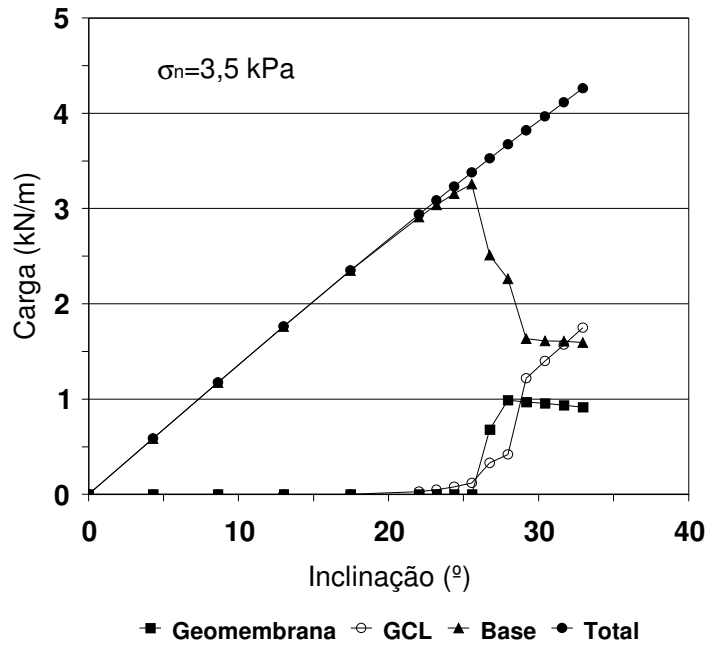
**Figura B.38** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios hidratados com GCL's – configuração GCL-A/GML ( $\sigma_n = 3,5 \text{ kPa}$ ).



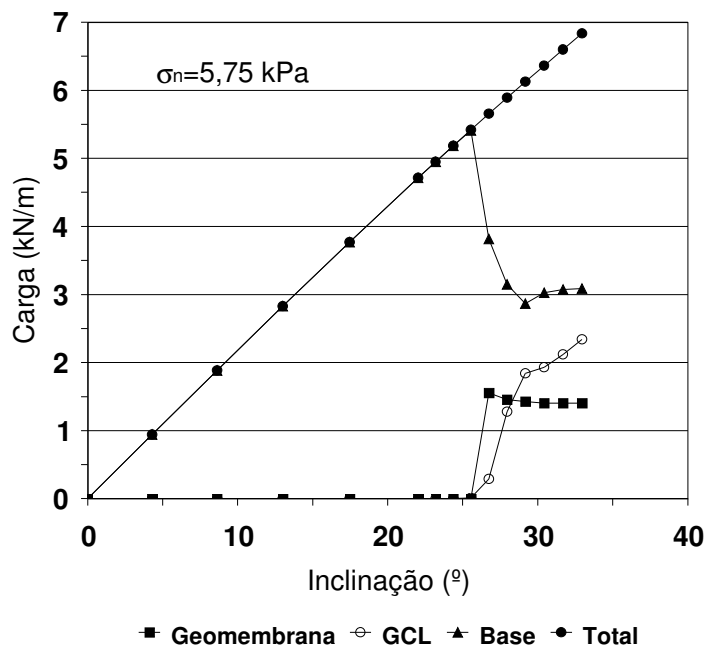
**Figura B.39** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios hidratados com GCL's – configuração GCL-A/GML ( $\sigma_n = 5,75$  kPa).



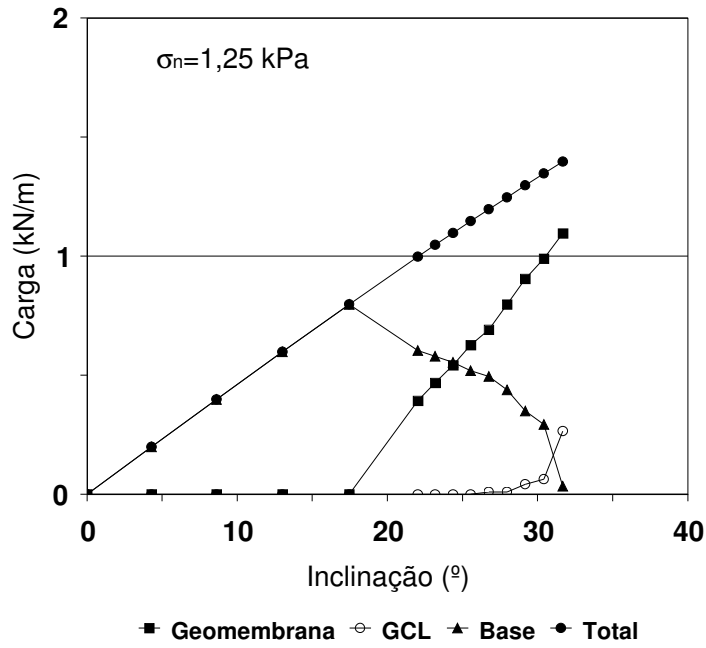
**Figura B.40** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios hidratados com GCL's – configuração GCL-A/GMT-A ( $\sigma_n = 1,25$  kPa).



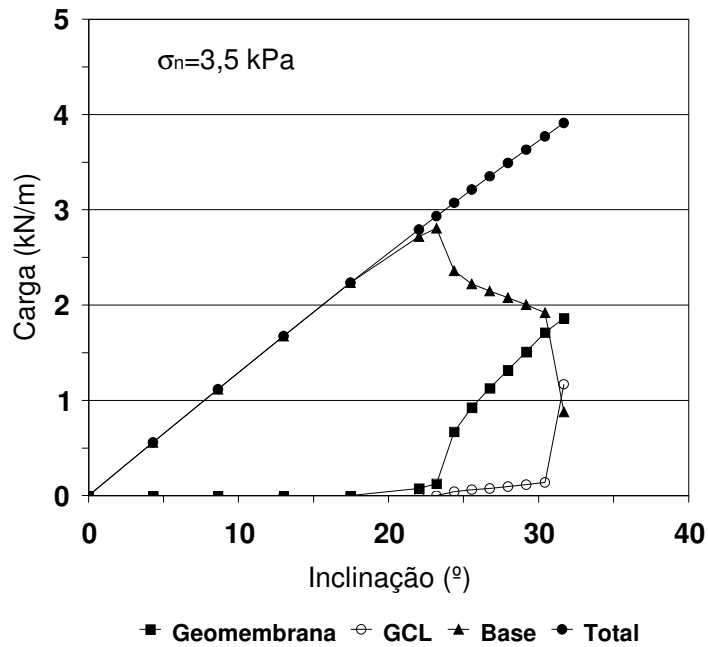
**Figura B.41** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios hidratados com GCL's – configuração GCL-A/GMT-A ( $\sigma_n = 3,5$  kPa).



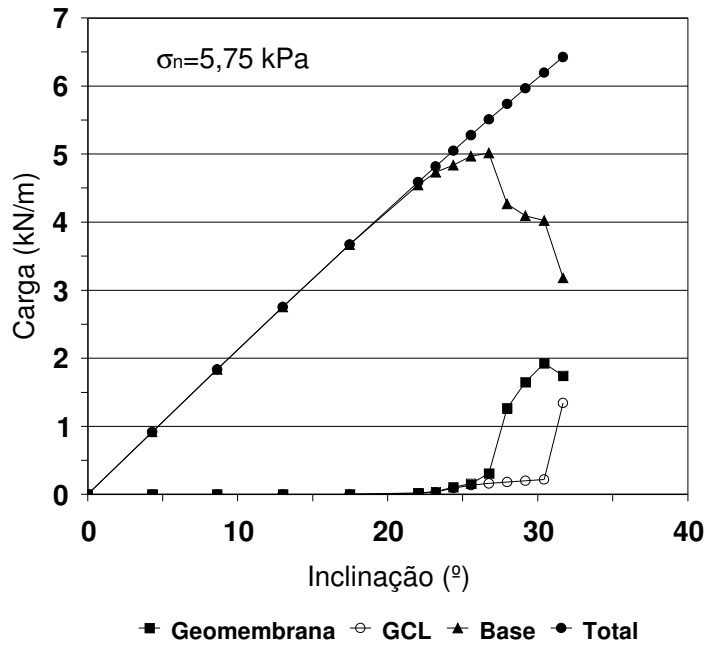
**Figura B.42** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios hidratados com GCL's – configuração GCL-A/GMT-A ( $\sigma_n = 5,75$  kPa).



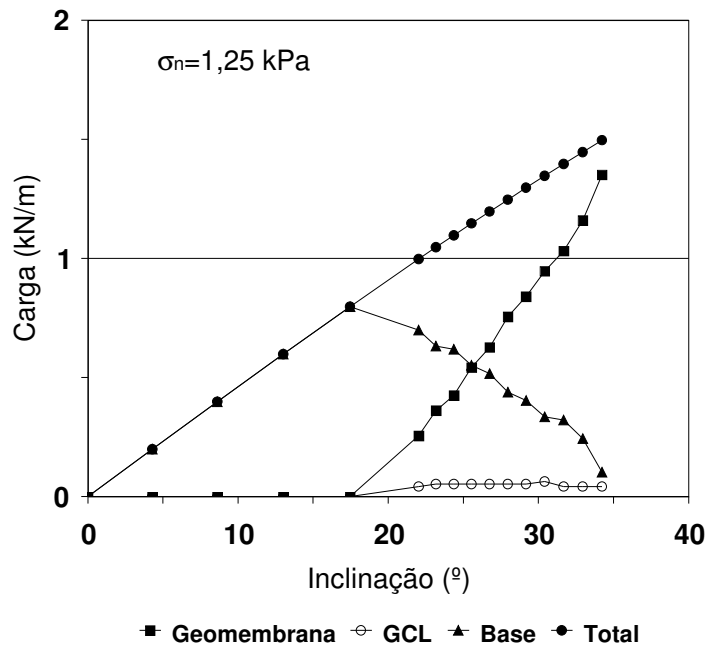
**Figura B.43** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios secos com GCL's – configuração GCL-B/GML ( $\sigma_n = 1,25$  kPa).



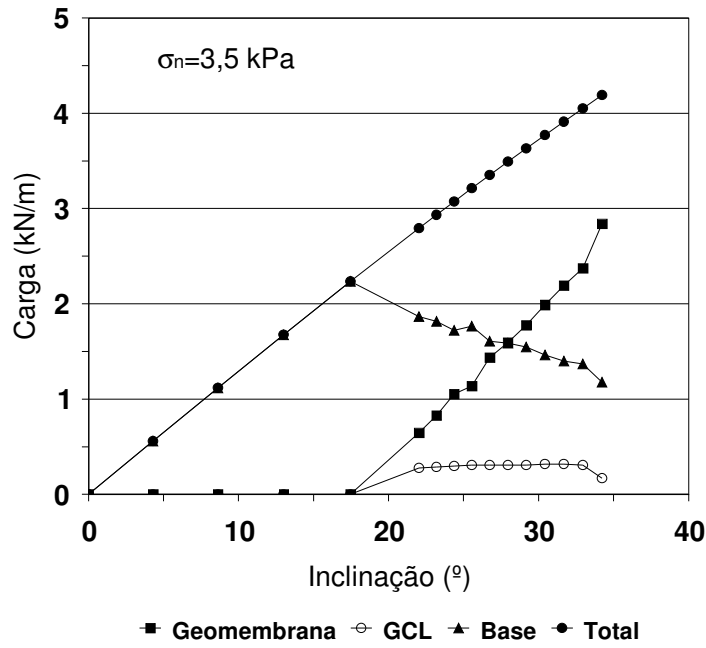
**Figura B.44** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios secos com GCL's – configuração GCL-B/GML ( $\sigma_n = 3,5$  kPa).



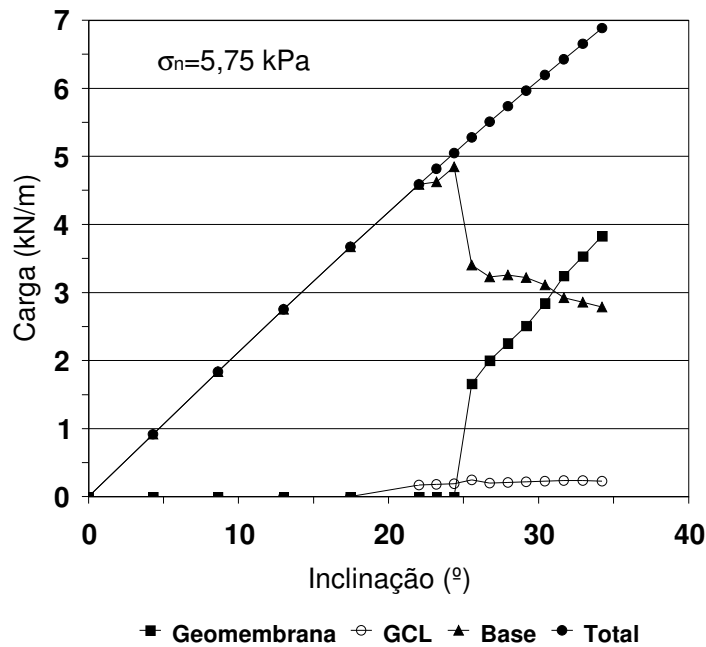
**Figura B.45** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios secos com GCL's – configuração GCL-B/GML ( $\sigma_n = 5,75$  kPa).



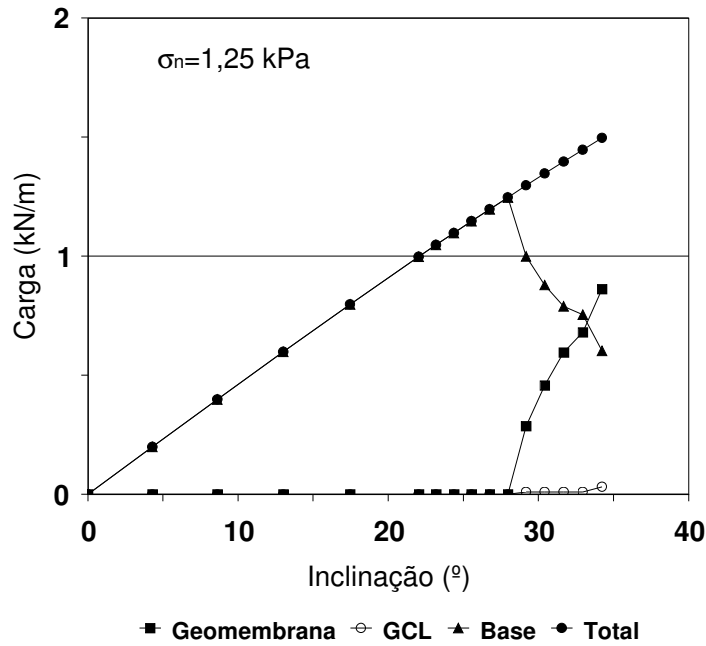
**Figura B.46** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios secos com GCL's – configuração GCL-B/GMT-A ( $\sigma_n = 1,25$  kPa).



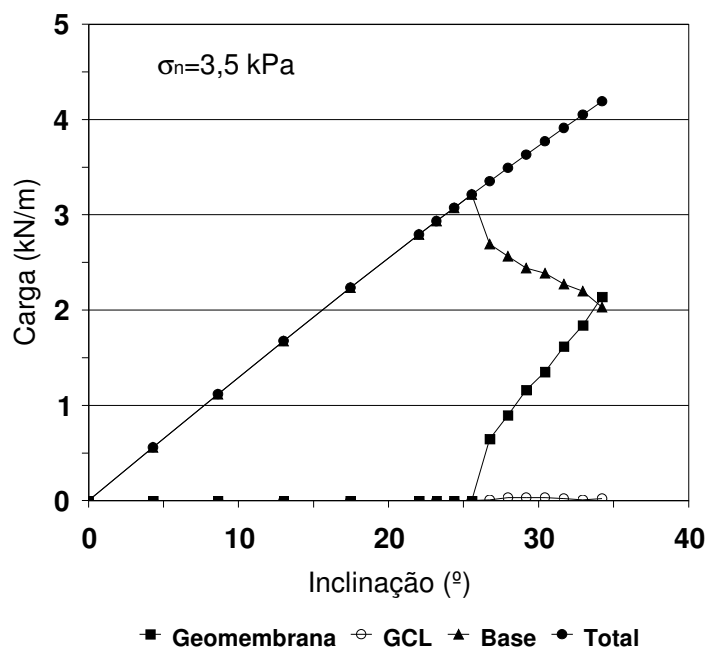
**Figura B.47** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios secos com GCL's – configuração GCL-B/GMT-A ( $\sigma_n = 3,5$  kPa).



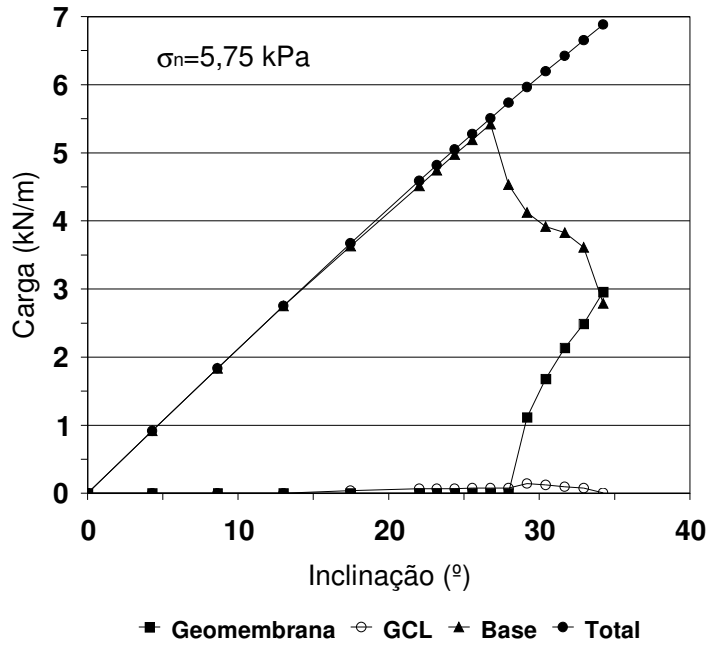
**Figura B.48** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios secos com GCL's – configuração GCL-B/GMT-A ( $\sigma_n = 5,75$  kPa).



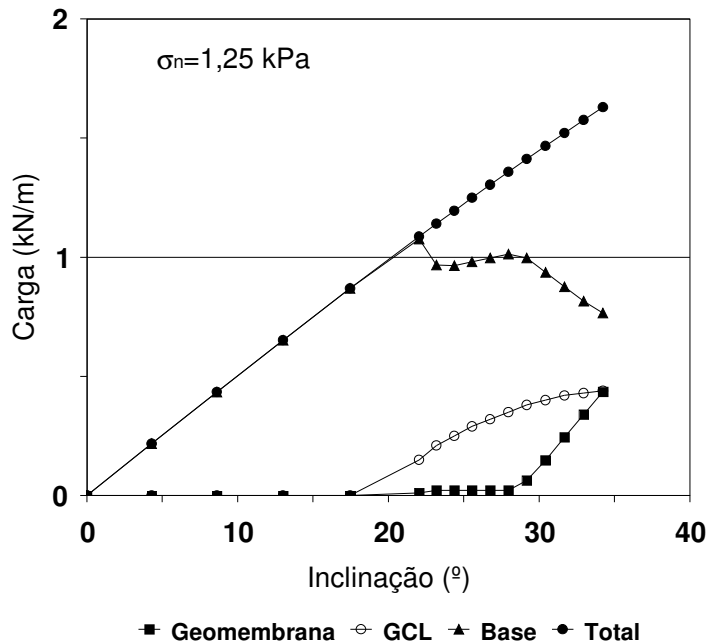
**Figura B.49** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios secos com GCL's – configuração GCL-B/GMT-B ( $\sigma_n = 1,25$  kPa).



**Figura B.50** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios secos com GCL's – configuração GCL-B/GMT-B ( $\sigma_n = 3,5$  kPa).

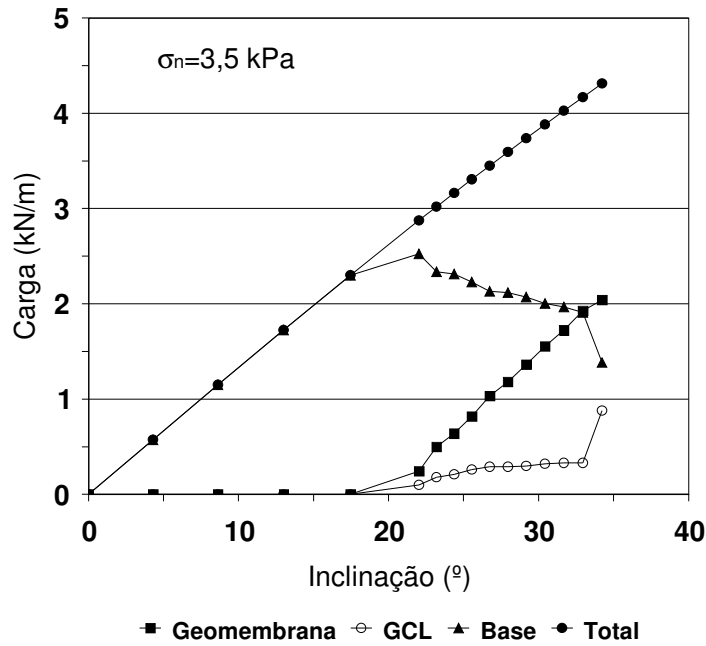


**Figura B.51** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios secos com GCL's – configuração GCL-B/GMT-B ( $\sigma_n = 5,75 \text{ kPa}$ ).

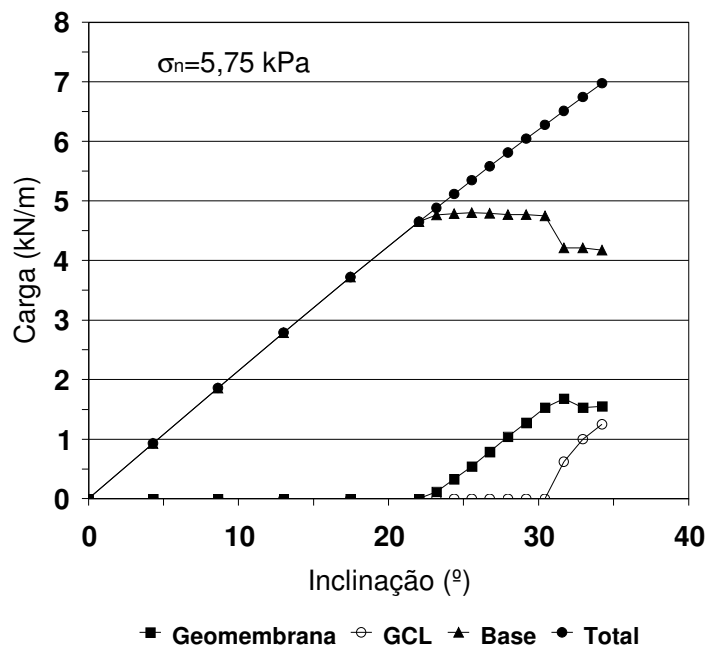


**Figura B.52** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios hidratados com GCL's – configuração GCL-B/GML ( $\sigma_n = 1,25 \text{ kPa}$ ).

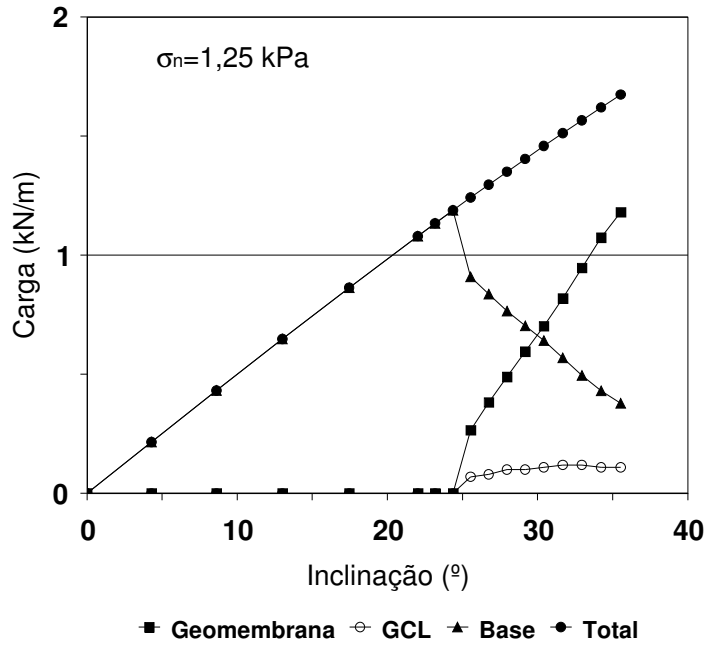




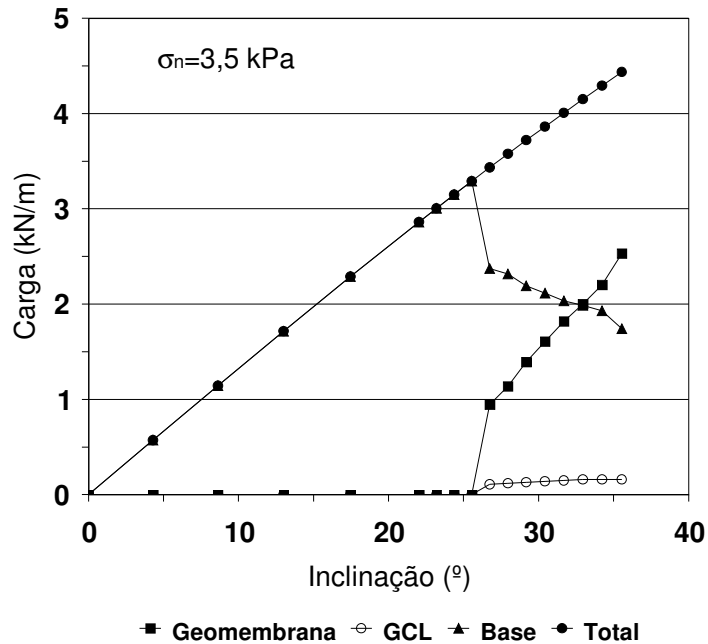
**Figura B.53** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios hidratados com GCL's – configuração GCL-B/GML ( $\sigma_n = 3,5$  kPa).



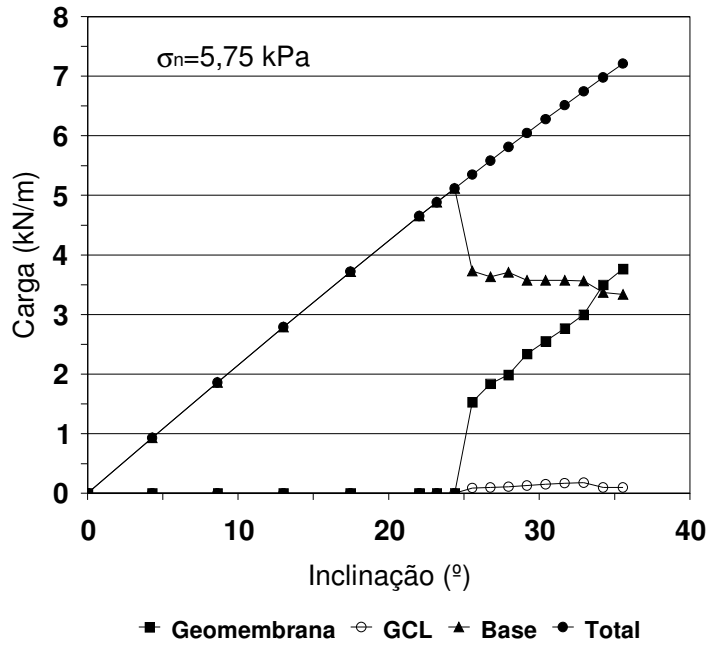
**Figura B.54** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios hidratados com GCL's – configuração GCL-B/GML ( $\sigma_n = 5,75$  kPa).



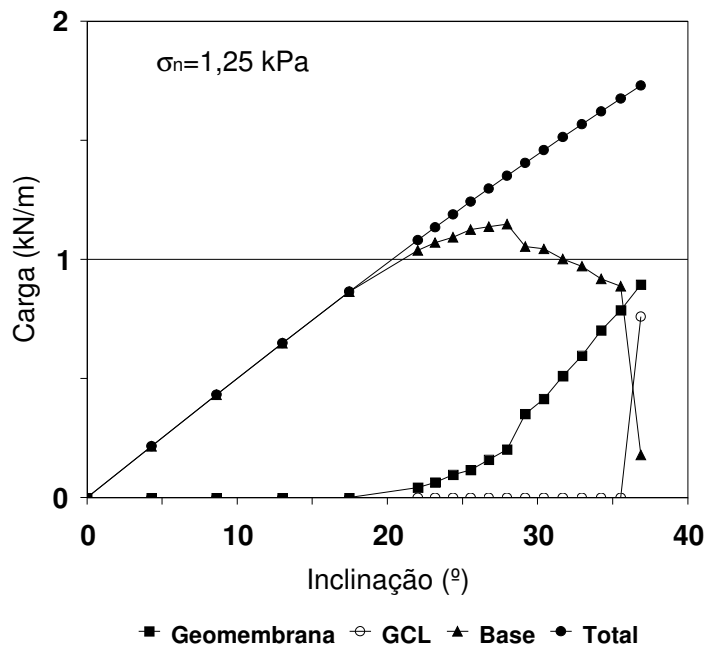
**Figura B.55** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios hidratados com GCL's – configuração GCL-B/GMT-A ( $\sigma_n = 1,25 \text{ kPa}$ ).



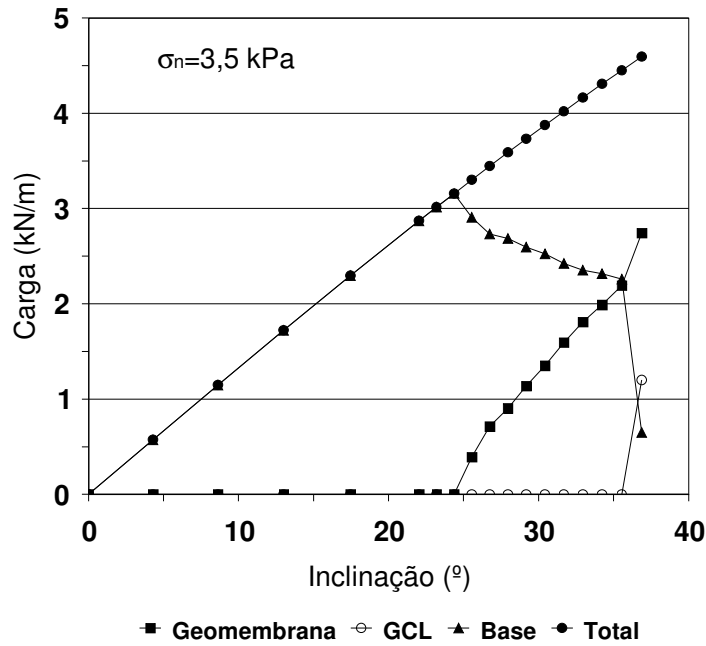
**Figura B.56** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios hidratados com GCL's – configuração GCL-B/GMT-A ( $\sigma_n = 3,5 \text{ kPa}$ ).



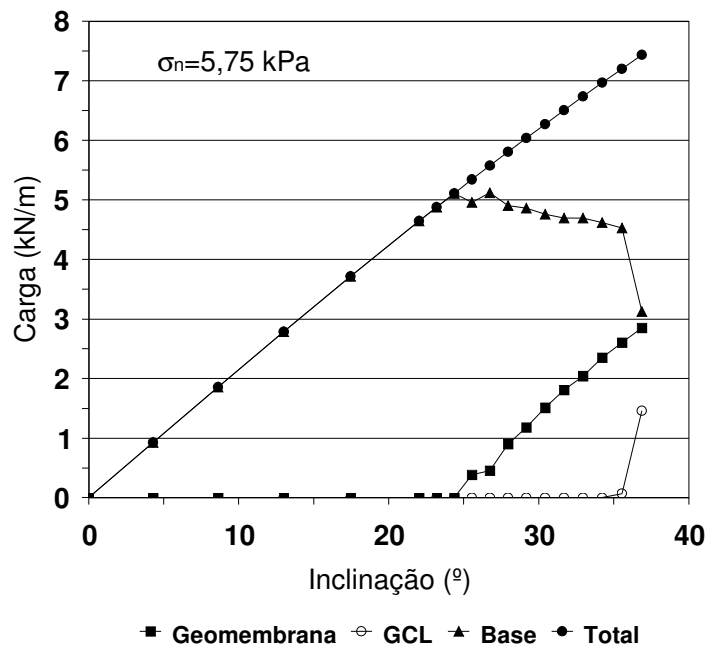
**Figura B.57** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios hidratados com GCL's – configuração GCL-B/GMT-A ( $\sigma_n = 5,75 \text{ kPa}$ ).



**Figura B.58** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios hidratados com GCL's – configuração GCL-B/GMT-B ( $\sigma_n = 1,25 \text{ kPa}$ ).

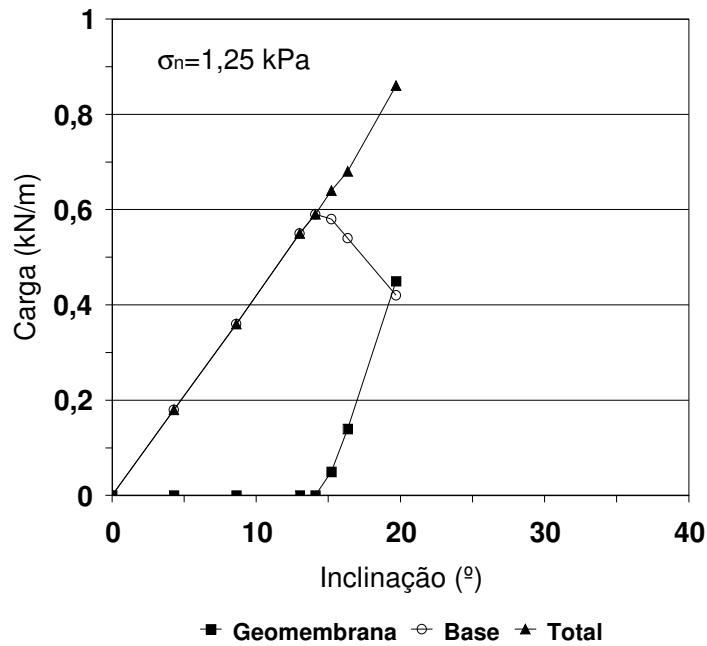


**Figura B.59** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios hidratados com GCL's – configuração GCL-B/GMT-B ( $\sigma_n = 3,5 \text{ kPa}$ ).

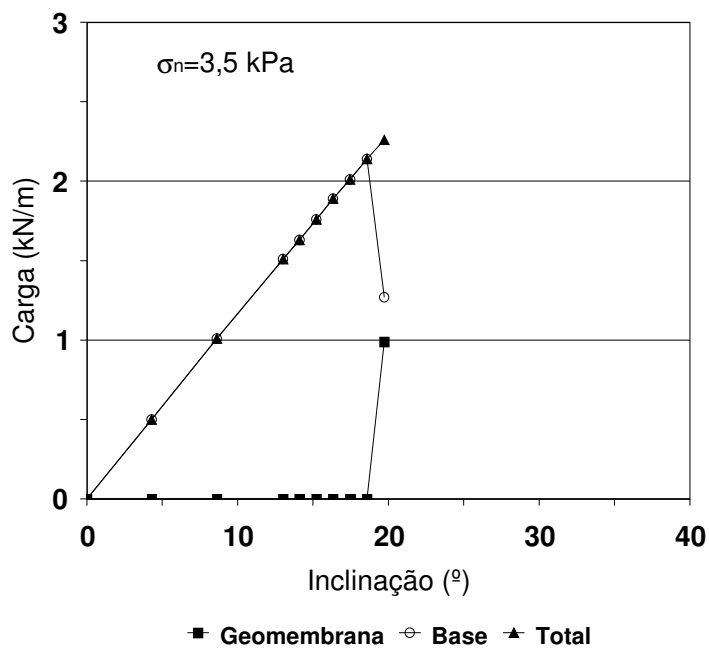


**Figura B.60** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios hidratados com GCL's – configuração GCL-B/GMT-B ( $\sigma_n = 5,75 \text{ kPa}$ ).

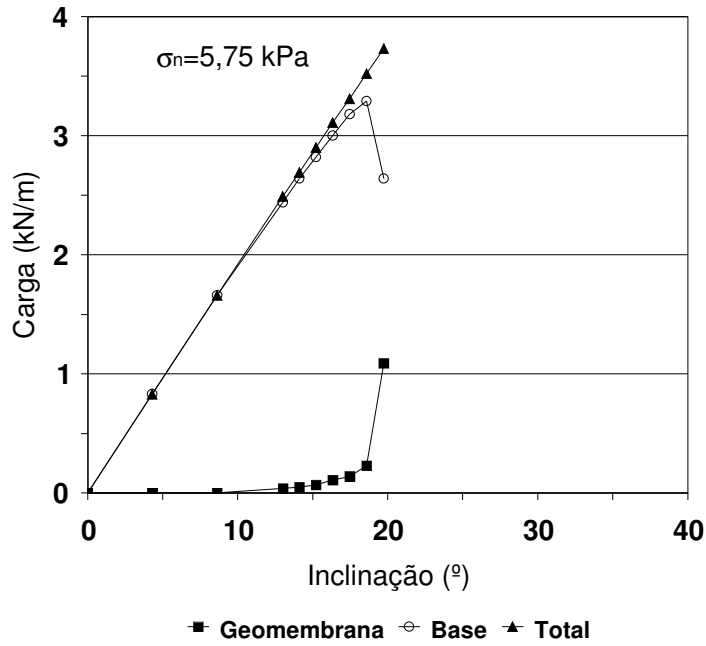
### B.1.3 – ENSAIOS COM CONCRETO



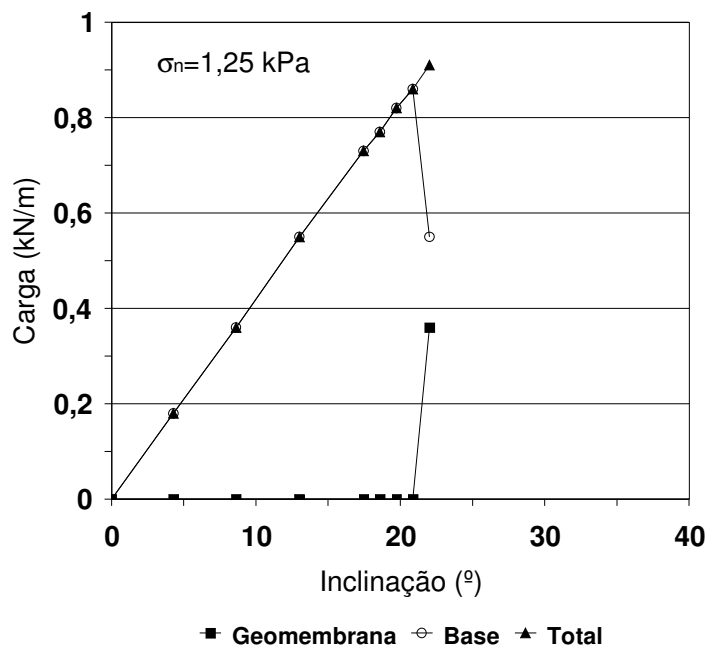
**Figura B.61** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios com concreto curado – configuração concreto/GML ( $\sigma_n = 1,25$  kPa).



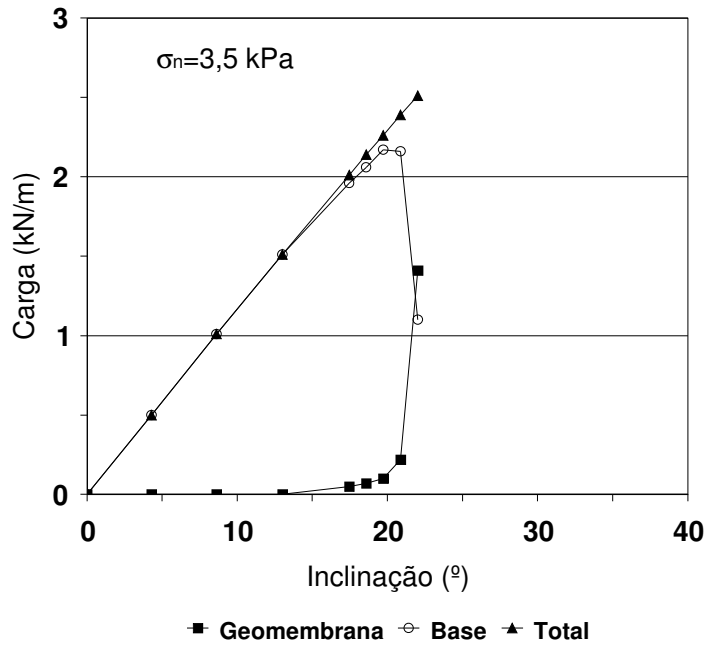
**Figura B.62** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios com concreto curado – configuração concreto/GML ( $\sigma_n = 3,5$  kPa).



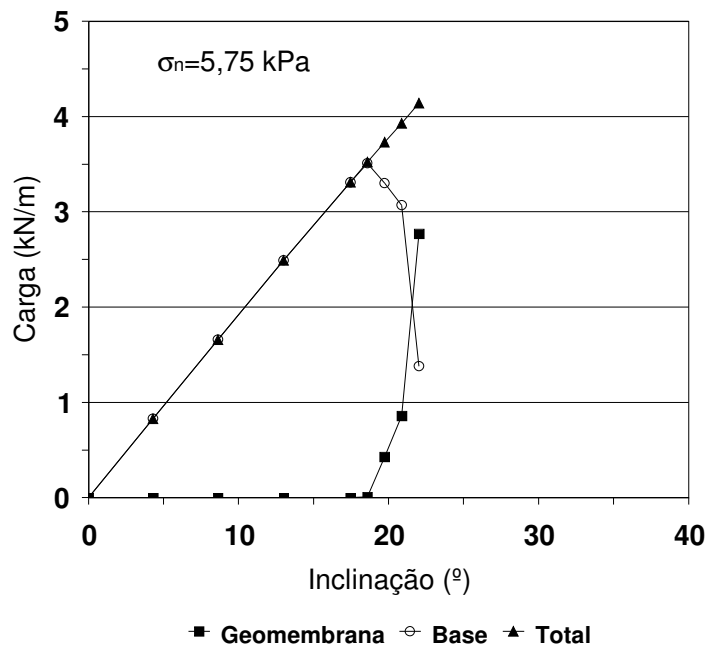
**Figura B.63** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios com concreto curado – configuração concreto/GML ( $\sigma_n = 5,75$  kPa).



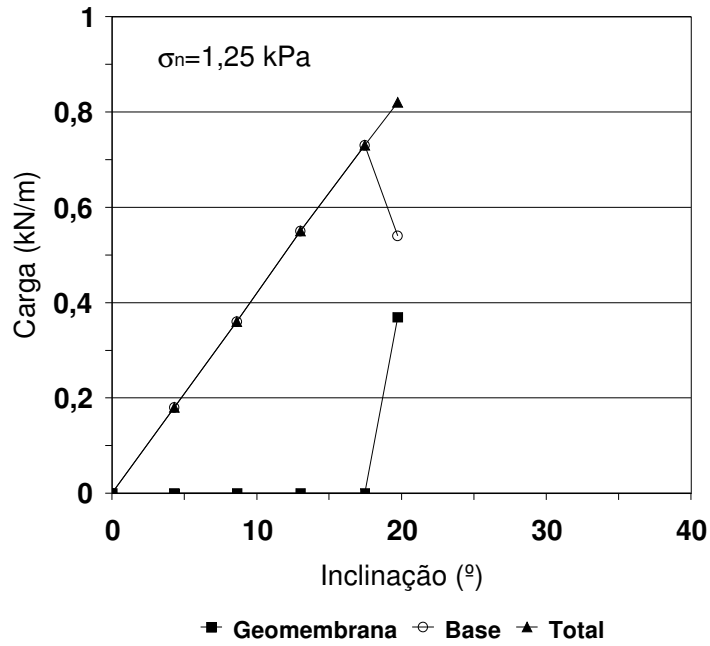
**Figura B.64** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios com concreto curado – configuração concreto/GMT-A ( $\sigma_n = 1,25$  kPa).



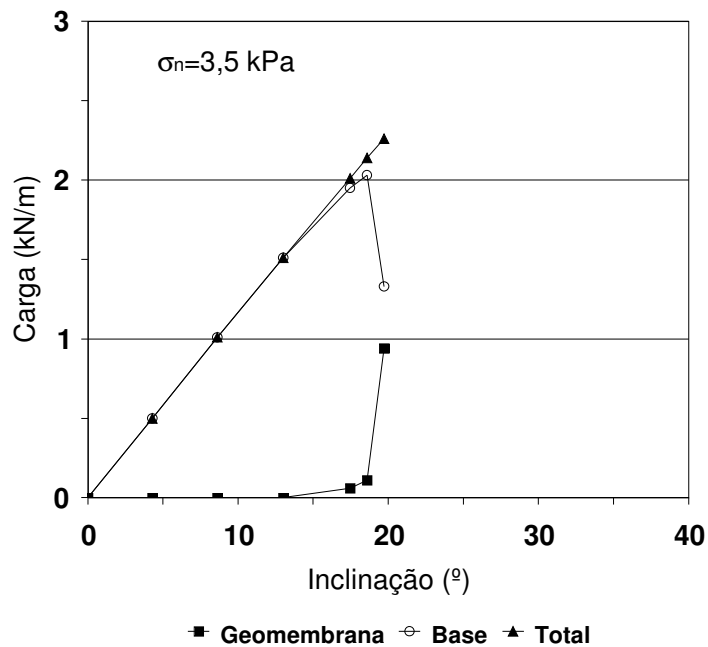
**Figura B.65** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios com concreto curado – configuração concreto/GMT-A ( $\sigma_n = 3,5$  kPa).



**Figura B.66** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios com concreto curado – configuração concreto/GMT-A ( $\sigma_n = 5,75$  kPa).

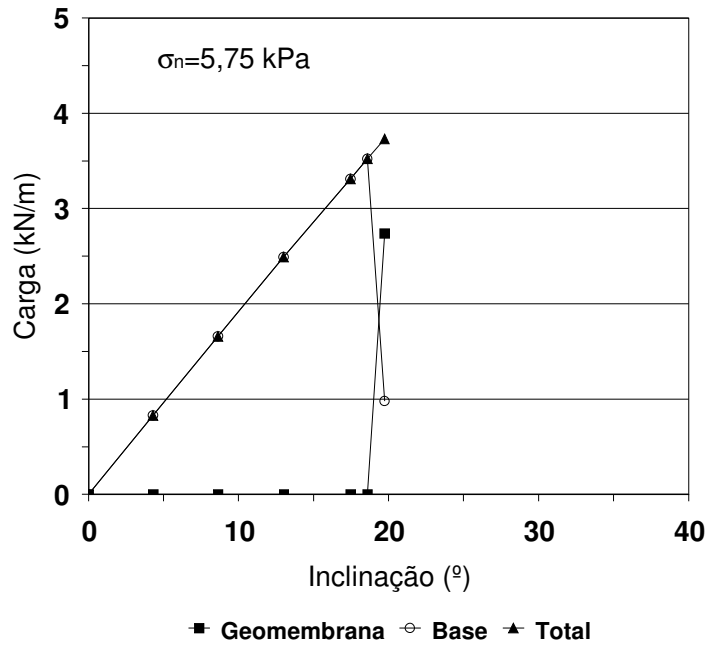


**Figura B.67** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios com concreto curado – configuração concreto/GMT-B ( $\sigma_n = 1,25$  kPa).

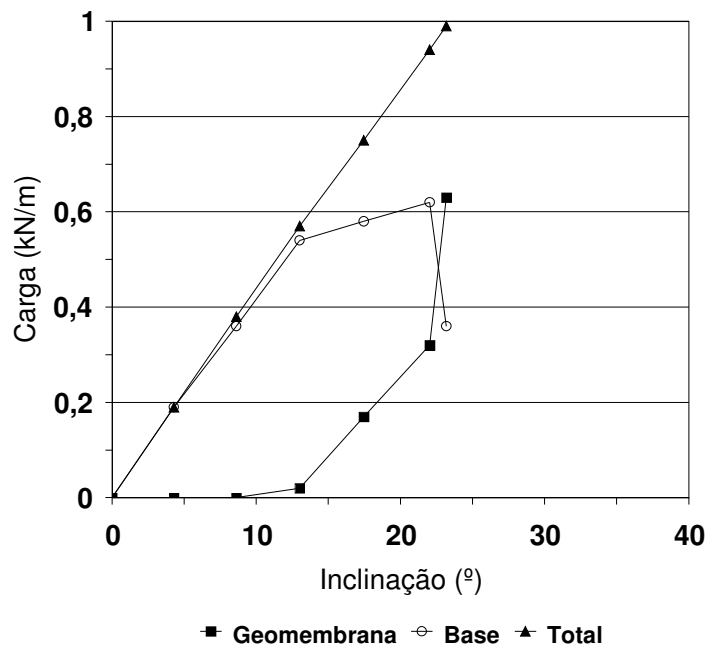


**Figura B.68** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios com concreto curado – configuração concreto/GMT-B ( $\sigma_n = 3,5$  kPa).

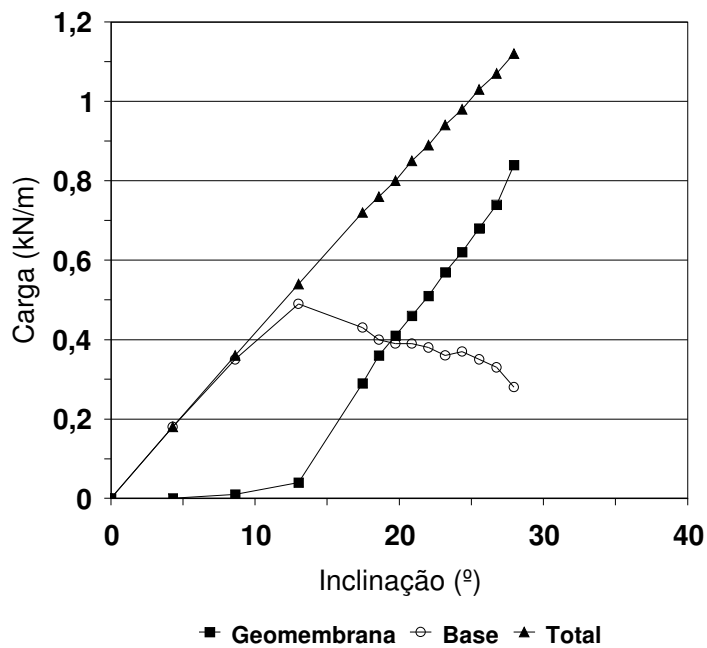




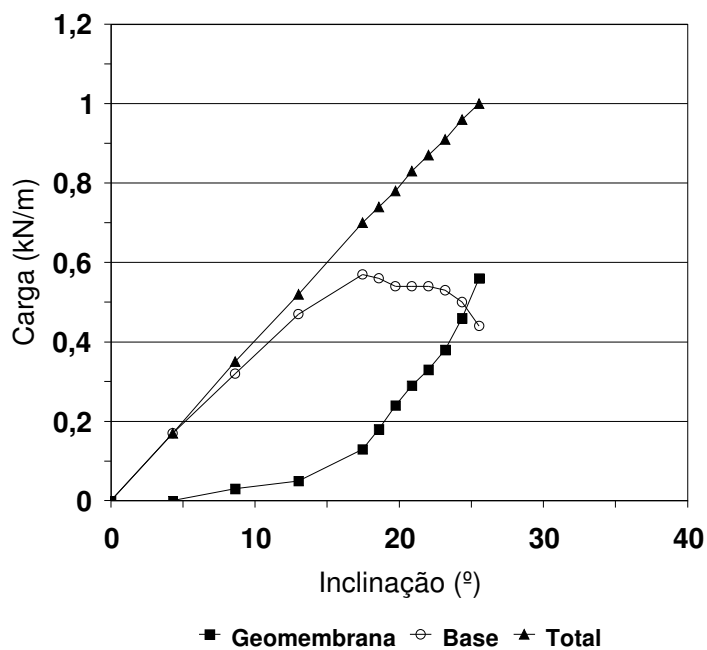
**Figura B.69** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios com concreto curado – configuração concreto/GMT-B ( $\sigma_n = 5,75$  kPa).



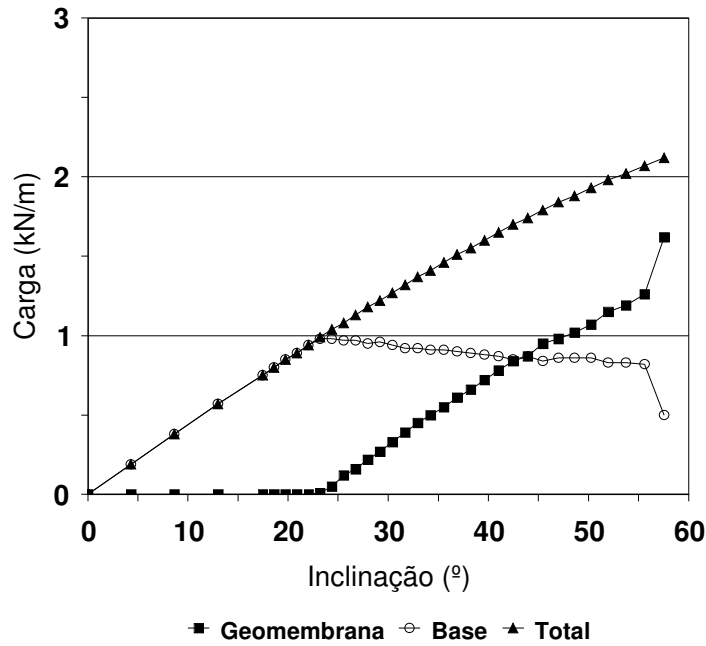
**Figura B.70** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios com concreto fresco – configuração concreto/GML (abatimento = 40mm).



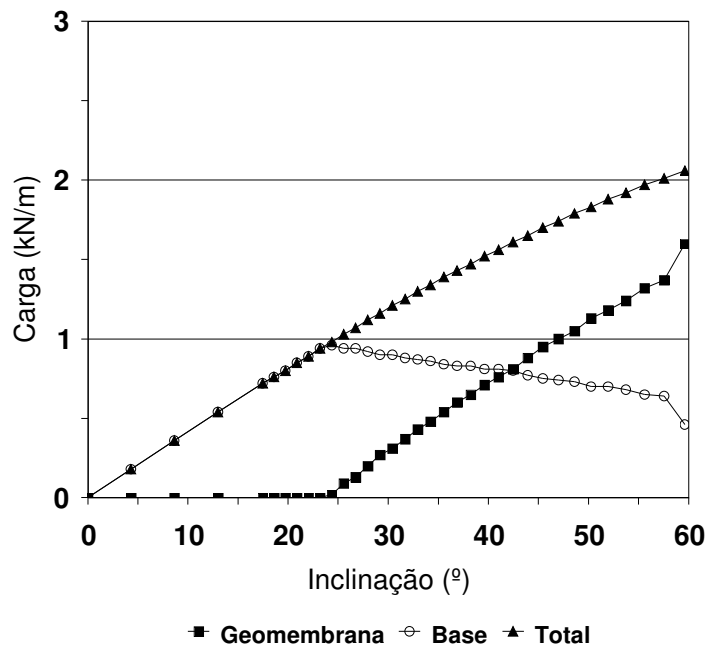
**Figura B.71** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios com concreto fresco – configuração concreto/GML (abatimento = 60mm).



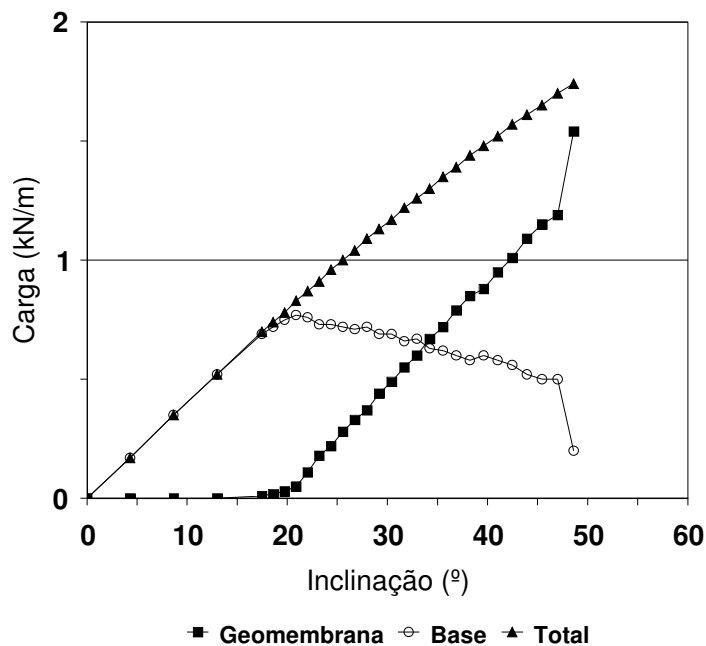
**Figura B.72** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios com concreto fresco – configuração concreto/GML (abatimento = 80mm).



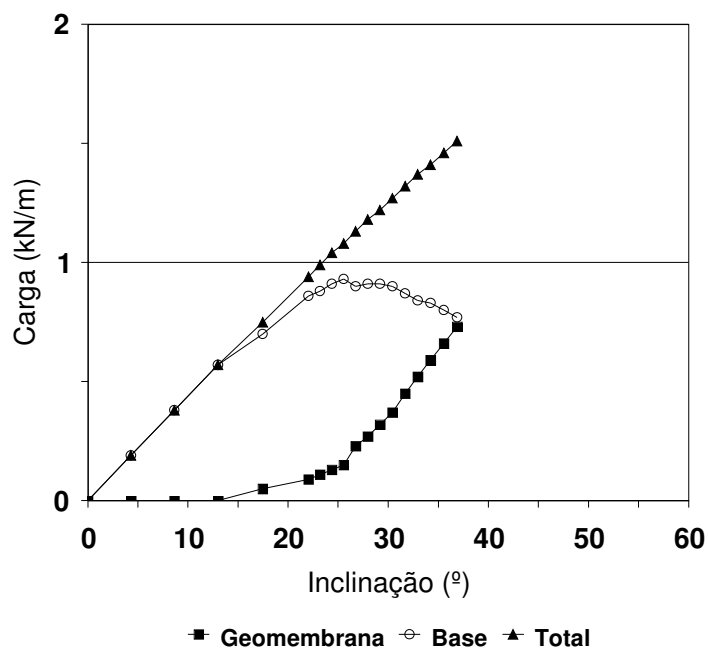
**Figura B.73** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios com concreto fresco – configuração concreto/GMT-A (abatimento = 40mm).



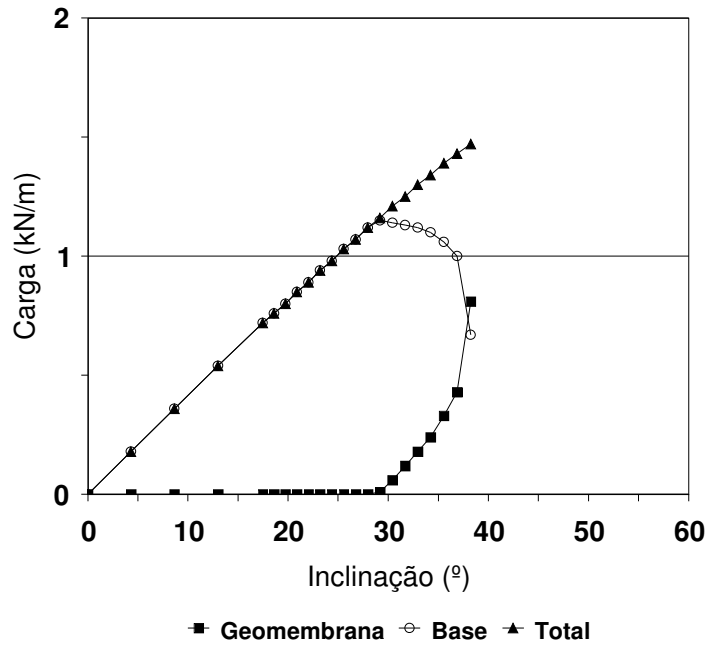
**Figura B.74** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios com concreto fresco – configuração concreto/GMT-A (abatimento = 60mm).



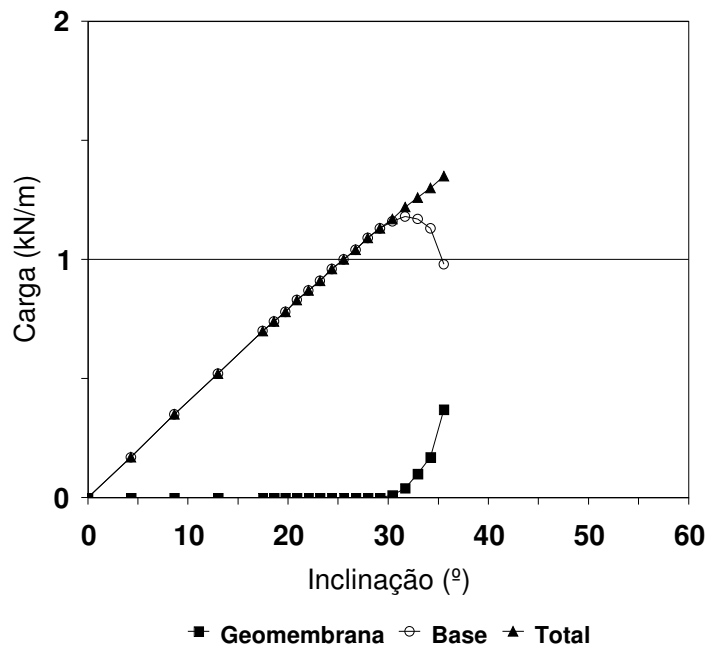
**Figura B.75** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios com concreto fresco – configuração concreto/GMT-A (abatimento = 80mm).



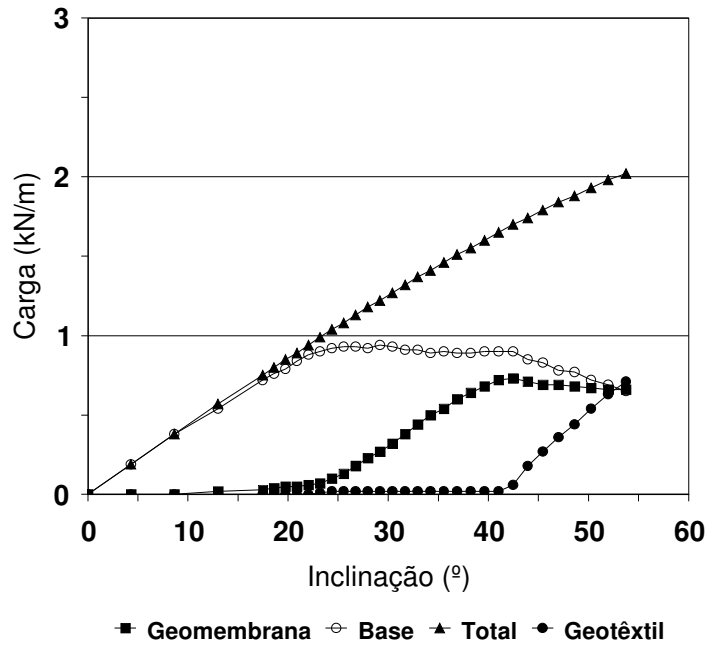
**Figura B.76** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios com concreto fresco – configuração concreto/GMT-B (abatimento = 40mm).



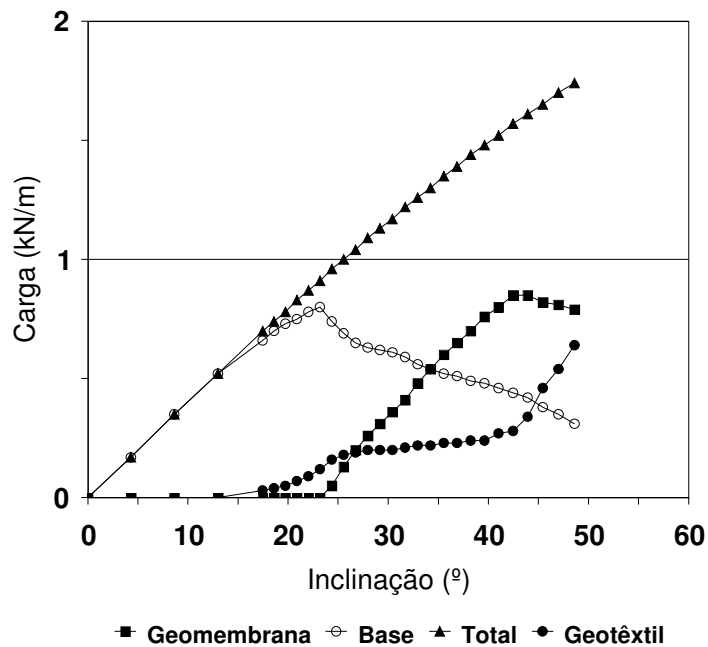
**Figura B.77** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios com concreto fresco – configuração concreto/GMT-B (abatimento = 60mm).



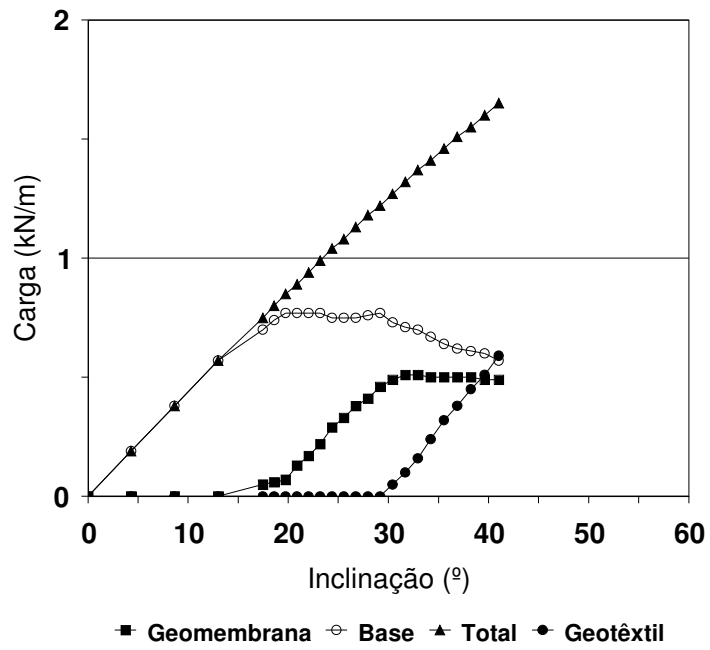
**Figura B.78** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios com concreto fresco – configuração concreto/GMT-B (abatimento = 80mm).



**Figura B.79** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios com concreto fresco – configuração concreto/GNT/GML (abatimento = 40mm).



**Figura B.80** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios com concreto fresco – configuração concreto/GNT/GML (abatimento = 60mm).



**Figura B.81** – Distribuição de carga entre materiais – ensaios com concreto fresco – configuração concreto/GNT/GML (abatimento = 80mm).

## APÊNDICE C

---



## C.1 – ÂNGULO DE ATRITO DE INTERFACE ENTRE DIFERENTES MATERIAIS

**Tabela C.1** – Ângulo de atrito de interface entre materiais diversos.

	<b>Interface</b>	<b>Ângulo de atrito (°)</b>
Areia	Areia	34
	Geotêxtil GNT	31
	Geogrelha GG-A	34
	Geogrelha GG-H	32
	Geomembrana GML	26
	Geomembrana GMT-A	30
	Geomembrana GMT-B	29
	GCL-A	33
	GCL-B	34
Geotêxtil GNT	Geogrelha GG-A	36
	Geogrelha GG-H	24
	Geomembrana GML	22
	Geomembrana GMT-A	27
	Geomembrana GMT-B	29
Geomembrana GML	Base	6,5
	GG-A	23
	GG-H	24
	GCL-A	24
	GCL-B	25
Geomembrana GMT-A	Base	10
	GG-A	25
	GG-H	26
	GCL-A	27
	GCL-B	29
Geomembrana GMT-B	Base	13
	GG-A	26
	GG-H	31
	GCL-A	26
	GCL-B	34

## APÉNDICE D

---

## D.1 – DEFORMAÇÕES OBTIDAS NOS ENSAIOS DE ADENSAMENTO

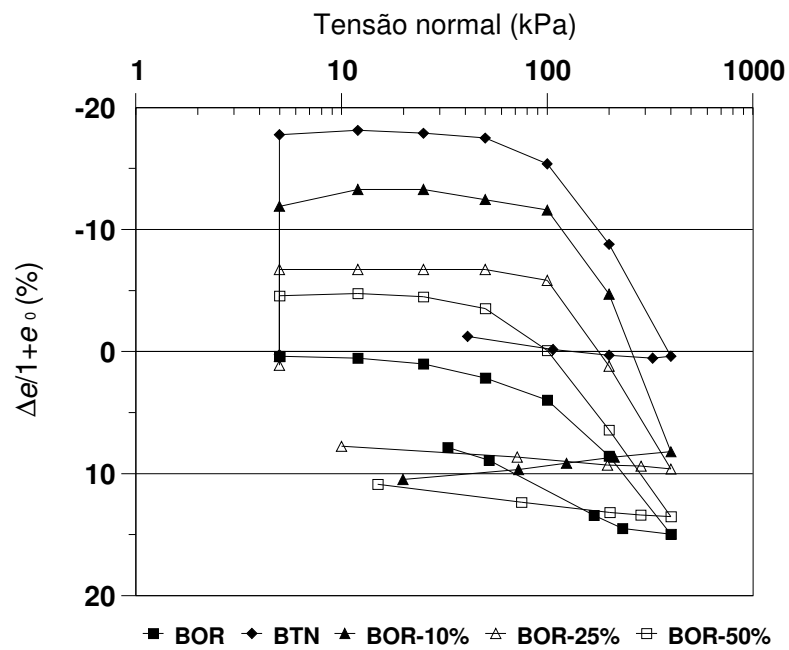


Figura D.1 – Deformações verticais obtidas para ensaios com as misturas borracha-bentonita.

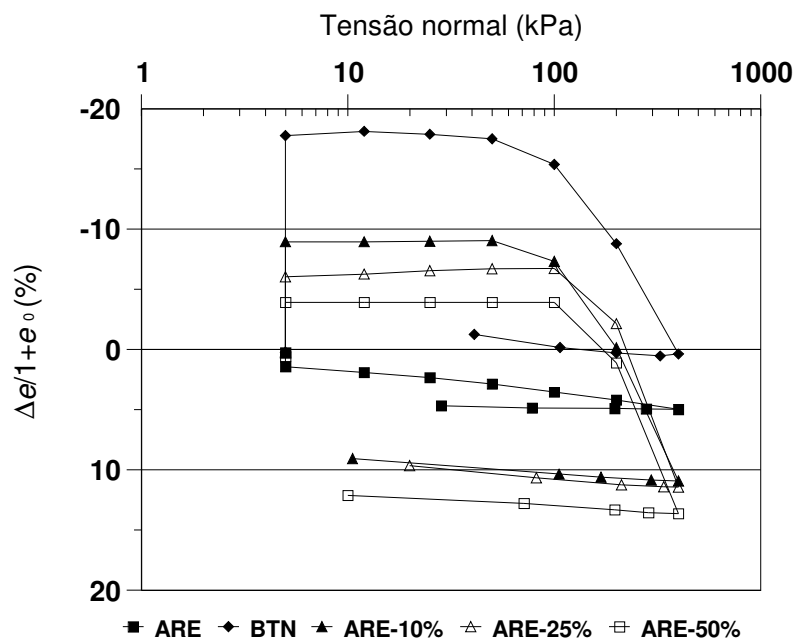
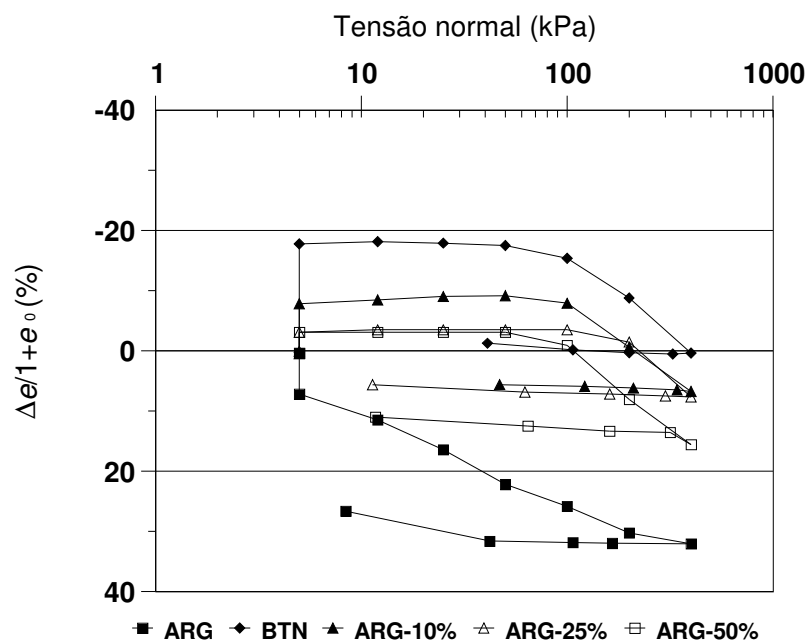


Figura D.2 – Deformações verticais obtidas para ensaios com as misturas areia-bentonita.



**Figura D.3** – Deformações verticais obtidas para ensaios com as misturas argila-bentonita.