



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS**  
**CURSO DE MESTRADO EM GEOTECNIA E TRANSPORTES**

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE BARREIRAS  
POLIMÉRICAS EM SISTEMAS DE DISPOSIÇÃO DE REJEITO  
DE MINÉRIO DE OURO**

**SORAYA SALATIEL SAMPAIO**

Belo Horizonte, 09 de Dezembro de 2013

Soraya Salatiel Sampaio

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE BARREIRAS  
POLIMÉRICAS EM SISTEMAS DE DISPOSIÇÃO DE REJEITO  
DE MINÉRIO DE OURO**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Geotecnia e Transportes da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Geotecnia e Transportes.

Área de concentração: Geotecnia

Orientadora: Prof<sup>a</sup> Dr<sup>a</sup> Maria das Graças Gardoni Almeida

Coorientador: Prof<sup>o</sup> Dr<sup>o</sup> Ennio Marques Palmeira

Belo Horizonte  
Escola de Engenharia da UFMG

2013

S192e Sampaio, Soraya Salatiel  
Estudo do comportamento de barreiras poliméricas em sistemas de  
disposição de rejeito de minério de ouro [manuscrito] / Soraya Salatiel  
Sampaio. – 2013.  
173 f., enc.: il.

Orientadora: Maria das Graças Gardoni Almeida.  
Coorientador: Ennio Marques Palmeira.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Minas Gerais,  
Escola de Engenharia.

Anexos: f. 141-173.

Bibliografia: f. 127-140.

1. Mecânica do solo - Teses. 2. Resistência ao cisalhamento – Teses.  
I. Almeida, Maria das Graças Gardoni. II. Palmeira, Ennio Marques, 1953 -  
III. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. III. Título.

CDU: 624.13 (043)



## FOLHA DE APROVAÇÃO

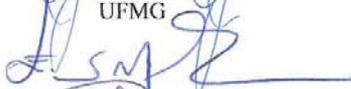
### Estudo do comportamento de barreiras poliméricas em sistemas de disposição de rejeito de minério de ouro

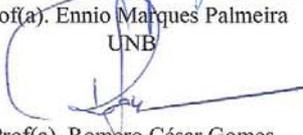
#### SORAYA SALATIEL SAMPAIO

Dissertação submetida à Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em GEOTECNIA E TRANSPORTES, como requisito para obtenção do grau de Mestre em GEOTECNIA E TRANSPORTES, área de concentração GEOTECNIA.

Aprovada em 09 de dezembro de 2013, pela banca constituída pelos membros:

  
Prof(a). Maria das Graças Gardoni Almeida - Orientador  
UFMG

  
Prof(a). Ennio Marques Palmeira  
UNB

  
Prof(a). Romero César Gomes  
UFOP

  
Prof(a). Terezinha de Jesus Espósito Barbosa  
UFMG

Belo Horizonte, 09 de dezembro de 2013.

## **DEDICATÓRIA**

À minha família, responsáveis por mais esta conquista.

## AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Elizabete e Sérgio, principais responsáveis pela minha formação, agradeço todo amor, carinho e incentivo... Tudo o que sou, devo à vocês.

Aos meus irmãos, Juninho e Sofia, e ao meu sobrinho, Richard, por me apoiarem, e por tornarem minha família mais completa.

Aos amigos, pelo carinho, conselhos, alegrias, incentivo, companheirismo. Agradeço a todos pelo apoio e pela amizade.

Ao meu querido amigo, Hamilton França, por todo apoio, ajuda e ensinamentos. Devo muito do meu aprendizado a você, obrigada!

Ao Carlos, pela valiosa ajuda na montagem da estufa.

À Janaina, Djalma e Bruno, pela amizade, pelo apoio e pela dedicação. A ajuda de vocês foi valiosa.

À UnB, em especial aos professores Gregório e Luis Fernando e aos alunos Jaime, Carolina e Luciana, pela atenção, carinho, paciência, confiança e dedicação. Não tenho como agradecer tudo o que fizeram.

Aos colegas, professores e demais funcionários do DETG, em especial à Kátia, pelo excelente auxílio durante o curso.

À FUNDEP e ao CDT, que viabilizaram esse trabalho, em especial ao Luís Felinto e a Silmara pela exemplar coordenação do projeto.

À DAM Engenharia, pela confiança e pela paciência. Gostaria de agradecer principalmente à Jacqueline, pelo apoio e pela ajuda.

À Yamana Gold e a Jacobina Mineração, pelo apoio financeiro, fundamental para a realização dessa pesquisa. Em especial gostaria de agradecer ao Rômulo Vasconcelos, Nelson Munhoz, Reinaldo Araujo e ao Manoel Mota, muito obrigada pela confiança e pela receptividade.

Ao grupo Nortene, pelo fornecimento dos materiais para a pesquisa. Agradeço especialmente, à Andréia, Carolina, Roberto Hashimoto e ao Pedro Duarte, pela atenção e confiança.

Agradecimento especial aos meus orientadores, profa. Graça e prof. Ennio, pela oportunidade, paciência, amizade, conselhos, motivação, conhecimento compartilhado, pela dedicação depositada e por serem responsáveis pela realização deste sonho.

Muito obrigada!

*“Nas grandes batalhas da vida, o primeiro passo para a vitória é o desejo de vencer.”*

(Mahatma Gandhi)

## SUMÁRIO

LISTA DE SÍMBOLOS.....	11
LISTA DE FIGURAS.....	14
LISTA DE TABELAS.....	18
LISTA ABREVIATURAS E SIGLAS.....	20
RESUMO.....	24
ABSTRACT.....	25
1 INTRODUÇÃO.....	26
1.1 Objetivos.....	27
1.1.1 Objetivo geral.....	27
1.1.2 Objetivos específicos.....	28
1.2 Estrutura da Dissertação.....	28
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	29
2.1 Mineração.....	29
2.1.1 Histórico.....	29
2.1.2 Mineração de ouro.....	30
2.1.3 Impactos ambientais causados pela atividade mineradora.....	34
2.2 Barragens de Rejeito.....	36
2.3 Geossintéticos.....	44
2.3.1 Histórico.....	44
2.3.2 Conceitos, Tipos, Funções e Propriedades.....	46
2.3.3 Geomembranas aplicadas em sistema de impermeabilização.....	48

2.4 Resistência ao Cisalhamento de Interface.....	58
3 ESTUDO DE CASO: BARRAGEM DE REJEITOS DE JACOBINA.....	65
3.1 Geral.....	65
3.2 Descrição do Projeto.....	67
3.3 Geologia Local da Barragem.....	79
3.4 Análises de Estabilidade de Projeto da Barragem.....	80
4 MATERIAIS E MÉTODOS.....	82
4.1 Materiais Utilizados na Pesquisa.....	82
4.1.1 Geomembranas e geotêxtil.....	82
4.1.2 Materiais granulares.....	84
4.1.3 Fluido.....	86
4.2 Ensaio Geotécnicos com Rejeitos.....	87
4.3 Ensaio Geotécnicos com Geomembrana e Geotêxtil.....	87
4.3.1 Ensaio de cisalhamento direto.....	87
4.3.2 Ensaio de dano mecânico.....	91
4.3.3 Ensaio de durabilidade.....	95
4.3.4 Ensaio de resistência à tração.....	96
5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	99
5.1 Ensaio Geotécnicos com Rejeitos.....	99
5.1.1 Ensaio de granulometria.....	100
5.1.2 Ensaio de massa específica real dos grãos.....	100
5.1.3 Ensaio de compactação.....	101
5.1.4 Ensaio de permeabilidade.....	102
5.1.5 Ensaio de índice de vazios máximo e mínimo.....	102
5.1.6 Ensaio de compressão triaxial.....	103

5.2 Ensaio com Geomembrana e Geotêxtil.....	104
5.2.1 Ensaio de cisalhamento direto.....	104
5.2.2 Ensaio de dano mecânico.....	110
5.2.3 Ensaio de durabilidade.....	115
5.2.4 Ensaio de resistência à tração.....	115
6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	123
6.1 Conclusões.....	123
6.2 Sugestões para Pesquisas Futuras.....	125
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	127
ANEXOS.....	141

## LISTA DE SÍMBOLOS

CIUsat	Ensaio de compressão triaxial do tipo adensado isotropicamente, rápido saturado, com medida de pressões neutras
cm	Centímetro
CU	Coefficiente de não uniformidade do solo
C.V.	Coefficiente de variação
$D_n$	Diâmetro correspondente a n% passante
$D_{10}$	Diâmetro efetivo
$D_{60}$	Diâmetro equivalente para o qual passa 60% do material
$D_{85}$	Diâmetro equivalente para o qual passa 85% do material
$e_{máx}$	Índice de vazios máximo
$e_{mín}$	Índice de vazios mínimo
g	Grama
h	Hora
ha	Hectare
k	Coefficiente de permeabilidade
km	Quilômetro
$km^2$	Quilômetro quadrado
kN	Quilo Newton
kPa	Quilo Pascal
L	Litro

m	Metro
m <sup>2</sup>	Metro quadrado
m <sup>3</sup>	Metro cúbico
mg	Miligrama
min	Minuto
mm	Milímetro
N	Newton
ppm	Partes por milhão
R <sup>2</sup>	Coefficiente de determinação
s	Segundo (tempo)
t	Tonelada
J sec	Rigidez secante
c'	Coessão efetiva
φ'	Ângulo de atrito interno efetivo
n°	Número
α	Carga aplicada
α máx	Resistência a tração máxima
c <sub>a</sub>	Adesão de interface
δ	Ângulo de atrito de interface
ξ	Alongamento
f	Fator de interface
σ	Tensão normal aplicada

$\sigma_n$	Tensão normal
$\sigma$	Desvio padrão
$\tau$	Esforço cisalhante
$\tau$	Resistência ao cisalhamento de interface
$\tau_f$	Resistência ao cisalhamento de interface
$\tau_{p,r}$	Resistência ao cisalhamento de interface de pico ou residual
$\delta_{p,r}$	Ângulo de atrito de interface de pico ou residual
$\gamma$	Peso específico natural
$\gamma_d$	Peso específico aparente seco
$\gamma_s$	Peso específico dos sólidos (ou dos grãos)
$w$	Umidade
#	Peneira

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1 – Método construtivo de montante (ALBUQUERQUE FILHO, 2004)	40
FIGURA 2.2 – Método construtivo de jusante (ALBUQUERQUE FILHO, 2004)	41
FIGURA 2.3 – Método construtivo da linha de centro (ALBUQUERQUE FILHO, 2004)	42
FIGURA 2.4 – Arranjos de barreiras impermeáveis (VILAR, 2003)	51
FIGURA 2.5 – Esquema ilustrativo do ensaio de cisalhamento direto (SIEIRA, 2003)	59
FIGURA 2.6 – Esquema ilustrativo do ensaio de plano inclinado (SIEIRA, 2003)	60
FIGURA 2.7 – Esquema ilustrativo do ensaio de arrancamento (AGUIAR, 2008)	61
FIGURA 2.8 – Esquema ilustrativo do ensaio de mesa vibratória (REBELO, 2003)	62
FIGURA 2.9 – Esquema ilustrativo do equipamento do ensaio <i>ring shear</i> (REBELO, 2003)	63
FIGURA 3.1 – Localização da barragem B1 e da barragem Nova (GOOGLE EARTH, 2008)	65
FIGURA 3.2 – Vista da barragem B1 e da barragem Nova (GOOGLE EARTH, 2008)	66
FIGURA 3.3 – Vista geral da barragem de Jacobina 1ª etapa (DAM, 2010)	67
FIGURA 3.4 – Vista da área de jusante e dique de contenção	68
FIGURA 3.5 – Arranjo geral da barragem de Jacobina 1ª etapa (DAM, 2008)	69
FIGURA 3.6 – Seção transversal da barragem de Jacobina 1ª etapa, Seção AA (FIG. 3.5) (DAM, 2008)	70
FIGURA 3.7 – Detalhes do talude de montante da barragem de Jacobina 1ª etapa (FIG. 3.6) (DAM, 2008)	70
FIGURA 3.8 – Seção transversal do dreno de fundo do talvegue principal da barragem de Jacobina 1ª etapa, Seção AA (FIG. 3.9) (DAM, 2008)	70
FIGURA 3.9 – Arranjo geral da barreira geossintética da barragem de Jacobina 1ª etapa de operação (DAM, 2008)	71
FIGURA 3.10 – Arranjo geral da barragem de Jacobina 2ª etapa (modificada DAM, 2012)	73

FIGURA 3.11 – Seção transversal do talvegue da barragem de Jacobina 2ª etapa, Seção AA (FIG. 3.10) (DAM, 2012)	74
FIGURA 3.12 – Seção transversal da margem direita da barragem de Jacobina 2ª etapa, Seção BB (FIG. 3.10) (DAM, 2012)	74
FIGURA 3.13 – Seção transversal da ombreira direita da barragem de Jacobina 2ª etapa, Seção CC (FIG. 3.10) (DAM, 2012)	74
FIGURA 3.14 – Detalhe do sistema de drenagem interna da barragem de Jacobina 2ª etapa (DAM, 2012)	74
FIGURA 3.15 – Vista do talude de jusante da barragem 2ª etapa	75
FIGURA 3.16 – Arranjo geral da barragem de Jacobina 3ª etapa (modificada DAM, 2012)	76
FIGURA 3.17 – Seção transversal do talvegue da barragem de Jacobina 3ª etapa, Seção AA (FIG. 3.16) (DAM, 2012)	77
FIGURA 3.18 – Seção transversal da ombreira direita da barragem de Jacobina 3ª etapa, Seção BB (FIG. 3.16) (DAM, 2012)	77
FIGURA 3.19 – Detalhes do sistema de drenagem interna da barragem de Jacobina 3ª etapa (FIG. 3.17) (DAM, 2012)	78
FIGURA 3.20 – Vista do reservatório da barragem 3ª etapa	78
FIGURA 3.21 – Análise de estabilidade da 3ª etapa de operação (DAM, 2013)	81
FIGURA 4.1 – Amostragem dos geossintéticos - (a) Amostras de geomembrana de PEAD; (b) Amostras de geotêxtil	83
FIGURA 4.2 – Amostragem do <i>underflow</i>	84
FIGURA 4.3 – Amostragem da brita 3	85
FIGURA 4.4 - Curvas granulométricas dos materiais granulares da pesquisa	85
FIGURA 4.5 – Preparação da amostra do ensaio de cisalhamento direto	89
FIGURA 4.6 – Ensaio de cisalhamento direto	90
FIGURA 4.7 – Equipamento de dano mecânico desmontado	92
FIGURA 4.8 – Equipamento de dano mecânico montado	92
FIGURA 4.9 – Esquema ilustrativo do equipamento de dano mecânico de grande porte	94
FIGURA 4.10 – Ensaio de dano mecânico de grande escala	94
FIGURA 4.11 – Brita subjacente à geomembrana	95
FIGURA 4.12 – Vista da estufa utilizada nos ensaios de durabilidade da geomembrana	

	95
FIGURA 4.13 – Vista da estufa utilizada nos ensaios de durabilidade da geomembrana	96
FIGURA 4.14 – Vista do equipamento de resistência à tração simples	97
FIGURA 4.15 – Amostra de geotêxtil fixada às garras de tração	98
FIGURA 5.1 - Curvas granulométricas dos rejeitos ( <i>underflow</i> ) da barragem de Jacobina	101
FIGURA 5.2 - Tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento relativo entre caixas, interface geomembrana – <i>underflow</i> , GC = 95%	105
FIGURA 5.3 - Deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento relativo entre caixas, interface geomembrana - <i>underflow</i> com GC = 95%	105
FIGURA 5.4 - Envoltória de resistência, geomembrana - <i>underflow</i> , GC = 95%	105
FIGURA 5.5 - Tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento relativo entre caixas, interface geomembrana – <i>underflow</i> , GC = 98%	106
FIGURA 5.6 - Deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento relativo entre caixas, interface geomembrana – <i>underflow</i> , GC = 98%	106
FIGURA 5.7 - Envoltória de resistência, geomembrana - <i>underflow</i> , GC = 98%	106
FIGURA 5.8 - Tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento relativo entre caixas, interface geotêxtil – <i>underflow</i> , GC = 95%	107
FIGURA 5.9 - Deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento relativo entre caixas, interface geotêxtil – <i>underflow</i> , GC = 95%	107
FIGURA 5.10 - Envoltória de resistência, geotêxtil - <i>underflow</i> , GC = 95%	107
FIGURA 5.11 - Tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento relativo entre caixas, interface geotêxtil – <i>underflow</i> , GC = 98%	108
FIGURA 5.12 - Deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento relativo entre caixas, interface geotêxtil – <i>underflow</i> , GC = 98%	108
FIGURA 5.13 - Envoltória de resistência, geotêxtil - <i>underflow</i> , GC = 98%	108
FIGURA 5.14 – Geomembranas submetidas aos Ensaios 1, 2 e 3, conforme TAB. 4.8	110
FIGURA 5.15 – Geomembranas submetidas aos Ensaios 4, 5 e 6, conforme TAB. 4.8	111
FIGURA 5.16 – Geotêxtil antes do ensaio dano de mecânico	111
FIGURA 5.17 – Geotêxteis submetidos aos Ensaios 7, 8 e 9, conforme TAB. 4.8	112

FIGURA 5.18 – Frequência de distribuição de áreas de contato da amostra de geomembrana no Ensaio 1	113
FIGURA 5.19 – Frequência de distribuição de áreas de contato da amostra de geomembrana no Ensaio 2	113
FIGURA 5.20 – Amostras de geomembrana - (a) Antes do Ensaio 1; (b) Depois do Ensaio 1	114
FIGURA 5.21 – Amostras de geotêxtil - (a) Antes do Ensaio 1; (b) Depois do Ensaio 1	114
FIGURA 5.22 – Amostras depois do Ensaio 2 - (a) Geotêxtil; (b) Geomembrana	114
FIGURA 5.23 – Resultados dos ensaios de RTS em geomembrana virgem	115
FIGURA 5.24 – Resultados dos ensaios de RTS em geomembrana degradada após imersão no fluido da barragem (tempo de imersão: 1 mês)	116
FIGURA 5.25 – Resultados dos ensaios de RTS em geomembrana degradada após imersão no fluido da barragem (tempo de imersão: 8 meses)	116
FIGURA 5.26 – Resultados dos ensaios de RTS em geomembrana exumada	117
FIGURA 5.27 – Resultados dos ensaios de RTS em geomembrana	117
FIGURA 5.28 – Resultados dos ensaios de RTS em geotêxtil virgem	120
FIGURA 5.29 – Resultados dos ensaios de RTS em geotêxtil degradado após imersão no fluido da barragem (tempo de imersão: 1 mês)	120
FIGURA 5.30 – Resultados dos ensaios de RTS em geotêxtil degradado após imersão no fluido da barragem (tempo de imersão: 8 meses)	120
FIGURA 5.31 – Resultados dos ensaios de RTS em geotêxtil	121

## LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 – Principais polímeros utilizados na fabricação dos geotêxteis e geomembranas (modificado BUENO, 2004)	48
TABELA 2.2 – Projetos de lixiviação em planejamento avançado (modificado SMITH, 2008)	57
TABELA 3.1 – Características gerais da barragem de Jacobina	67
TABELA 3.2 – Parâmetros geotécnicos dos materiais (modificado DAM, 2012)	81
TABELA 4.1 – Principais características das geomembranas – Dados do fabricante	82
TABELA 4.2 – Principais características do geotêxtil – Dados do fabricante	83
TABELA 4.3 – Composição do fluido da barragem de rejeitos de Jacobina	86
TABELA 4.4 – Análises dos metais totais contidos no fluido da barragem de rejeitos de Jacobina	86
TABELA 4.5 – Normas utilizadas nos ensaios dos rejeitos	87
TABELA 4.6 – Ensaios de cisalhamento direto da pesquisa	88
TABELA 4.7 – Ensaios de dano mecânico da pesquisa	91
TABELA 4.8 – Configuração dos ensaios de dano mecânico de pequeno porte	93
TABELA 4.9 – Ensaios de tração simples – Faixa larga	98
TABELA 5.1 - Ensaios realizados nos rejeitos da barragem de Jacobina	99
TABELA 5.2 - Massa específica real dos grãos dos rejeitos da barragem de Jacobina	100
TABELA 5.3 - Resultados do ensaio de compactação do rejeito	101
TABELA 5.4 - Coeficiente de permeabilidade do rejeito da barragem de Jacobina	102
TABELA 5.5 - Índice de vazios máximo e mínimo do rejeito da barragem de Jacobina	102
TABELA 5.6 - Parâmetros de resistência dos rejeitos da barragem de Jacobina	103
TABELA 5.7 – Valores indicativos de ângulos de atrito de interfaces	109
TABELA 5.8 – Áreas de contatos grãos-geomembranas	112
TABELA 5.9 – Propriedades mecânicas obtidas do ensaio de RTS em geomembrana virgem	115
TABELA 5.10 – Resumo das propriedades mecânicas obtidas do ensaio de RTS em geomembrana	118

TABELA 5.11 – Tratamento estatístico dos resultados do ensaio de RTS em geomembrana	118
TABELA 5.12 – Propriedades mecânicas obtidas do ensaio de RTS em geotêxtil virgem	121
TABELA 5.13 – Resumo das propriedades mecânicas obtidas do ensaio de RTS em geotêxtil	122
TABELA 5.14 – Tratamento estatístico dos resultados do ensaio de RTS em geotêxtil	122

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
a.C.	Antes de Cristo
AEM	<i>Airborne Electromagnetics</i>
Ag	Prata
AM	Amostra
Art.	Artigo
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
Au	Ouro
BA	Bahia
BR	Rodovia federal
CBPM	Companhia Baiana de Pesquisa Mineral
CEI	Comunidade dos Estados Independentes
CNI	Confederação Nacional da Indústria
Co	Cobalto
CONAMA	Conselho Nacional de Meio Ambiente
COPAM	Conselho Estadual de Política Ambiental
CP	Corpo de prova
CPRM	Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
Cu	Cobre
DN	Deliberação Normativa

DNPM	Departamento Nacional de Produção Mineral
EIA	Estudos de Impacto Ambiental
El.	Elevação
ETG	Departamento de Engenharia de Transportes e Geotecnia
EUA	Estados Unidos da América
FIG.	Figura
FS	Fator de Segurança
GBR-P	Barreira geossintética polimérica
GC	Grau de compactação
GCL	<i>Geosynthetic clay liners</i>
GM	Geomembrana
GR	Razão entre gradientes
GT	Geotêxtil
IBAMA	Instituto Nacional do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis
IBRAM	Instituto Brasileiro de Mineração
ICOLD	<i>International Commission on Large Dams</i>
IGS	<i>International Geosynthetic Society</i>
INPUT	<i>Induced Pulse Transient</i>
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas
JMC	Jacobina Mineração e Comércio Ltda.
L.Q.	Limite de quantificação
Ltd.	<i>Limited company</i>

Ltda.	Sociedade limitada
MEV	Microscopia eletrônica de varredura
MG	Minas Gerais
MINTER	Ministério do Interior
NA	Nível de água
NBR	Norma Brasileira
Ni	Níquel
NO <sub>3</sub>	Nitrato
PA	Pará
PA	Poliamida
PE	Poliétileno
PEAD	Poliétileno de alta densidade
PEBD	Poliétileno de baixa densidade
PEC	Poliétileno clorado
PELBD	Poliétileno linear de baixa densidade
PET	Poliéster
PIB	Poli-isobutileno
PIB	Produto interno bruto
PN	Proctor Normal
PNSB	Política Nacional de Segurança de Barragens
PP	Polipropileno
PVC	Policloreto de vinila

RIMA	Relatório de Impacto Ambiental
RJ	Rio de Janeiro
RMBH	Região Metropolitana de Belo Horizonte
RTS	Resistência à tração simples
SOND	Sondagem
SP	São Paulo
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
SQM	<i>Sociedade Química y Minera de Chile S.A.</i>
t	Razão t da distribuição “t de Student”
TAB.	Tabela
U	Urânio
UFMG	Universidade Federal de Minas Gerais
UFOP	Universidade Federal de Ouro Preto
UnB	Universidade de Brasília
USBR	<i>US Bureau of Reclamation</i>
Zn	Zinco

## RESUMO

Diante da crescente utilização de barreiras geossintéticas poliméricas (GBR-P), também conhecidas como geomembranas, em sistemas de impermeabilização de barragens de rejeito, é de suma importância a avaliação das suas propriedades quando submetidas às solicitações de campo, tendo em vista as baixas resistências ao cisalhamento das interfaces, que atuam como uma superfície potencial de ruptura.

A barragem de rejeitos de Jacobina, de propriedade da Yamana Gold, foi implantada no estado da Bahia em 2008 para armazenamento dos rejeitos gerados durante os próximos 20 anos de operação da mina. Para confinamento dos resíduos gerados, a fundação, o reservatório e o talude de montante da barragem foram impermeabilizados com uma geomembrana de polietileno de alta densidade (PEAD) de 1,5 mm de espessura. A barragem será construída em sete etapas, com alteamentos para jusante e apresentará desnível máximo de 115,0 m.

O objetivo desta pesquisa é verificar o comportamento geotécnico da barragem de Jacobina, através da realização de ensaios de resistência ao cisalhamento da interface geomembrana/rejeito e geotêxtil/rejeito e os danos causados à geomembrana e ao geotêxtil quando em contato com material granular. Foi avaliado ainda, o comportamento dos geossintéticos utilizados na barragem, através da realização de ensaios de resistência à tração simples em amostras exumadas, virgens e submetidas ao ensaio de durabilidade. Os ensaios de cisalhamento foram realizados sob condição inundada, com tensões normais de 125, 500 e 700 kPa e grau de compactação do rejeito de 95% e 98%. Os ensaios de dano mecânico por compressão foram realizados com tensões normais de 100, 250, 500 e 1.000 kPa e altura de água aplicada de 2,5 m.

No trabalho foram obtidos ângulos de atrito de interface superiores aos adotados em projeto, valores estes baseados na literatura técnica. Nos ensaios de dano mecânico, durante e após a aplicação dos estágios de tensão normal, não foram observados vazamentos em nenhuma das amostras ensaiadas. As inspeções visuais dos espécimes após os ensaios não constatou nenhum dano aparente, comprovando assim a eficácia do projeto implantado.

**Palavras Chaves:** *resistência ao cisalhamento de interface, dano mecânico, durabilidade, geomembrana.*

## ABSTRACT

Due to the increasing use of polymeric geosynthetics barriers (GBR-P), also known as geomembranes, in waterproofing systems of tailings dams, it is important to evaluate their properties when applied in a similar field condition, because of the low shear strength of the interfaces, which can become a potential surface of rupture.

The Jacobina's tailings dam, owned by the enterprise Yamana Gold, was built in Brazil in 2008 to store the tailing generated over the next 20 years of mine operation. In order to prevent the contamination of soil and groundwater, the foundation, the reservoir and the upstream slope of the dam were coated with a 1.5 mm thick of a high density polyethylene (HDPE) geomembrane. The dam will be built in seven stages, with the downstream raised method and have a maximum depth of 115.0 meters.

The aim of this study is to verify the geotechnical behavior of the Jacobina's dam, by testing shear strength of geomembrane-tailing and geotextile-tailing interface and investigate the geomembrane and geotextile damage in contact with granular material under normal stress. The behavior of geosynthetics used in the dam it was also evaluated by testing simple tensile strength of three types of samples: exhumed, virgins and subjected to the durability test. Shear tests were conducted under flooded condition, with normal stresses of 125, 500 and 700 kPa and the degree of compaction 95% and 98%. The mechanical damage tests were performed under normal stresses of 100, 250, 500 and 1000 kPa and the the height of water applied in the trials was 2.5 m.

The study results showed that the interface friction angles were higher than the values adopted in design of the dam, which were based on values obtained in the technical literature, certifying the stability of the dam. Tests of mechanical damage, during and after the application of normal stress, showed no leaks and the visual inspections performed after testing has shown that there is no apparent damages, thus proving the effectiveness of the project implanted.

**Key words:** *Interface shear strength, mechanical damage, geomembrane.*

# 1 INTRODUÇÃO

Tendo em vista a crescente utilização de geossintéticos nas obras de infraestrutura do país e, a representatividade destes materiais na economia de recursos, no avanço tecnológico e na durabilidade das construções, é de suma importância a avaliação de suas propriedades quando submetidos às solicitações de campo. Estas propriedades devem ser determinadas a partir de ensaios de laboratório e/ou de campo, que devem reproduzir as condições de interação do geossintético com o meio em que será inserido.

Devido à preocupação com a contaminação do solo e do lençol freático em relação à disposição de resíduos, é crescente a utilização de geomembranas no sistema de impermeabilização de barragens de rejeito para confinamento dos resíduos gerados, minimizando assim os impactos ambientais. As baixas resistências ao cisalhamento das interfaces, que atuam como uma potencial superfície de ruptura ou deslizamento, requerem a obtenção dos parâmetros reais dos materiais para verificação da estabilidade destas estruturas, diante do risco envolvido no caso de ruptura, em geral com consequências catastróficas, com possibilidade de perda de vidas humanas e econômica, além de contaminação da área após o desconfinamento do rejeito.

Para a verificação do desempenho dos geossintéticos ao longo da vida útil da obra, faz-se necessário a simulação em laboratório das situações de carregamento, substâncias agressivas e condições climáticas a que estarão submetidos, aferindo-se assim a confiabilidade da solução adotada em projeto e excluindo-se a possibilidade de contaminação da área.

Neste trabalho será avaliada a resistência ao cisalhamento das interfaces “geomembrana/rejeito” e “geotêxtil/rejeito”, assim como os danos mecânicos causados à geomembrana e ao geotêxtil quando em contato com o material granular, e a durabilidade dos geossintéticos instalados em uma barragem de rejeito de ouro, obtida com a verificação das suas propriedades físicas e mecânicas por meio de ensaios de laboratório.

Como caso de obra, o estudo utilizou a barragem de rejeito de ouro de Jacobina, da Jacobina Mineração e Comércio Ltda. (JMC) de propriedade da Yamana

Gold, localizada no riacho Santo Antônio no município de Jacobina, no estado da Bahia, a cerca de 330 km da cidade de Salvador.

A barragem iniciada em setembro de 2008 tem por finalidade armazenar os rejeitos que serão gerados durante os próximos 20 anos de operação da mina, tendo sido previsto o processamento de aproximadamente 2,4 milhões de t/ano de minério de ouro, com alimentação média de 6.500 t/dia.

Para o confinamento dos resíduos gerados a fundação, o reservatório e o talude de montante da barragem foram impermeabilizados com geomembrana de polietileno de alta densidade (PEAD). Sob o sistema de drenagem da barragem foi utilizado geotêxtil não-tecido agulhado de filamento contínuo como filtro entre a camada de rejeito e as camadas de brita.

Para elaboração dos projetos executivos do dique inicial e dos alteamentos da barragem, as análises de estabilidade do maciço foram realizadas com parâmetros geotécnicos baseados na literatura técnica, uma vez que não foram efetuados ensaios de resistência de interface “geomembrana/rejeito”.

A proposta de pesquisa apresentada mostra-se oportuna, tendo em vista as condicionantes citadas anteriormente e as características a serem aferidas para cada projeto em particular. Os parâmetros obtidos para a barragem de rejeito irão subsidiar a tomada de decisões futuras, quanto à estabilidade do maciço atual e o dimensionamento dos taludes dos próximos alteamentos, além de subsidiar o estudo de novas barragens da Jacobina Mineração, nas quais os geossintéticos da empresa Nortene/Engepol também serão aplicados. O estudo irá contribuir, sobremaneira, no campo da pesquisa para o conhecimento do comportamento dos geossintéticos em interação com os diferentes materiais e, em situações críticas de projetos de barragens, propiciando uma maior utilização destes materiais em obras de engenharia de grande porte e de proteção ambiental.

## **1.1 Objetivos**

### **1.1.1 Objetivo geral**

O objetivo do estudo é a análise do comportamento geotécnico de barreiras poliméricas em sistemas de disposição de rejeito de minério de ouro, com base nos

parâmetros de resistência obtidos a partir de ensaios de laboratório realizados na geomembrana, no rejeito e na interface “geomembrana/rejeito”, presentes na barragem.

### 1.1.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos são:

- Obtenção dos parâmetros de resistência de interface “geomembrana/rejeito”;
- Averiguação dos danos causados à geomembrana e ao geotêxtil quando em contato com material granular;
- Obtenção de um banco de dados de parâmetros de resistência de interfaces “geomembranas/rejeitos finos”.

## **1.2 Estrutura da Dissertação**

Os capítulos estão organizados na sequência de assuntos a seguir.

No capítulo 1 é apresentado o conteúdo geral desta dissertação, justificativa de estudo e os objetivos do estudo.

No capítulo 2 é apresentada a revisão bibliográfica dos principais temas utilizados na pesquisa.

No capítulo 3 apresenta-se o caso estudado, barragem de Jacobina, que encontra-se em fase de construção com alteamentos por jusante.

No capítulo 4 são apresentados os materiais utilizados na pesquisa, os ensaios de laboratório realizados e os procedimentos adotados.

No capítulo 5 apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios realizados e a interpretação dos mesmos.

No capítulo 6 são apresentadas as conclusões desta pesquisa e sugestões para trabalhos futuros.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Mineração

#### 2.1.1 Histórico

A história do Brasil está marcada pela busca e exploração mineral, atividade que contribuiu sobremaneira para a formação do território nacional. Graças ao avanço para o interior em busca de riquezas, ocorrido no período colonial, o Brasil é o quinto maior país do mundo em extensão territorial, possuindo um território de 8,5 milhões de quilômetros terrestres e 7.500 km de litoral (IBRAM, 2010). Com a sexta maior produção do mundo, a mineração é um setor básico da economia brasileira, tendo respondido em 2010, por 3% a 4% do PIB nacional e 20% do total de exportações, gerando 8% dos empregos no setor produtivo (CNI, 2012).

O território brasileiro é bastante rico geologicamente, sendo possível explorar diversos minerais, possuindo algumas das reservas mais expressivas do planeta. O Brasil apresenta 23 minerais metálicos, 45 minerais não metálicos e 4 minerais do grupo dos energéticos. Vale ressaltar a sua importante participação no mercado mundial em 2012, com os seguintes minerais: nióbio (94%), minério de ferro (13%, sendo o terceiro produtor mundial deste minério), tantalita (17%), manganês (7%), alumínio (13%), grafita (8%), magnesita (7%), caulim (6%) e, ainda, rochas ornamentais, como granito, quartzito foliado e mármore, com cerca de 7% (DNPM, 2013).

Atualmente a maioria das mineradoras brasileiras está localizada na região sudeste, sendo que grande parte delas localizam-se em regiões metropolitanas, atuando na extração de materiais para a construção civil. Segundo DNPM (2010), as pequenas e médias mineradoras somam juntas 95% do total de empresas do setor.

Considerada fundamental para o desenvolvimento de nossa sociedade, a atividade minerária deve ser operada com responsabilidade social e de acordo com os preceitos do desenvolvimento sustentável. Tal preocupação ambiental justifica-se pelo fato da atividade ambiental no Brasil ser, ainda hoje, causadora de impactos negativos

no ambiente, como a contaminação do solo e da água por metais pesados, dentre outros (FARIAS, 2002 e SILVA *et al.*, 2004).

Respondendo positivamente às reivindicações populares e governamentais, empresas brasileiras de mineração em geral têm apresentado esforços no sentido de amenizar os problemas ambientais concernentes à mineração. A aplicação de técnicas mais modernas, os investimentos em recuperação ambiental e o reconhecimento da legitimidade das reivindicações comunitárias são exemplos das práticas realizadas por tais empresas visando o desenvolvimento sustentável (FARIAS, 2002).

### 2.1.2 Mineração de ouro

Segundo DNPM (2013) sobre a mineração brasileira no ranking mundial dos principais produtores de ouro, o Brasil aparece em décimo segundo lugar. A China está em primeiro lugar, respondendo por 14% da produção mundial; em segundo lugar está a Austrália, com 9,4%, seguida pelos Estados Unidos e África do Sul, com 8,6% e 6,4%, respectivamente. A Austrália possui as maiores reservas mundiais de ouro, com 14% do total mundial. As reservas brasileiras deste minério representam 2,5% do total mundial e estão localizadas nos estados do Pará (41,5%), Minas Gerais (37%), Goiás (6,5%), Bahia (6,3%) e outros (8,7%).

Em 2012 os principais estados brasileiros produtores de ouro foram Minas Gerais, com 52,4% da produção, Bahia, com 14,2%, Goiás e Mato Grosso, com 10% cada um, Pará, com 7,9% e Maranhão, que responde por 4% da produção nacional. Segundo o relatório da *Global Business Reports* (2010) o ouro é o segundo mais importante mineral de exportação do Brasil, sendo importado pelos países: Reino Unido (45%), Suíça (32%), Emirados Árabes (12%), Estados Unidos (9%) e Canadá (2%). O principal mineral de exportação é o minério de ferro.

São abordadas algumas províncias minerais neste trabalho contextualizando situações distintas da atividade no país. A província de Minas Gerais é mencionada devido ao seu caráter histórico, iniciado ainda no período colonial, originando o denominado “Ciclo do Ouro”. Nos dias atuais, a atividade mineral é uma das principais fontes de receitas do estado. A província de Goiás é citada devido ao seu destaque como o terceiro maior produtor de ouro, além do seu grande potencial mineral, sobretudo

acerca dos ambientes geológicos ainda não totalmente conhecidos e estudados. A Amazônia foi mencionada, pois lá se encontra a Província Mineral de Carajás, no sudoeste do Pará, onde há grande atividade extrativista e voltada para a exportação. A região também foi palco de uma segunda corrida do ouro na história do país, ocorrida entre as décadas de 1970 e 1980 em Serra Pelada. E em quarto lugar aborda-se a atividade extrativista no estado da Bahia, área de estudo deste trabalho. Importante ressaltar que as três áreas abrangem diferentes pontos do território nacional, com acesso e condições bioclimáticas distintas, oferecendo condições diferenciadas para a realização da atividade. Segundo SANTOS (2002), as áreas que apresentam a maioria dos depósitos minerais metálicos pertencem ao período geológico denominado pré-cambriano – o mais longo e antigo período da formação da crosta terrestre, onde hoje as rochas encontram-se expostas como na Província de Carajás no PA, no Quadrilátero Ferrífero em MG e na BA.

- **Província de Minas Gerais**

Em função de sua história e os recursos ainda encontrados, o Quadrilátero Ferrífero pode ser considerado como a mais importante província mineral do Brasil (UFOP, 2012). Com área de cerca de 7 mil km<sup>2</sup>, constituído por um conjunto de serras dispostas quase ortogonalmente, a província foi a responsável pela interiorização da ocupação portuguesa no final do século XVII, provocando ainda a transferência da capital da colônia do nordeste para o sudeste do Brasil. A extração de ouro na região dominou a produção mundial durante todo o século XVIII (CPRM, 2012), contribuindo com 50% de toda a produção aurífera no mundo. Nos dias atuais, a área abriga a maior concentração urbana do estado de Minas Gerais.

A exploração mineral do estado é uma de suas principais atividades industriais, sendo o Quadrilátero Ferrífero a área de maior destaque. As jazidas de minério de ferro foram responsáveis por cerca de 69,2% da produção brasileira de ferro, alcançando 277 milhões de toneladas em 2012 (DNPM, 2013). Acerca da produção de ouro em Minas Gerais, o estado responde por 48% das reservas, abrigando as duas maiores áreas de mineração do país, a primeira em Nova Lima, na Região Metropolitana de Belo Horizonte - RMBH, dentro do Quadrilátero Ferrífero e a segunda situada em Paracatu, na região noroeste do estado (ARAÚJO NETO, 2009).

- **Goiás**

O estado abriga a terceira maior mina de extração de ouro do país, com participação de 6% na produção nacional (ARAÚJO NETO, 2009). As minas em destaque no estado são a Serra Grande, Chapada, Fana e Pilar. A história da mineração no Estado coincide com a do “Ciclo do Ouro”, protagonizada por Minas Gerais. No final do século XVII e início do século XVIII, os bandeirantes paulistas localizaram-se em Goiás, assemelhando-se a Minas Gerais, diversos povoados foram fundados para a extração do mineral, dando início a interiorização da colonização do Brasil pelos portugueses.

- **Amazônia**

A Amazônia é uma das últimas fronteiras da expansão das ocupações humanas e de exploração econômica, com grande potencial para descobertas minerais, “com muitos ambientes geológicos férteis para ouro” (SANTOS, 2002). A entrada dessa região na atividade mineradora se deu através de incentivos governamentais na década de 1960 para integrá-la economicamente ao país. Desta forma, a região atraiu capitais nacionais, estrangeiros e, por consequência, deslocamentos populacionais provenientes de diversas regiões do país, culminando na denominada “Corrida pelo Ouro” no final da década de 1970 e início da década de 1980. Segundo SANTOS (2002), os programas atuais de extração mineral visam especificamente atingir metas de lucro dos investidores de tais empresas minerárias. No passado buscava-se o desconhecido com o intuito de inventariar os bens minerais disponíveis.

Na atividade aurífera da Amazônia é importante destacar os fatores que condicionam a atividade. De acordo com CAHETE (1998), a vegetação nativa na Amazônia apresenta-se como um grande limitante para se ter acesso às jazidas auríferas na região. Tal limitante é caracterizado pelo autor como um fator de ordem ambiental ou geoclimático. O regime de chuvas e as redes hidrográficas também entrariam nesta identificação, sendo que o primeiro impõe um período de suspensão das atividades. O mesmo afirmam BETTENCOURT & MORESCHI (2000) ao dizerem que “a irregularidade na distribuição geográfica dos recursos minerais, seja em regiões inóspitas, climaticamente agressivas ou deficientes em água e energia elétrica, constitui um fator limitante para a extração de muitos minérios...”.

Como fatores socioeconômicos, o autor aponta que a alta do preço do metal no mercado internacional condiciona a atividade, conforme ocorreu no final da década de 1970, com o segundo “choque do petróleo” e, com valor associado a este, o ouro é valorizado. Desta forma, desencadeiam-se diversas transformações sociais e econômicas em áreas com potencial de extração aurífera, como na região amazônica.

- **Bahia**

De acordo com RIBEIRO *et al.* (1993), o mapeamento geológico da Bahia foi executado pelo Convênio DNPM – CPRM. Executado no norte do estado, com a denominação de Projeto Colomi (RIBEIRO *et al.*, 1993 cita SOUZA *et al.*, 1979), apontaram a existência de complexos vulcano-sedimentares Colomi, Barreiro e Rio Salitre. Neste último, segundo os autores, afloram a sudoeste de Juazeiro em duas faixas: Faixa Sobradinho e Faixa Rio Salitre.

No início da década de 1980 o Governo do Estado da Bahia selecionou a Faixa Rio Salitre para executar um programa de pesquisa que fora denominado Prospecto Rio Salitre, localizado próximo a fronteira com o Estado de Pernambuco e a sudeste da barragem de Sobradinho. Iniciado pela CPRM – Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais e continuado pela CBPM – Companhia Baiana de Pesquisa Mineral (RIBEIRO *et al.*, 1993 cita SOUZA & TEIXEIRA, 1981), sendo sucedidos por três projetos durante toda a década de 1980, com objetivo de descobrir corpos de sulfetos maciços, de barita e ouro. Os métodos de pesquisa utilizados foram: mapeamento geológico regional e de detalhe; prospecção geoquímica em sedimento de corrente; prospecção de barita em veios de quartzo; prospecção de ouro; prospecção aerogeofísica (AEM - INPUT) e aeromagnética visando a detecção de corpos de sulfeto maciço; prospecção pedogequímica para cobre, chumbo, zinco, ferro e manganês e por último a verificação da natureza das anomalias detectadas.

Como resultados, os autores apontam que as pesquisas não forneceram resultados expressivos, apontando valores baixos para ouro (amostragem e análise dos sedimentos de corrente e análises químicas entre as sequências basáltica e metassedimentos). No entanto, 90% da área ao longo dos rios Salitre e riacho Batateira apresentaram anomalia para ouro, o que impede que a Faixa seja descartada como estéril. De acordo com RIBEIRO *et al.* (1993), cerca de 12% das amostras analisadas

apresentaram valores entre 5 e 104 pintas de ouro, provocando a delimitação de três focos: um no curso superior do rio Salitre e quase todo o vale do riacho Batateira.

Outra importante província aurífera localizada na Bahia é a de Fazenda Brasileiro, localizada no nordeste do estado, que segundo TEIXEIRA (1985), compreende corpos de minério, ocorrendo em zonas de alteração hidrotermal no setor sul do *greestone belt* do rio Itapicuru. Nesta província, os estudos indicam que no local foram reconhecidos dois tipos de mineralizações: corpos estrato-controlados, existentes ao longo da zona de cisalhamento dobrada e veios de quartzo com ouro nativo, encaixados em qualquer das litologias do local. O autor afirma que o ouro foi depositado sob condições de temperatura variando entre 250 e 400 °C, conforme aponta estudo de inclusões fluidas.

Os indícios de mineralizações auríferas são conhecidos na região desde o início do século XX, através das atividades de garimpeiros nos aluviões do rio Itapicuru (ROCHA, 1938 *apud* ROCHA NETO, 1994). Segundo o autor, os *greenstone belts* da África do Sul, da Austrália, Canadá e de outros países são conhecidos mundialmente por conterem abundantes reservas de ouro e metais-base. E a sequência do rio Itapicuru não foge à regra. Nela se verificam diversas ocorrências auríferas, sendo que algumas já se transformaram em minas como a Maria Preta e a M11 na Faixa Mansinha. Acrescenta-se ainda a mina Fazenda Brasileiro, originada das ocorrências de ouro da chamada Faixa Weber, situada na parte sul da sequência que aflora entre Salgadália e Teofilândia (ROCHA NETO, 1994).

### 2.1.3 Impactos ambientais causados pela atividade mineradora

A questão ambiental no Brasil passou a ser enfatizada a partir da promulgação da Lei nº 6.938 (BRASIL, 1981), Política Nacional do Meio Ambiente. A Política Nacional do Meio Ambiente tem como objetivo “a preservação, melhoria e recuperação da qualidade ambiental propícia à vida, visando assegurar, no País, condições para o desenvolvimento socioeconômico”.

Entende-se por impacto ambiental, no sentido comum, toda aquela atividade que gera algum dano à natureza. Na literatura técnica, SÁNCHEZ (2006) aponta que há várias definições da locução “impacto ambiental” e, embora formuladas de diferentes maneiras, concordam quanto aos elementos básicos. Aponta como exemplos:

Qualquer alteração no meio ambiente em um ou mais de seus componentes provocada por uma ação humana (MOREIRA, 1991, p.113.);

O efeito sobre o ecossistema de uma ação induzida pelo homem (WESTMAN, 1985, p.5.);

A mudança em um parâmetro ambiental, num determinado período e numa determinada área que resulta de uma dada atividade, comparada com a situação que ocorreria se essa atividade não tivesse sido iniciada (WATHERN, 1988a, p.7.).

A Lei nº 6.938/81, através do artigo 3º define poluição como:

degradação da qualidade ambiental resultante de atividade que direta ou indiretamente prejudiquem a saúde, a segurança e o bem-estar da população; criem condições adversas às atividades sociais e econômicas; afetem desfavoravelmente a biota; afetem as condições estéticas ou sanitárias do meio ambiente; lancem matérias ou energia em desacordo com os padrões ambientais estabelecidos.

Sintetizando, pode-se definir poluição como qualquer atividade, sistema, processo, operação, equipamentos ou dispositivos, que altere ou possa vir a alterar o meio ambiente.

Os principais impactos ambientais decorrentes da mineração, segundo o Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT, 1992 *apud* FARIAS, 2002), são:

Desmatamentos e queimadas;

- Alteração nos aspectos qualitativos e no regime hidrológico dos cursos de água;
- Queima de mercúrio metálico ao ar livre;
- Desencadeamento dos processos erosivos;
- Mortalidade da ictiofauna;
- Fuga de animais silvestres;
- Poluição química provocada pelo mercúrio metálico na hidrosfera, biosfera e na atmosfera.

A seguir são apresentados os principais impactos ambientais específicos da mineração do ouro no Brasil.

- No Pará: utilização de mercúrio na concentração do ouro de forma inadequada; aumento da turbidez dos cursos d'água, principalmente na região de Tapajós.
- Em Minas Gerais: rejeitos ricos em arsênio; aumento da turbidez.
- No Mato Grosso: emissão de mercúrio na queima de amálgama.

Os resíduos gerados nas atividades de mineração podem ter alto grau de contaminação ambiental, devido à presença de metais pesados e arsênio, principalmente quando esses materiais contêm minerais sulfetados e elevados teores de metais. O objetivo da implantação da geomembrana na barragem de Jacobina é contribuir para a redução da emissão de poluentes no meio ambiente, provenientes da extração mineral da mina. Assim sendo, considera-se de fundamental importância tecer algumas considerações acerca da política ambiental no Brasil.

Na década de 70 já se observava a preocupação com a questão da disposição dos resíduos sólidos no Brasil, conforme texto da Portaria do Ministério do Interior, MINTER (1979), que prevê projetos de tratamento e disposição de resíduos sólidos, além da sua fiscalização, operação e manutenção.

O Instituto Nacional do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis (IBAMA), criado em 1989, é o executor da política ambiental na esfera nacional, através da Lei nº 9.605, de 12 de fevereiro de 1998 (BRASIL, 1998), norma ordinária federal, conhecida Lei dos Crimes Ambientais, que através do art. 56, dispõe sobre as sanções penais e administrativas derivadas de condutas e atividades lesivas ao meio ambiente, e dá outras providências quanto ao tratamento e acondicionamento dos resíduos sólidos perigosos com proibição do lançamento de resíduos em corpos d'água.

Acerca do licenciamento das obras impactantes ao ambiente tem-se a resolução do Conselho Nacional de Meio Ambiente, CONAMA (1986), que prevê a licença para as atividades modificadoras do meio ambiente e a obrigatoriedade dos Estudos de Impacto Ambiental (EIA) e do Relatório de Impacto Ambiental (RIMA).

Segundo VIANA *et al.* (2003), o licenciamento ambiental é um procedimento administrativo formado por um conjunto de preceitos normativos que devem ser obedecidos por aquele que o requer. Deve ser realizado por órgão ambiental competente, podendo ser federal, estadual ou municipal, possibilitando o desenvolvimento de atividades privadas. Tem em vista sempre o interesse público e procede de exigência da lei.

## **2.2 Barragens de Rejeito**

A atividade mineradora consiste na exploração de minérios da natureza, gerando além do minério, produto de principal interesse; o estéril, subproduto resultante

da extração do minério na jazida; e o rejeito, subproduto resultante do processo de beneficiamento e concentração dos produtos nas usinas de tratamento. A mineração é um complexo de atividades necessárias à extração econômica de bens minerais da crosta terrestre, provocando transformações no meio ambiente (CHAMMAS, 1989 *apud* ESPÓSITO, 1995).

Os estéreis são dispostos em pilhas e os rejeitos, que não apresentam valor econômico, são dispostos em barragens e diques.

As características químicas dos rejeitos de mineração variam em função do mineral de interesse e das substâncias químicas envolvidas no processo de extração dos metais. Os rejeitos depositados podem ser muito plásticos, tradicionalmente denominados de lamas, compostos essencialmente por materiais argilosos, ou ainda, materiais não plásticos, tais como siltes e areias, que apresentam granulometria mais grossa e são também denominados rejeitos granulares (ESPÓSITO, 2000).

ABRÃO (1987) *apud* ESPÓSITO (1995) afirma que a variação granulométrica dos rejeitos depende do mineral processado e do processo utilizado e apresenta a relação média produto/rejeito gerados no processo de tratamento do minério: ferro 2/1, carvão 1/3, fosfato 1/5, cobre 1/30 e ouro 1/10.000. Desta forma, devido à grande quantidade de rejeito gerado, as mineradoras precisam de um plano diretor que vise a melhor forma de disposição.

No passado, a disposição destes resíduos era realizada de forma quase empírica e sem controle regular de operação, levando-se em consideração apenas a conveniência técnica e o menor custo possível envolvido no processo (VICK, 1983 *apud* ALBUQUERQUE FILHO, 2004). Assim, a forma de disposição mais econômica e viável era o lançamento dos resíduos diretamente nos cursos d'água e nos talwegues próximos às plantas de beneficiamento.

Porém, o assoreamento dos cursos d'água, a necessidade de aproveitamento da água no processo de beneficiamento, a necessidade de um maior aproveitamento das áreas disponíveis, o aumento do controle ambiental, o risco de acidentes e a pressão de órgãos estatais e organizações não governamentais, acarretaram na necessidade de melhoria das formas de disposição de rejeitos. Assim, as mineradoras visando garantir um menor impacto ambiental e social, vêm buscando dispor os mesmos da forma mais econômica e segura possível, atendendo às legislações ambientais vigentes no país.

Dentre as formas de disposição de rejeitos, subterrânea, subaquática e superficial, destaca-se a preferência pela disposição em superfície, através da deposição dos rejeitos em forma de pilha, preenchimentos de cavas e/ou galerias exauridas, fechamento de discontinuidades utilizando o rejeito sob a forma de pasta e implantação de barragens e diques para contenção dos mesmos. Estes materiais também estão sendo aproveitados como matéria-prima para outras atividades, como exemplo cita-se a utilização das partículas grossas em lastro de ferrovias.

A forma apropriada de disposição depende das características do material produzido, ou seja, do mineral explorado, tipo de depósito e dos processos de beneficiamento.

A implantação de barragens para disposição de rejeitos úmidos é a principal forma de disposição, realizada através da construção de um dique de partida em solo compactado ou enrocamento e alteamentos posteriores utilizando muitas vezes o próprio resíduo como material de construção.

Os alteamentos realizados com o próprio rejeito são executados através da técnica do aterro hidráulico. Esta técnica apresenta algumas condicionantes quanto à construção e segurança da estrutura, já que muitas vezes não há controle de lançamento do material, o que influencia o processo de deposição.

A técnica de aterro hidráulico consiste no transporte e distribuição do material por via úmida. De acordo com RIBEIRO (2000), um dos primeiros países a utilizar este método de construção foi a Holanda, em torno do século XVII; no Egito no ano de 1856 foi construído o canal de Suez, e entre 1955 e 1960 foi adotada a técnica de dragagem para remoção de aproximadamente 120 milhões de m<sup>3</sup> de solo de cobertura da mina Step Rock. Entre 1947 e 1973 na antiga União Soviética foram construídas mais de uma centena de estruturas hidroelétricas. De acordo com HSU (1988) *apud* RIBEIRO (2000), os americanos adotaram essa técnica por muito tempo, com início de aplicação no período de exploração do ouro na Califórnia. Entre as vantagens desta técnica quando aplicadas em barragens de rejeitos, ressalta-se:

- Facilidade de trabalho com materiais que já se encontram na forma de polpa;
- Altas taxas de execução: de 200.000 m<sup>3</sup>/dia (GRISHIN, 1982) a 300.000 m<sup>3</sup>/dia (KÜPPER, 1991);
- Elevado grau de mecanização;

- Baixo custo;
- Aplicado em uma larga faixa de materiais;
- Possibilidade de construção sobre fundações sujeitas a recalques.

Segundo RIBEIRO (2000), apesar da facilidade e do grande potencial de aplicação, foram registrados diversos casos de falhas relativas ao desempenho e segurança de estruturas construídas através de aterro hidráulico em várias partes do mundo, BENCKERT & EURENIUS (2001); CALDWELL & ROBERTSON (1986); HAZEN (1920); NEGRO JR. *et al.* (1979) e MORETTI & CRUZ (1996).

De acordo com o mesmo autor, a escavação e o transporte de materiais granulares de forma mais econômica quando comparada a outras tecnologias existentes, permitiu o uso desta técnica até 1930 na construção de grandes aterros, como as barragens construídas na América do Norte com altura de 80 m e volume de aproximadamente 200 milhões de m<sup>3</sup>. Porém, a utilização da técnica era limitada e as estruturas eram projetadas muitas vezes com base nas formulações de SCHUYLER (1906). A partir de 1925, com o nascimento da Mecânica dos Solos através da publicação do livro “A Mecânica dos Maciços de Terra Baseada na Física do Solo” (TERZAGHI, 1925), esta técnica passou a ser estudada visando o aprimoramento do controle construtivo.

Segundo RIBEIRO (2000), com base em dados existentes, aproximadamente 60% das rupturas ocorreram devido a projetos inadequados e falta de controle de construção. BOROVOI *et al.* (1982) *apud* RIBEIRO (2000), apresentaram a opinião do Comitê Nacional de Grandes Barragens da Rússia e das demais repúblicas soviéticas e comprovaram que o método de aterro hidráulico era muito utilizado, e com sucesso, na então União Soviética. Segundo RIBEIRO (2000), na prática soviética foram adotadas as recomendações sugeridas por HAZEN (1920) e posteriormente baseou-se na própria experiência adquirida. Com base nestas experiências, MELENT’EV *et al.* (1973) e YUFIN (1965) divulgaram as primeiras recomendações de metodologia construtiva de estruturas executadas através da técnica de aterro hidráulico.

A partir do século XX a técnica de aterro hidráulico foi utilizada no Brasil na construção de barragens. Entre 1906 e 1945 em torno de dezesseis barragens foram construídas através desta técnica. Devido ao baixo controle de execução, muitas delas foram reforçadas após a realização de investigações geotécnicas (MORETTI & CRUZ, 1996 *apud* RIBEIRO, 2000).

A estabilidade dos maciços construídos através da técnica de aterro hidráulico pode ser alterada devido à alteração das propriedades física e mecânica ocasionada por variações na composição mineralógica dos materiais, nas concentrações do produto e nas vazões de descarga dos rejeitos.

Segundo KLOHN (1981) *apud* ALBUQUERQUE FILHO (2004), medidas de segurança devem ser adotadas visando a segurança de barramentos em rejeito tais como, utilização de ciclonação, onde a fração mais grossa (*underflow*) e a fração mais fina (*overflow*) são lançadas separadamente no reservatório; implantação de drenagem interna; proteção superficial dos taludes contra erosão; e compactação primária para melhoria da densidade e da resistência ao *piping*.

ESPÓSITO (2000), afirma que para melhoria da qualidade na disposição de rejeitos por meio de aterros hidráulicos, faz-se necessário a avaliação das características dos materiais utilizados e o acompanhamento durante a execução da obra, através do monitoramento de instrumentos de auscultação e realização de ensaios de densidade *in situ*.

Entre os anos de 1939 e 2000, segundo ICOLD (2001) ocorreram 221 acidentes com barragens de rejeito em vários níveis de gravidade, com 5 casos ocorridos no Brasil.

As barragens de contenção de rejeitos podem ser construídas pelo método de montante, método de jusante ou pelo método da linha de centro.

No método de montante, após a construção do dique de partida, geralmente em material argiloso ou enrocamento compactado, o alteamento é realizado através do lançamento do rejeito em canhões (*spigots*) ou hidrociclones em direção a montante da linha de simetria do dique, servindo de suporte para o próximo alteamento (FIG. 2.1).



FIGURA 2.1 – Método construtivo de montante (ALBUQUERQUE FILHO, 2004).

O método de montante é considerado o método mais econômico e mais atrativo, com demanda de menor volume de materiais para sua construção e com maior

facilidade construtiva devido a rapidez e simplicidade de execução. Porém, segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 12.824 (ABNT, 1993), o alteamento de barragens pelo método de montante não é aconselhável. A razão de tal recomendação se deve as condições de segurança quanto à susceptibilidade à liquefação, instabilidade global e riscos de piping devido à dificuldade de implantação de sistema de drenagem interna. BARRON (1986); COATES & YU (1977) *apud* ESPÓSITO (1995) e ICOLD (1989) *apud* ALBUQUERQUE FILHO (2004) descrevem vários casos de rupturas de barragens executadas por este método. No entanto, de acordo com CARRIER (1991) *apud* ESPÓSITO (1995), cuidados podem ser tomados para utilização deste método, através da realização de análises de estabilidade para condições drenadas e não drenadas; limitação da altura de alteamento, evitando assim ruptura por cisalhamento na direção de montante; e a interação entre o projeto e a execução da estrutura.

No método de jusante, após a construção do dique de partida, geralmente em material argiloso ou enrocamento compactado, o alteamento é realizado para jusante do dique de partida (FIG. 2.2).

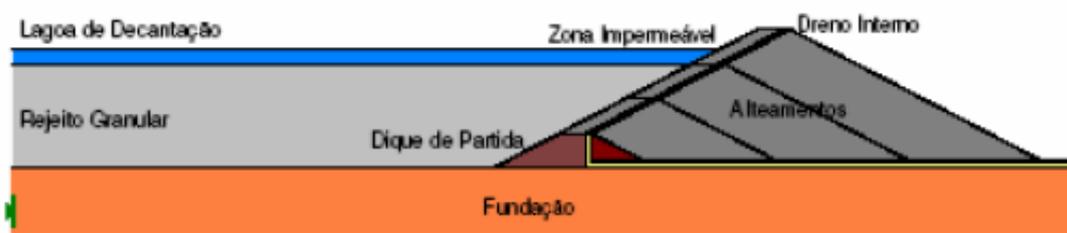


FIGURA 2.2 – Método construtivo de jusante (ALBUQUERQUE FILHO, 2004).

Devido à necessidade de realização de alteamentos sucessivos foi implantado o método de jusante, método este relativamente recente. Tal método permitiu a construção de estruturas mais altas e com fatores de segurança maiores. Segundo KLOHN (1981) *apud* ALBUQUERQUE FILHO (2004), dentre as vantagens pode-se enfatizar:

- O maciço não é apoiado sobre o rejeito previamente depositado;
- O lançamento e a compactação do material podem ser controlados através das técnicas convencionais de construção;
- Permite a construção conjunta do sistema de drenagem interna e material do aterro;

- Apresenta resistência a efeitos dinâmicos;
- Não possui limitação quanto ao porte da estrutura;
- A construção do maciço não interfere na operação de lançamento do rejeito.

Como desvantagem, o método de jusante necessita de um volume muito maior de material. Dessa forma, devido ao menor volume de *underflow* na fase inicial de operação, pode ser necessária a execução de um dique de partida mais alto ou a utilização de materiais terrosos e do próprio estéril nos alteamentos.

O método da linha de centro é geometricamente uma solução intermediária entre os outros dois métodos, com alteamento da crista realizado verticalmente, onde o eixo vertical dos alteamentos coincide com o eixo do dique de partida (FIG. 2.3).

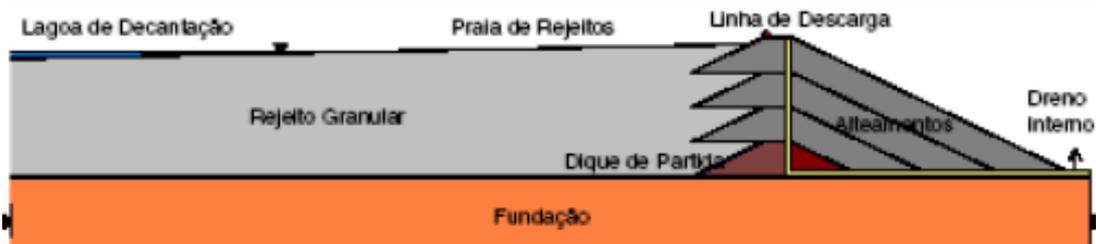


FIGURA 2.3 – Método construtivo da linha de centro (ALBUQUERQUE FILHO, 2004).

O método da linha de centro, por apresentar uma variação entre os outros dois métodos, apresenta assim vantagens e desvantagens de ambos, com comportamento estrutural mais próximo das barragens alteadas pelo método de jusante. Como vantagem destaca-se a necessidade de um menor volume de material, facilidade de construção e possibilidade de implantação de sistema de drenagem interna.

As barragens devido ao grande volume de material reservado são consideradas fonte de perigo potencial, já que expõem vidas e propriedades localizadas na área de jusante a uma constante condição de risco. Desta forma, falhas nas estruturas utilizadas como barramentos geram danos às pessoas e aos demais seres vivos, sendo imprescindível o estabelecimento de ações eficazes para minimização dos riscos de acidentes.

Atualmente, as mineradoras não investem apenas no beneficiamento e tratamento dos minérios, mas também nos tratamentos e disposição dos rejeitos e

estéreis, visando a contínua realização das atividades. Desta forma, é indispensável a construção de estruturas de contenção seguras, o que demanda uma maior atenção e a adoção de procedimentos mais conservadores. A segurança de uma barragem contempla desde a fase de desenvolvimento e operação, como sua manutenção durante a operação e após seu descomissionamento.

Diante da necessidade de implementação de procedimentos de gestão de risco e de segurança de barragens, para redução do número de acidentes, o Conselho Estadual de Política Ambiental (COPAM), aprovou a Deliberação Normativa COPAM (2002), onde dispõe sobre critérios de classificação de barragens de contenção de rejeitos, de resíduos, e de reservatório de água em empreendimentos industriais e mineração no Estado de Minas Gerais. O COPAM teve como objetivo principal a realização do cadastro das estruturas existentes no Estado de Minas Gerais e a implantação de sistemas eficazes de gestão de riscos.

Posteriormente a publicação da Deliberação Normativa COPAM (2005), que altera e complementa a DN nº 62, decreta a execução periódica de Auditorias Técnicas de Segurança, que devem ser realizadas por profissionais legalmente habilitados.

A nível nacional, somente no ano de 2010, foi promulgada a Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010 (BRASIL, 2010), que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais, cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens e altera a redação do art. 35 da Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997, e do art. 4º da Lei nº 9.984, de 17 de julho de 2000. A Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) apresenta como objetivos:

garantir a observância de padrões de segurança de barragens de maneira a reduzir a possibilidade de acidente e suas consequências; regulamentar as ações de segurança a serem adotadas nas fases de planejamento, projeto, construção, primeiro enchimento e primeiro vertimento, operação, desativação e de usos futuros de barragens em todo o território nacional; promover o monitoramento e o acompanhamento das ações de segurança empregadas pelos responsáveis por barragens; criar condições para que se amplie o universo de controle de barragens pelo poder público, com base na fiscalização, orientação e correção das ações de segurança; coligir informações que subsidiem o gerenciamento da segurança de barragens pelos governos; estabelecer conformidades de natureza técnica que permitam a avaliação da adequação aos parâmetros

estabelecidos pelo poder público; fomentar a cultura de segurança de barragens e gestão de riscos.

## 2.3 Geossintéticos

### 2.3.1 Histórico

Conforme AGUIAR & VERTEMATTI (2004), desde 3000 a.C. materiais naturais são utilizados para melhoria da qualidade dos solos. Nos zigurates da Mesopotâmia (1400 a.C.) foram utilizados solos reforçados com juncos na construção de templos com mais de 57 m de altura (KERISEL, 1985 *apud* BORGES, 1995; PALMEIRA, 1992). Em 200 a.C., na Grande Muralha da China, foram utilizados solos argilosos e arenosos com ramos de árvores (JONES, 1985 *apud* BORGES, 1995). Porém, de acordo com AGUIAR & VERTEMATTI (2004), a utilização de materiais sintéticos fabricados pela indústria têxtil ocorreu após o desenvolvimento dos seguintes polímeros:

- PVC, em 1913, produzido comercialmente em 1934;
- Poliamida, em 1930, produzido comercialmente em 1940;
- Poliéster, em 1930, produzido comercialmente em 1949;
- Polietileno, em 1949 (baixa resistência), 1954 (alta resistência);
- Polipropileno, em 1954, produzido comercialmente no final dos anos 1957.

A primeira aplicação de geotêxtil ocorreu em 1926, em reforço de estradas nos Estados Unidos; o mesmo era composto por tecido de algodão (BECKAM & MILLS, 1935 *apud* GOMES, 2001; BUENO, 2007; LADEIRA, 1995; LOPES, 2001). O primeiro geotêxtil de fibras sintéticas foi aplicado na Flórida em 1950 no controle de erosões marítimas (BARRET, 1996 *apud* GOMES, 2001; AGUIAR & VERTEMATTI, 2004).

As primeiras aplicações de geomembrana de PVC ocorreram em 1940, nas áreas da agricultura e na impermeabilização de canais.

Na década de 1950 foram utilizados os primeiros geotêxteis tecidos como filtro para proteção contra erosão em obras hidráulicas (GARDONI, 2000). Na Holanda inicialmente foram utilizados sacos de areia, feitos de náilon. Posteriormente, no Projeto Delta, 1958, foram implantados 10 milhões de metros quadrados de tecidos para

recuperação de vários diques rompidos durante as enchentes ocorridas naquele ano. Aplicações similares foram implantadas na Antiga Alemanha Ocidental e no Japão.

A técnica "terra-armada" foi patenteada pelo engenheiro francês Henri Vidal na década de 60, por meio da utilização de tiras metálicas como reforço em aterros (BUENO, 2007). A partir de 1965 foram utilizadas geomembranas de PVC para contenção de resíduos (LENGEN & SIEBKEN, 1996 *apud* REBELO, 2003). Em 1966, nos Estados Unidos, foram utilizados os primeiros geotêxteis não-tecidos de fibras em recapeamento asfáltico. Em 1967, no Japão, foram utilizadas georredes em reforço de aterros sobre solos moles, estimulando o desenvolvimento das geogrelhas. Em 1969, foram aplicados geotêxteis não-tecidos com função de separação, na França (VANTRAIN & PUIG, 1969 *apud* GOMES, 2001).

As geomembranas de polietileno foram produzidas em 1943, na Alemanha, tendo sido empregadas somente nos anos 60 (POHL & WESTON, 1992 *apud* REBELO, 2003).

Na década de 1970, foram implantados geotêxteis em aterros rodoviários sobre solos de baixa capacidade de suporte, muros em solo reforçado, filtros de drenos em barragens, geotêxteis e geomembranas em conjunto e geotêxteis espessos como dreno em túneis (AGUIAR & VERTEMATTI, 2004). Uma das primeiras aplicações de geotêxtil não-tecido como elemento de reforço em aterros, data de 1971.

Em 1977, ocorreu a *International Conference on the Use of Fabrics in Geotechnics*, onde o professor Jean Pierre Giroud sugeriu a adoção dos termos "geotêxtil" e "geomembrana".

No Brasil, os geotêxteis foram implantados pela primeira vez em 1971, na BR-101, em Angra dos Reis (RJ), e na rodovia Transamazônica. Em 1973, foi iniciada a produção de geotêxtil não-tecido de filamentos contínuos, tendo sua principal aplicação na rodovia dos Bandeirantes (SP), onde foram utilizados cerca de 500.000 m<sup>2</sup> do produto.

Novos produtos geossintéticos, como as geogrelhas, foram introduzidos no mercado no início dos anos oitenta.

Em 1983, J. E. Fluet Jr. introduziu o termo "geossintético" designando indiferentemente todos os novos produtos com aplicação em obras geotécnicas. Tendo em vista os produtos de origem não sintética, em 1994, no Congresso de Singapura, a

designação foi substituída por “geotêxteis, geomembranas e produtos afins” (LOPES, 2001).

### 2.3.2 Conceitos, Tipos, Funções e Propriedades

(PALMEIRA, 1992) define geossintético como “material sintético, oriundo da indústria petroquímica, utilizado como inclusão em obras geotécnicas com variadas finalidades”. Os geossintéticos são constituídos basicamente por polímeros, mas para melhoria de fabricação e das propriedades do polímero básico, os geossintéticos contêm também aditivos, plastificantes, antioxidantes, inibidores da ação ultravioleta, dentre outros.

Os geossintéticos podem exercer, simultaneamente, uma ou mais das seguintes funções: controle de processos erosivos, drenagem, filtração, reforço, separação, impermeabilização e proteção.

Apresenta-se a seguir a classificação e definição dos geossintéticos utilizados na barragem de rejeitos de Jacobina, de acordo com a *International Geosynthetic Society (IGS)*.

Geotêxteis são mantas contínuas flexíveis e permeáveis, de fibras ou filamentos, tecidos, não tecidos, tricotados ou costurados. Geotêxteis são usados para aplicações de separação, proteção, filtração, drenagem, reforço e controle de erosões.

Geomembranas são mantas contínuas e flexíveis constituídas de um ou mais materiais sintéticos. Elas possuem baixíssima permeabilidade e são usadas como barreiras para fluidos, gases ou vapores. As geomembranas geralmente possuem permeabilidade da ordem de  $10^{-12}$  cm/s.

Na NBR ISO 10.318 (ABNT, 2013) as geomembranas foram definidas como barreiras geossintéticas poliméricas (GBR-P).

Os polímeros são compostos por átomos de carbono ligados ou não a grupos funcionais, onde suas estruturas poliméricas podem ser lineares, ramificadas ou em rede.

As estruturas em rede podem ser formadas por ligações cruzadas entre cadeias lineares, do tipo covalente, ou através do emprego de polímeros multifuncionais.

Devido às ligações cruzadas os polímeros apresentam elevada estabilidade dimensional, não sendo possível moldá-los, já que perdem a capacidade de fusão, sendo denominados neste caso termofixos ou termorrígidos. A fabricação de produtos a partir destes materiais é realizada através da indução de reações químicas que geram as ligações cruzadas ou através da inibição temporária destas ligações, permitindo assim a fusão do material. Segundo BUENO (2004), após a moldagem, ao resfriar-se o produto torna-se rígido, não podendo ser fundido novamente sob pena de perder suas propriedades iniciais.

Os materiais termorrígidos são insolúveis devido ao alto peso molecular originado das ligações cruzadas e se expandem somente através de alguns solventes que penetram na estrutura molecular.

Os polímeros de estruturas lineares ou ramificadas, sem ligações cruzadas, fundem-se e enrijecem irreversivelmente, com modificações físicas somente. Estes materiais são solúveis em alguns solventes e são denominados termoplásticos.

Quanto à morfologia, os polímeros podem apresentar-se no estado amorfo, com completa ausência de ordem entre as moléculas, ou no estado semicristalino, já que nunca atingem 100% de cristalinidade, com suas moléculas orientadas de forma semelhante à estrutura de um cristal. A cristalinidade confere ao material maior rigidez, densidade, estabilidade dimensional, resistência química, temperatura de fusão e de transição vítrea e resistência à abrasão.

Na TAB. 2.1 apresentam-se os principais polímeros utilizados na fabricação das geomembranas e dos geotêxteis e suas características principais.

As propriedades dos polímeros dependem, dentre outras características, do peso molecular, morfologia, cristalinidade e temperatura de transição vítrea. Quanto maior o peso molecular e a atração eletroquímica entre suas moléculas maior a resistência mecânica do produto, porém pesos moleculares muito elevados dificultam o processo de fabricação dos geossintéticos. O aumento do peso molecular confere temperaturas de transição vítrea maiores, temperatura esta com mudança de comportamento do estado sólido para o estado de mobilidade, onde o material apresenta-se mais deformável.

Quanto maior a cristalinidade do polímero, maior a sua resistência química, devido ao maior empacotamento das cadeias poliméricas. E quanto maior o grau de ligações cruzadas menor a sua susceptibilidade à ação de solventes. Polímeros com

cadeias fechadas em anel ou escada apresentam maior resistência à degradação térmica do que os polímeros com cadeias lineares.

TABELA 2.1 – Principais polímeros utilizados na fabricação dos geotêxteis e geomembranas (modificado BUENO, 2004).

Polímero	Sigla	Características	Aplicações
Polietileno	PE	Termoplástico bastante cristalino resultante da polimerização de monômeros de etileno. Propriedades mecânicas dependentes do comprimento das cadeias moleculares. Possui alta resistência química, devido a baixa permeabilidade quanto à gases, líquido e vapores.	– Geotêxteis – Geomembrana
Polipropileno	PP	Polímero termoplástico semicristalino com maior leveza.	– Geotêxteis – Geomembrana
Polivinil clorado	PVC	Polímero resultante da polimerização de vinil clorado e aditivos. Apresentam alta resistência a químicos inorgânicos, mas são susceptíveis à solventes e óleos orgânicos.	– Geomembrana
Poliéster	PET	Polímero resultante da polimerização de etilenoglicol e dimetiltereftalato ou ácido tereftálico. Sob condições de acidez ou de alta alcalinidade, os trechos de cadeia em éster podem sofrer hidrólise.	– Geotêxteis
Poliamida	PA	A umidade pode reduzir sua estabilidade e rigidez.	– Geotêxteis

### 2.3.3 Geomembranas aplicadas em sistema de impermeabilização

Segundo BUENO *et al.* (2004), barreiras impermeabilizantes, também denominadas de *liners*, são utilizadas na engenharia para retenção de migração de umidade e vapores, na contenção de rejeitos e na reservação de efluentes. Com a descoberta dos geossintéticos, as barreiras impermeáveis, que tradicionalmente eram compostas por solo compactado, concreto, asfalto e mantas impregnadas com diferentes substâncias, tiveram a introdução de novos materiais, as geomembranas e os geocompostos argilosos para barreiras - *geosynthetic clay liners* (GCL).

A utilização de revestimentos poliméricos data de 1940 com o aumento significativo da produção de fibras sintéticas, borrachas e plásticos nos Estados Unidos, e em 1950 com a disponibilidade de polímeros sintéticos após a Segunda Guerra Mundial (CAZZUFFI *et al.*, 2010). As necessidades das indústrias aeronáuticas e automobilísticas acarretaram o progresso tecnológico na aplicação de plásticos na engenharia (PALMEIRA, 1992).

Inicialmente foram utilizadas geomembranas como barreiras em estruturas hidráulicas (SCUERO & VASCHETTI, 2009 *apud* CAZZUFFI *et al.*, 2010). Entre 1940 e 1950, o *US Bureau of Reclamation* (USBR) realizou ensaios de campo em vários tipos de revestimentos para canais. As primeiras publicações do USBR sobre geomembranas datam de 1957: "Asphalt membrane canal linings" e "Plastic films as canal lining materials". Eram as primeiras publicações sobre os materiais chamados hoje "geomembranas".

Os materiais poliméricos utilizados inicialmente foram o polietileno de baixa densidade (PEBD) com espessura máxima de 0,5 mm, policloreto de vinila (PVC) com espessura máxima de 0,75 mm, e borracha butílica com espessura entre 0,5 e 2,5 mm. Em 1957, foram utilizadas 32.000 m<sup>2</sup> de borracha butílica com 2,25 mm de espessura no revestimento do reservatório Daisetta, no Texas (EUA), com 3,7 m de profundidade. O reservatório de Olinda, no Havaí (EUA), uma estrutura esta com 16 m de altura, foi revestido com concreto e borracha butílica, com 1,5 mm de espessura, em 1963 (CAZZUFFI *et al.*, 2010).

CAZZUFFI *et al.* (2010) citam ainda o reservatório para irrigação Kualapuu com 17 m de profundidade, construído em 1969 em Molokai (EUA), onde foram implantadas 420.000 m<sup>2</sup> de borracha butílica com 0,8 mm de espessura, sem proteção. O reservatório que durante muito tempo foi considerado a maior reserva do mundo com revestimento polimérico, apresenta-se hoje com vazamentos, devido à degradação da porção exposta do material de revestimento às intempéries, reforçando assim, a necessidade de avaliação adequada durante a elaboração do projeto para um desempenho satisfatório das geomembranas submetidas às ações externas durante sua vida útil. Ao contrário de Kualapuu, o reservatório Pont-de-Claix, implantado em 1974, em revestimento duplo, com geomembrana betuminosa, geotêxtil não-tecido agulhado, camada de agregado e geomembrana de borracha butílica com 1,5 mm de espessura, exposta, encontra-se hoje em perfeitas condições de operação, comprovando a importância de um projeto cuidadoso.

Em 1972, a geomembrana de polietileno de alta densidade (PEAD) foi utilizada em um reservatório na Alemanha. Devido à sua excelente durabilidade e resistência química, este tipo de geomembrana é a mais utilizada nos dias de hoje em aterros sanitários em todo o mundo. Geomembranas de PEAD também são amplamente utilizadas em reservatórios para líquidos industriais. Como resultado, estes materiais

vêm sendo amplamente utilizados em estruturas hidráulicas e barragens. No entanto, a utilização de geomembranas de PEAD em barragens tem sido limitada devido à sua rigidez, o que restringe sua capacidade de se adaptar a grandes deformações quando solicitada por cargas elevadas, como no caso de barragens.

Nos anos de 1960 e 1970, os forros de PVC foram extensivamente utilizados em reservatórios de muitos países, porém com aplicações inadequadas, o que limitou a vida útil de algumas obras restringindo posteriormente a utilização dos mesmos. Segundo CAZZUFFI *et al.* (2010), as lições aprendidas e as falhas ocorridas em reservatórios propiciaram o sucesso na aplicação destes produtos em barragens.

A utilização de geossintéticos em barreiras impermeáveis apresenta como vantagens o controle de qualidade, a facilidade de instalação, condutividade hidráulica extremamente baixa, solos argilosos apresentam condutividade hidráulica entre  $10^{-6}$  a  $10^{-7}$  cm/s (DANIEL, 1993 *apud* REBELO, 2003), e as boas características de resistência química e mecânica. Em contra partida, a utilização de solos compactados apresentam algumas desvantagens como ressecamento, pouca tolerância a recalques e expansão por ciclos de secagem/umedecimento e dificuldade de compactação sobre materiais fofos e/ou moles (BUENO *et al.*, 2004).

Devido a responsabilidade social e econômica das obras de proteção ambiental para disposição de resíduos, assim como no caso da barragem de Jacobina, é imprescindível o conhecimento das propriedades e características destes materiais e a verificação do desempenho dos mesmos, tendo em vista as desvantagens anteriormente citadas referentes à utilização de solos compactados.

De acordo com BOUAZZA *et al.* (2002), as barreiras impermeabilizantes podem ser constituídas por um único material ou pela combinação em diferentes arranjos e configurações, chamadas neste caso de barreiras compostas, com permeabilidade da ordem de  $10^{-7}$  m/s. Podem ainda ser duplas, quando apresentam uma camada dupla com sistema de detecção de vazamentos composto por material drenante, e geralmente são utilizadas para contenção de resíduos perigosos. REBELO (2003), afirma que a adoção dos diferentes arranjos depende da função da barreira, meio físico, propriedades químicas do percolado, vida útil do projeto, taxa de infiltração e restrições físicas.

Na FIG. 2.4 são apresentadas algumas alternativas de barreiras impermeáveis.

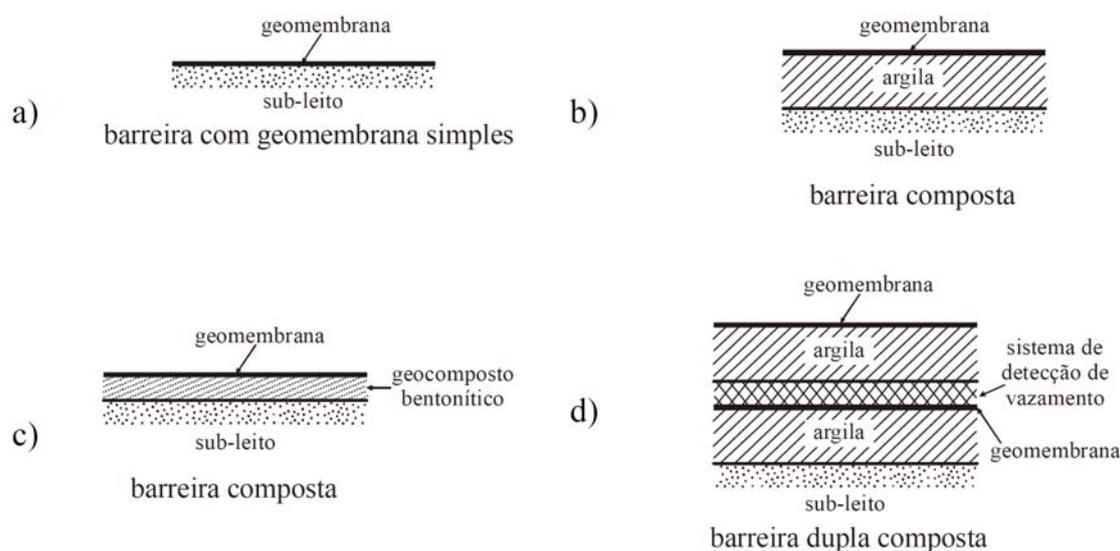


FIGURA 2.4 – Arranjos de barreiras impermeáveis (VILAR, 2003).

Apesar das geomembranas serem consideradas impermeáveis, a adoção de barreiras simples comumente é descartada, devido a possíveis defeitos de fabricação, instalação e operação do sistema. AUGUST *et al.* *apud* GARTUNG (1996) afirmam que barreiras compostas são mais eficientes contra a migração de componentes contaminantes. Conforme BOUAZZA *et al.* (2002), barreiras compostas são mais comumente utilizadas na impermeabilização de aterros.

Apesar da baixa permeabilidade das geomembranas é de suma importância a verificação da migração de contaminantes através de ensaios de difusão, sob condições críticas de campo. Resultados experimentais de difusão de contaminantes, chorume de aterro sanitário, em geomembranas de PEAD e GCL são apresentados por MENDES *et al.* (2013) e TOUZE-FOLTZ *et al.* (2012).

Geomembranas de PEAD cobertas apresentam vida útil estimada entre 200 e 300 anos, segundo diferentes autores e condições de projeto. Quando expostas, a vida útil estimada diminui para 50 anos. Mas, caso se trate de um solo constantemente úmido, o material pode resistir entre 120 e 150 anos (SABBATINI, 2003; TARNOWSKI *et al.*, 2006 *apud* MENDES, 2011). Segundo a autora, a vida útil de uma geomembrana de PVC plastificada é de cerca de 50 anos, idêntica à das geomembranas sintéticas, à exceção da geomembrana de PEAD, cuja vida útil é superior.

CAZZUFFI *et al.* (2010) descrevem várias barragens impermeabilizadas com geomembrana. Segundo os autores, a primeira aplicação de geomembrana em barragens, 3.900 m<sup>2</sup>, ocorreu na Itália, em 1959, na barragem Contrada Sabetta. A barragem de enrocamento com face de montante impermeabilizada com duas lâminas de geomembrana de poli-isobutileno (PIB) de 2 mm de espessura, protegida por uma laje de concreto poroso com 20 cm de espessura, possui 32,5 m de altura e 155,0 m de comprimento. Segundo COLMANETTI (2006), a única intervenção realizada na barragem ocorreu em 1997 devido a infiltrações. O *liner* da porção superior da face foi substituído por outra geomembrana betuminosa e amostras da antiga geomembrana foram retiradas e submetidas a diversos ensaios de laboratório. Os resultados de ensaio indicaram que a geomembrana apresentava ainda um bom desempenho, do ponto de vista de propriedades físicas e mecânicas. Desta forma, é possível que as infiltrações tenham sido causadas por danos físicos pontuais, não representativos na escala de amostragem dos ensaios.

Em 1960, na Eslováquia, a barragem de enrocamento Dobsina foi impermeabilizada com geomembrana de PVC com 0,9 mm de espessura. A barragem com 10,0 m de altura e 204,0 m de comprimento, teve sua face de montante, 850 m<sup>2</sup>, impermeabilizada com geomembrana, e esta foi então coberta com papel e lajes de concreto pré-fabricadas.

A primeira aplicação de geomembrana na América do Norte ocorreu em 1960 no Canadá, na barragem de Missão, agora chamada Terzaghi. Na barragem de enrocamento com 55,0 m de altura, foi utilizada geomembrana de PVC com 0,75 mm, coberta por camada de solo argiloso com 1,5 m de espessura. O projetista da barragem foi Karl Terzaghi.

Em 1967, foi construída a barragem Miel na França. A barragem com 15,0 m de altura e 130,0 m de comprimento, teve seu talude de montante, 2.700 m<sup>2</sup>, impermeabilizado com geomembrana de borracha butílica, com 1,0 mm de espessura. A geomembrana foi coberta com 0,20 m de areia e cascalho e 0,70 m de *rip-rap*.

Além destas, os autores, citam ainda a barragem Odiel, em enrocamento, construída em 1970 na Espanha, onde a geomembrana em polietileno clorado (PEC) foi instalada no interior do maciço; e a barragem Obecnice, primeira barragem a ser reparada com geomembrana de PVC com 0,9 mm de espessura, em 1971 na República Tcheca. A primeira geomembrana exposta na face de uma barragem possuía 4 mm de

espessura. A geomembrana betuminosa foi instalada em 1973, na barragem Banegon, na França. Esta barragem foi também a pioneira na utilização de geomembrana betuminosa. A primeira geomembrana de PVC exposta foi implantada em 1974 na recuperação da barragem de gravidade Miller, na Itália. A primeira instalação subaquática de uma geomembrana ocorreu em 1997 na barragem em arco chamada Lost Creek, nos Estados Unidos.

Além destas pode-se citar, Wenholthausen na Alemanha (1971), Neris na França (1972), Bitburg na Alemanha (1972), Landstein na República Tcheca (1973), Banegon na França (1973), Herbes Blanches na França (1975), Twrdosin na Eslováquia (1977), L'Ospedale na França (1978), Avoriaz na França (1979), Gorghiglio na Itália (1979), Mas d'Armand na França (1981), Kyiche e Trnavka na República Tcheca (1983), Codole, La Lande e Rouffiac na França (1983) (CAZZUFFI *et al.*, 2010).

Segundo os mesmos autores, em 1978 a geomembrana de PVC da barragem Bitburg tornou-se quebradiça e sofreu punção tendo sido substituída por uma geomembrana de PEAD. A geomembrana betuminosa de Banegon foi perfurada por pedregulhos e substituída em parte pelo mesmo material instalado sobre geotêxtil não tecido agulhado. Em Herbes Blanches, logo após a sua construção a geomembrana rasgou e foi deslocada por um ciclone; em 2003, a geomembrana butílica com 1,0 mm foi substituída por geomembrana de PVC com 2,0 mm de espessura revestida com geotêxtil não tecido perfurado agulhado. Em 1981, a geomembrana betuminosa de Avoriaz, com 4 mm de espessura, foi substituída por geomembrana de PEAD com espessura de 2,0 e 2,5 mm, devido ao colapso ocorrido com o solo de suporte.

Como lição, os autores citam, a forte influência regional na escolha das geomembranas, falhas ocorridas devido às costuras inadequadas, punção por pedregulhos, colapso localizado do solo de suporte, envelhecimento da geomembrana e danos causados pelo vento, no caso de geomembrana exposta. No caso da barragem Bitburg, o autor ressalta o rápido envelhecimento da geomembrana de PVC utilizada (1972-1977); o PVC é um material rígido que deve ser flexível no caso de geomembrana; dependendo do método e dos produtos utilizados para "plastificar" o material, a durabilidade da geomembrana pode variar de alguns anos a mais de 50 anos. Por isso, é de extrema importância selecionar corretamente uma geomembrana de PVC.

Na maioria dos casos citados anteriormente, a geomembrana foi coberta para proteção contra ações externas, vento, ondas, gelo, vandalismo, variações de

temperatura, raios ultravioleta, etc., e ainda hoje, a maioria das geomembranas instaladas em barragens são protegidas.

Segundo CAZZUFFI *et al.* (2010), alguns tipos de geomembrana estão sendo utilizadas com menor frequência mesmo possuindo boas propriedades mecânicas e de durabilidade, como as geomembranas poli-isobutileno e butílicas, devido às dificuldades na costura.

De acordo com os autores, na década de 1970, a utilização de geomembranas foi estendida para a reabilitação de barragens de concreto. Entre os anos 1970 e 1980, um total de oito grandes barragens foram reabilitadas com geomembranas de PVC. Os primeiros projetos foram realizados em barragens situadas em alta elevação nos Alpes italianos, onde os revestimentos tradicionais (concreto e concreto projetado) eram suscetíveis de envelhecimento rápido causado por frequentes ciclos de congelamento e descongelamento, baixas temperaturas e ação do gelo. Os autores ressaltaram ainda que a reabilitação das barragens de concreto tornou-se necessária a partir de 15 a 60 anos, com valores típicos em torno de 50 anos, valor este inferior a durabilidade de geomembranas bem selecionadas submetidas às mesmas condições.

De acordo com os dados da ICOLD (2010), 265 barragens são impermeabilizadas com geomembranas, onde 183 são barragens de terra e enrocamento, 47 de concreto, 34 de concreto compactado a rolo e uma é desconhecida. Do total, 118 (45%) estão na Europa, 48 (18%) estão nos Estados Unidos, 47 (18%) estão na China e o restante, 52 (19%) nos outros países e localidades. A maior parte das barragens utiliza geomembrana polimérica e grande parte foi instalada a seco.

A utilização de geossintéticos no Brasil teve aumento significativo no final da década de 70 e início da década de 80, em obras de drenagem, filtração e no reforço de solos. Apesar do crescimento apontado, o Brasil possui menos de 1% do consumo mundial de geossintéticos, valor insignificante quando confrontado ao consumo dos países do primeiro mundo e mesmo com outros países com economia significativamente menores (PALMEIRA, 1993).

A mineração é a espinha dorsal de muitas economias em todo o mundo, incluindo os países desenvolvidos, tais como a Austrália. Em muitos países em desenvolvimento, a mineração representa 50% das receitas de exportação, como por exemplo, Papua Nova Guiné, onde este valor é de 66% (FOURIE *et al.*, 2010). Devido ao ciclo de vida da mineração, exploração, construção, operação e fechamento, e aos

altos volumes de recursos despendidos, a utilização de geossintéticos no setor está crescendo rapidamente e existe grande potencial de aumento. Segundo SMITH (2008), é provável um aumento de aproximadamente 50% na utilização de geossintéticos na mineração na próxima década, onde provavelmente a demanda por estes materiais na área terá um crescimento mais rápido em locais como o Brasil, Sudeste Asiático, Austrália Ocidental, e na África.

Geomembranas têm sido utilizadas de forma expressiva na mineração desde 1970, em revestimentos de lagoas de evaporação, pilhas de lixiviação e para contenção de rejeitos. A demanda maior por geomembrana foi e ainda é na construção de tanques de evaporação, que teve início em 1970, e em pilhas de lixiviação, desde final dos anos 70 (BREITENBACH *et al.*, 2006).

Segundo os autores, os primeiros usos de geomembrana em grande escala na mineração foram nas lagoas de Tenneco Minerals em Utah nos EUA, e *Sociedade Química y Minera de Chile S.A.* (SQM) no Chile. Em Tenneco foram instalados 230 ha em 1970, e em SQM aproximadamente o mesmo valor e no mesmo período. Anterior a isso, as aplicações de geomembrana eram realizadas em lagoas químicas. Os projetos iniciais de pilhas de lixiviação foram de disposição de cobre em contenção natural. No final dos anos 70, a contenção natural não era mais viável, o ouro e a prata obtidos por lixiviação com cianeto em Montana e Nevada nos Estados Unidos exigiram na maior parte das primeiras operações (entre 1974 e 1983) revestimentos com solos de baixa permeabilidade. Em 1983, a utilização de revestimentos com geomembrana tornou-se mais comum. Nenhum dos modernos projetos de lixiviação, em grande escala, utilizaram somente solos em *liner* (BREITENBACH *et al.*, 2006).

BREITENBACH *et al.* (2006) citam ainda o início da lixiviação de cobre, no Chile em 1980, projeto Lo Aquirre. Até 1990 o Chile apresentava 10 grandes operações de lixiviação do produto; agora há dezenas, onde a maioria utiliza geomembrana. Em 1985 foram utilizadas geomembranas de PVC, devido às propriedades do solo de fundação.

Um dos primeiros projetos de mineração de ouro em grande escala, o projeto de Summitville no Colorado, hoje classificado como *site superfund* (classificação dada pelo governo dos Estados Unidos para os depósitos de resíduos perigosos abandonados que requerem limpeza), foi concebido em 1984 com

revestimento em geomembrana de PVC, mas durante sua construção em 1985 teve seu revestimento alterado para PEAD.

Conforme BREITENBACH *et al.* (2006), geomembrana de PEBD foi a primeira a ser aplicada em pequenas obras em meados de 1980 e em contenções maiores de rejeitos, barragem de ouro Ridgeway, nos Estados Unidos, em 1986. A primeira grande barragem de terra com núcleo de geomembrana foi TS Ranch, Nevada, em 1989, onde foi aplicada geomembrana de PEBD. Outra aplicação na mineração em grande escala ocorreu na lagoa solar de uma unidade de mineração de potássio na Argentina, onde foram instalados 12 ha do produto em 1992; mas a elevada exposição à radiação ultravioleta deteriorou a geomembrana, ocasionando o abandono da estrutura em aproximadamente um ano. No início de 1990, geomembranas de PEBD apresentaram uma demanda muito maior em reservatórios de lixiviação, devido às suas propriedades de resistência e alongamento. Em 1994, sua utilização foi interrompida e após cerca de 2 anos apresentou preferência devido às suas características em relação ao PEAD.

O primeiro projeto de lixiviação de ouro com geomembrana composta foi Zortman-Landusky, em Montana, construído em 1979 e alteado várias vezes durante os 12 anos seguintes, com 150 m de minério sobre o material. Atualmente, o maior empilhamento de lixiviação do mundo com barreira composta é o complexo de ouro Newmont's Yanacocha no Peru. A maior parte do revestimento é feito com barreira composta, acima do nível máximo do reservatório e geomembrana dupla abaixo desse nível.

Revestimentos simples com geomembrana ainda são os mais utilizados na lixiviação de cobre; sendo que as barreiras compostas são mais utilizadas na lixiviação de ouro e prata. As lixiviações de cobre geralmente não apresentam revestimento, embora estejam convertendo para a adoção de geomembranas. As espessuras mais utilizadas nos revestimentos atuais da mineração são: geomembranas de PEAD e PELBD com 1,5 a 2,0 mm e de PVC com 0,75 a 1,0 mm (BREITENBACH *et al.*, 2006).

Segundo SMITH (2008), por anos Nevada e Chile possuíram a maioria dos projetos modernos de lixiviação. Atualmente, esta tecnologia está sendo aplicada em toda a América, Austrália, Canadá, Mongólia, Filipinas, Indonésia, Birmânia, Turquia, África Ocidental, Rússia e os antigos países da CEI. Na TAB. 2.2 são apresentados

alguns dos projetos de planejamento mais avançados. O número total de projetos pendentes provavelmente ultrapassa 250 (SMITH, 2008).

Segundo FOURIE *et al.* (2010), a utilização de geossintéticos na mineração é pequena quando comparada com outros setores, como aterros sanitários urbanos e de resíduos perigosos. Isto se deve a falta de leis específicas em relação ao armazenamento de resíduos minerários e ao aperfeiçoamento de critérios e ensaios de desempenho. Sem a confiança requerida, é compreensível a resistência dos projetistas na especificação dos produtos poliméricos, uma vez que os materiais em sua grande maioria estarão sujeitos à exposição química e elevadas cargas.

TABELA 2.2 – Projetos de lixiviação em planejamento avançado (modificado SMITH, 2008).

<b>Região</b>	<b>Mineral ou Metal</b>	<b>Número de Projetos</b>
África	Ag, Au	~15
Austrália	Ag, Cu, Ni/Co, U	15+
Canadá	Ag, Au, Cu	10+
México e América Central	Au, Ni / Co	~15
China	Ag, Au, Cu, Zn	>50?
Europa / Oriente Médio	Au, Cu, Ni / Co, U	~20
Rússia e Uzbequistão	Cu, Au, U	~10
América do Sul	Au, Ag, Cu, Ni / Co, U, NO <sub>3</sub> , Zn	40
Ásia	Au, Cu, Ni / Co	~10
USA	Ag, Au, Cu	15+

ARAÚJO *et al.* (2010), mostraram por meio de ensaios do tipo razão entre gradientes (GR) realizados entre rejeitos e geotêxteis submetidos a diferentes níveis de tensão, que o desempenho a longo prazo dos produtos têxteis deve ser verificado segundo condições de campo, uma vez que o comportamento das barragens depende da eficiência dos sistemas de filtro e drenagem.

PALMEIRA *et al.* (2010), apresentam resultados de ensaios de filtração de GR entre rejeitos e geotêxteis sob tensões de até 2.000 kPa e diferentes gradientes hidráulicos. Foram apresentados também resultados de amostras de geotêxtil exumadas do sistema de drenagem interna de uma barragem de rejeito. De acordo com os resultados obtidos as tensões e os gradientes hidráulicos utilizados nos ensaios influenciam o comportamento do sistema. De acordo com as análises microscópicas realizadas nos espécimes ensaiados, os ensaios de campo apresentam maior

impregnação por partículas de rejeito do que os ensaios de laboratório. O desempenho dos geotêxteis ensaiados no laboratório foi satisfatório. No entanto, no campo pode ocorrer a colmatação do filtro, o que não é simulado adequadamente nos ensaios padrão atuais.

FOURIE *et al.* (2010), recomendam o desenvolvimento de estratégias para difusão do conhecimento, do potencial de aplicação e os diferenciais apresentados pelos materiais geossintéticos dentro do setor minerário. Enormes volumes de resíduos são produzidos anualmente; segundo os autores 230.000 t/dia de rejeitos de cobre são produzidos na mina de Escondida no Chile, e a utilização de geossintéticos na mineração, em maior parte, esta associada a produção ao invés de estar ligada ao armazenamento, o que não é de se surpreender, visto que a proteção ambiental é um custo e não gera nenhuma fonte de renda, ingênuo pensar em custos com armazenamento de resíduos sem que haja cobrança por parte do governo.

As cobranças dos órgãos reguladores, das organizações não governamentais e da comunidade, e o geral movimento das indústrias para melhor gestão ambiental reforçou consideravelmente os sistemas de confinamento, acarretando o aumento do nível de contenção utilizado no processamento do minério e na eliminação de resíduos das minas (SMITH, 2008). Antes de 1985, raramente utilizava-se geomembranas para confinamento dos rejeitos. Os Estados Unidos e o Canadá apresentam aumento considerável no uso de mantas nos reservatórios, que são parcialmente ou totalmente revestidos, em especial para rejeitos de ouro-cianeto e urânio. No entanto, outros países continuam a dispor rejeitos sem revestimento. Apesar disso, conforme o autor, parece haver uma mudança na gestão dos resíduos de mineração.

## **2.4 Resistência ao Cisalhamento de Interface**

Segundo REBELO & VILAR (2005) e VIDAL (2007), o projeto de sistemas impermeabilizantes em taludes de aterros e lagoas exige atenção em relação à estabilidade da estrutura, devido às tensões de cisalhamento induzidas durante o lançamento de resíduos no sistema de impermeabilização, as quais são transmitidas por meio de atrito ao longo de seus componentes. Dependendo das características de atrito entre os materiais, pode ocorrer o deslizamento de uma camada em relação à outra e a ocorrência de ruptura do sistema.

Como exemplo cita-se a ruptura do aterro Kettleman Hills, que foi responsável pelo aparecimento de vários estudos do comportamento de resistência de interface (FILZ *et al.*, 2001; MITCHELL *et al.*, 1990; SEED *et al.*, 1990; STARK & POEPPPEL, 1994 *apud* REBELO & VILAR, 2005).

Para determinação da resistência de interface em barreiras impermeáveis, também conhecidas como *liner*, recorre-se aos ensaios de resistência ao cisalhamento, a saber: ensaios de cisalhamento direto, de plano inclinado ou ensaio de rampa, de arrancamento, de mesa vibratória e o ensaio de *ring shear*. O ensaio de arrancamento é o menos utilizado devido à difícil interpretação dos resultados para materiais extensíveis (INGOLD, 1991). Segundo o autor, o ensaio mais utilizado para obtenção da resistência de interface solo-geomembrana é o ensaio de cisalhamento direto.

Os ensaios de cisalhamento direto (FIG. 2.5) são os mais utilizados para determinação da resistência de interface devido à facilidade de execução e possibilidade de diversas formas de configuração e fixação dos geossintéticos. O ensaio é realizado no equipamento de cisalhamento convencional, onde a meia caixa inferior pode ser substituída por um bloco rígido, com dimensões geralmente maiores do que a meia caixa superior. Devido às suas pequenas dimensões é preciso que ocorra reversão da caixa para obtenção da resistência residual, o que influencia os resultados obtidos no ensaio.

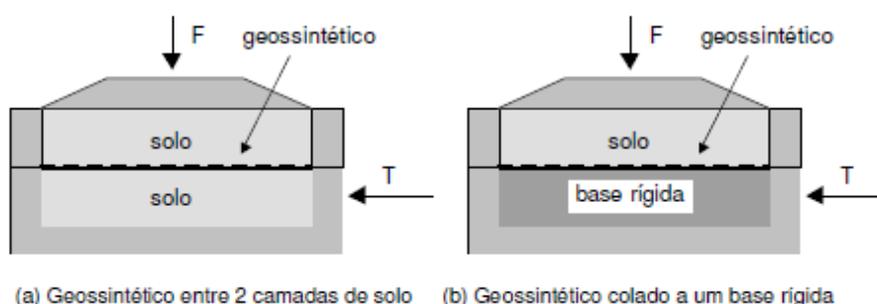


FIGURA 2.5 – Esquema ilustrativo do ensaio de cisalhamento direto (SIEIRA, 2003).

Conforme norma ASTM D 5321-97, o equipamento deve possuir dimensão mínima de 300 mm ou 15 vezes o  $D_{85}$  do solo mais grosso ensaiado ou deve apresentar dimensão superior a 5 vezes a máxima abertura do geossintético ensaiado. Segundo a norma, poderá ser utilizada caixa com dimensões inferiores caso não ocorra feitos de

escala. É recomendada a continuidade do ensaio até que os deslocamentos se tornem constantes.

Os ensaios de plano inclinado (FIG. 2.6) permitem ensaiar interfaces de geossintético x solo ou geossintético x geossintético, submetidos à no máximo 5 kPa, podendo excepcionalmente chegar a 15 kPa em condições especiais, como aplicação de cargas externas. No ensaio a interface é submetida a um esforço cisalhante com aumento da inclinação do plano de contato até o seu deslizamento.

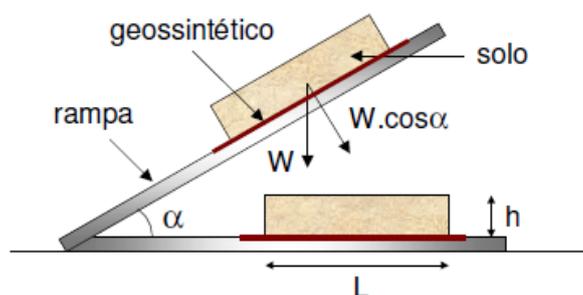


FIGURA 2.6 – Esquema ilustrativo do ensaio de plano inclinado (SIEIRA, 2003).

Os equipamentos convencionais de rampa são compostos por uma rampa plana e uma caixa rígida. Os geossintéticos são fixados na rampa e o solo ou outro material de contato é confinado na caixa. As tensões normais são baixas devido ao peso do material confinado. Segundo VIANA *et al.* (2006) *apud* VIDAL (2007), o ensaio de rampa é uma boa ferramenta para a avaliação dos parâmetros de atrito de interface em condição de baixo nível de tensões, sendo particularmente interessante para a análise da estabilidade de solos de cobertura em taludes de aterros sanitários.

Tanto no ensaio de cisalhamento direto como no ensaio de plano inclinado, a envoltória de resistência ao cisalhamento é obtida através da variação da tensão normal, segundo o critério de Mohr-Coulomb:

$$\tau = c_a + \sigma \cdot \operatorname{tg} \delta \quad (2.1)$$

Onde:

$\tau$  é a resistência ao cisalhamento de interface;

$c_a$  é a adesão de interface;

$\sigma$  é a tensão normal aplicada;

$\delta$  é o ângulo de atrito de interface.

Ensaio de plano inclinado são complementares aos ensaios de cisalhamento direto quando é necessário avaliar a resistência de interface em baixas e altas tensões normais (PALMEIRA *et al.*, 2004).

O ensaio de arrancamento (FIG. 2.7) simula bem o comportamento dos geossintéticos quando submetidos a esforços de tração, e são geralmente empregados para avaliar a resistência de interface de materiais rígidos, podendo-se citar as geogrelhas.

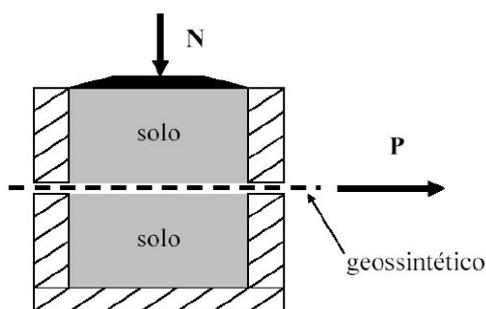


FIGURA 2.7 – Esquema ilustrativo do ensaio de arrancamento (AGUIAR, 2008).

O ensaio é realizado em equipamento de cisalhamento direto modificado com a adaptação de uma garra que impõe o movimento de arranque do material, originando forças de cisalhamento nas duas faces do geossintético, que se opõem ao movimento de arrancamento. No ensaio o geossintético é retirado da massa de solo através do esforço de tração aplicado. Durante o ensaio são medidos os valores de deslocamento do geossintético ao longo do comprimento da amostra, a tensão normal na superfície ou próxima da interface no interior do solo, além do esforço aplicado. São obtidas curvas de deslocamento *versus* força de arrancamento aplicada e o fator de interface:

$$f = \frac{\tau}{\sigma_n} \quad (2.2)$$

Onde:

$f$  é o fator de interface;

$\tau$  é o esforço cisalhante;

$\sigma_n$  é a tensão normal.

O ensaio de cisalhamento direto, quando comparado com o ensaio de arrancamento, simula com maior precisão condições onde ocorre um deslizamento

relativo de uma camada de solo sobre o geossintético em relação a uma camada abaixo dela. Os ensaios diferem entre si basicamente pela forma com que os esforços são aplicados aos geossintéticos, pelos métodos de ruptura e condições de contorno. Por isso os parâmetros obtidos podem variar muito de um ensaio para outro (FARRAG *et al.*, 1993 *apud* REBELO, 2003). Além disso, o ensaio de arrancamento não possui uma padronização.

O ensaio de cisalhamento com mesa vibratória (FIG. 2.8) é utilizado para avaliar o comportamento dinâmico de projetos com geossintéticos devido a ações estáticas, tais como sismos, vibrações e plano de fogo. No ensaio a mesa é vibrada através de um excitador eletrodinâmico, cuja aceleração induz uma força que é transmitida ao bloco. O ângulo de atrito dinâmico em interfaces é obtido através das leituras de aceleração e de deslocamentos do bloco relativo à mesa. O ensaio apresenta como vantagem a possibilidade de utilização de amostras com grandes dimensões, representativas de geossintéticos, porém é limitado a interfaces de materiais sintéticos.

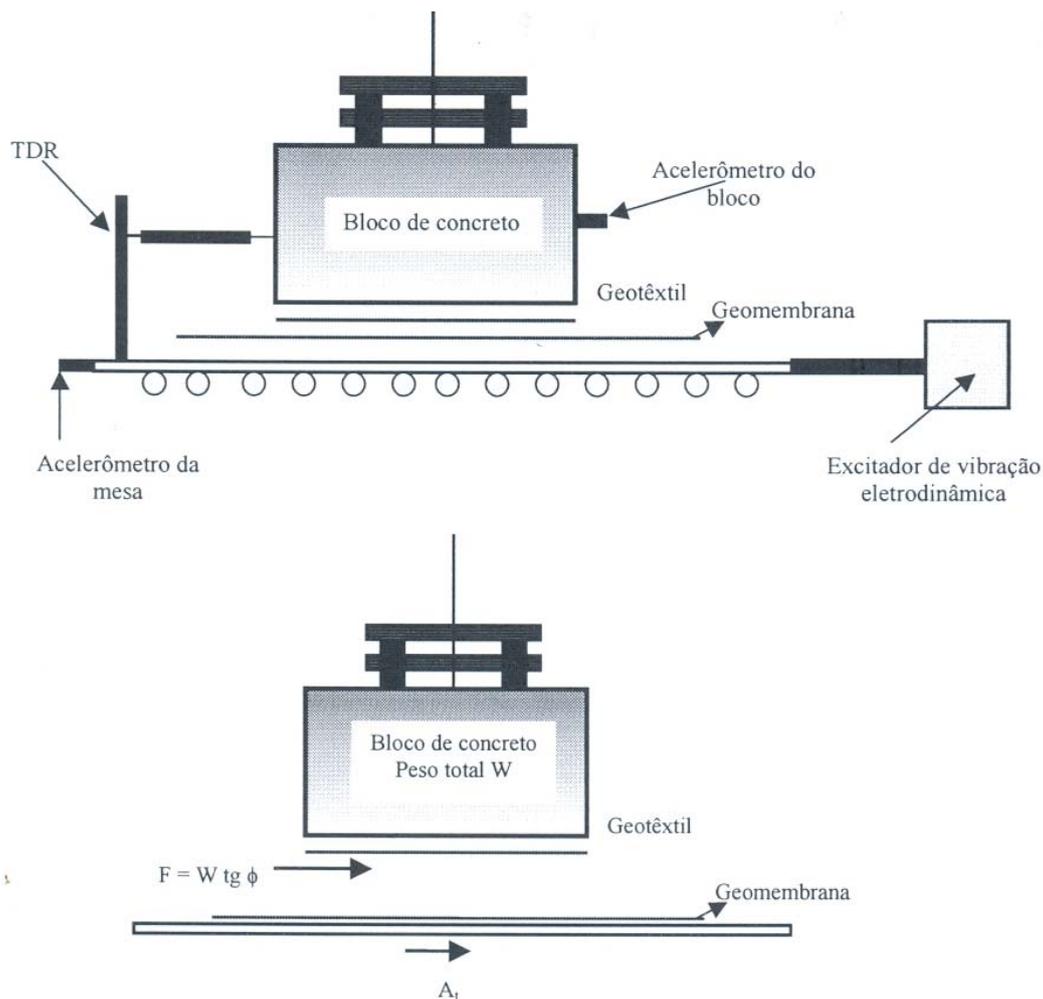


FIGURA 2.8 – Esquema ilustrativo do ensaio de mesa vibratória (REBELO, 2003).

O ensaio *ring shear* (FIG. 2.9) foi criado com o objetivo de avaliar as resistências residuais de solos argilosos, e posteriormente foi modificado para ensaiar outros materiais, tais como os geossintéticos (HEAD, 1994 *apud* REBELO, 2003). O ensaio *ring shear* apesar de pouco empregado, tem como atrativo a possibilidade de permitir a continuidade dos deslocamentos até que a condição residual seja atingida. Resistências residuais são importantes em estruturas geotécnicas, devido aos grandes deslocamentos por cisalhamento (NEGUSSEY *et al.*, 1989 *apud* REBELO, 2003). Conforme VAID *et al.* (1995) *apud* VIDAL (2007), valores mais seguros da resistência residual são obtidos no ensaio *ring shear* do que no de cisalhamento direto, porém não são aplicáveis à materiais anisotrópicos devido às pequenas dimensões dos corpos de prova.

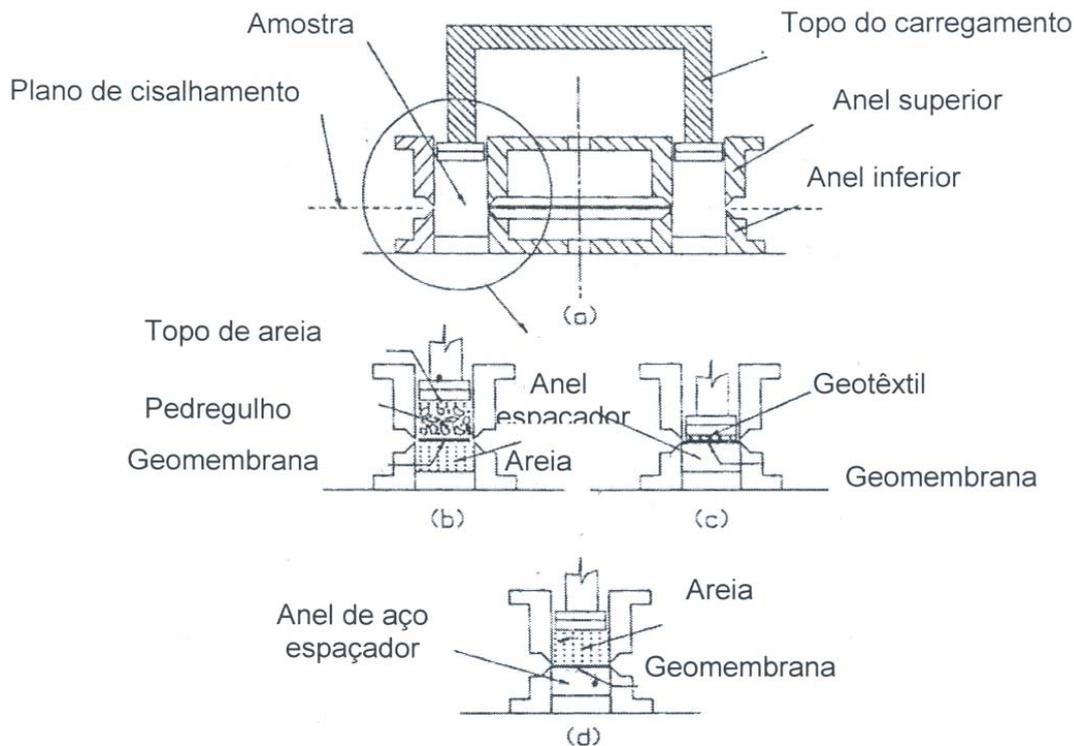


FIGURA 2.9 – Esquema ilustrativo do equipamento do ensaio *ring shear* (REBELO, 2003).

No ensaio a amostra é confinada radialmente entre os anéis concêntricos e verticalmente entre um anel superior e uma placa porosa. O anel superior aplica o esforço vertical à amostra. Durante o ensaio, o anel inferior é rotacionado através de um braço de alavanca, enquanto o anel superior é impedido de rotacionar através de um par

de anéis dinamométricos, que possibilitam a obtenção do torque. Durante o ensaio são obtidos deslocamento angular e vertical e força. O ângulo de atrito é obtido através da relação entre a resistência ao cisalhamento residual e/ou de pico e a tensão normal:

$$\delta_{p,r} = \frac{\tau_{p,r}}{\sigma} \quad (2.3)$$

Onde:

$\delta_{p,r}$  é o ângulo de atrito de interface de pico ou residual;

$\tau_{p,r}$  é a resistência ao cisalhamento de interface de pico ou residual;

$\sigma$  é a tensão normal.

Segundo VIDAL (2007), o atrito de interface entre geossintéticos e solos depende das características dos materiais, como textura da geomembrana, agulhamento do geotêxtil do geocomposto bentonítico e densidade do solo de contato. Assim, valores de atrito de interface obtidos de outros projetos não devem ser substituídos para geossintéticos e materiais específicos, pois a estabilidade de um caso pode resultar em ruptura de outro, mesmo apresentando condições semelhantes de interface. Segundo REBELO (2003), a resistência ao cisalhamento em interfaces de *liners* é condicionada por vários fatores, a saber: ciclos de cisalhamento, temperaturas, umidade das amostras, tensões normais, teor de umidade dos materiais argilosos, fenômeno de tixotropia, adensamento da argila, condições de compactação das amostras de solo, textura dos materiais sintéticos, influência dos líquidos percolados e efeito de escala.

### 3. ESTUDO DE CASO: BARRAGEM DE REJEITOS DE JACOBINA

#### 3.1 Geral

A barragem de rejeitos de Jacobina, de propriedade da JMC, está localizada no riacho Santo Antônio no município de Jacobina (BA), a cerca de 330 km da cidade de Salvador, FIG. 3.1. A mesma foi implantada a jusante da barragem B1, conforme FIG. 3.2, cujo reservatório encontrava-se em processo de exaustão.

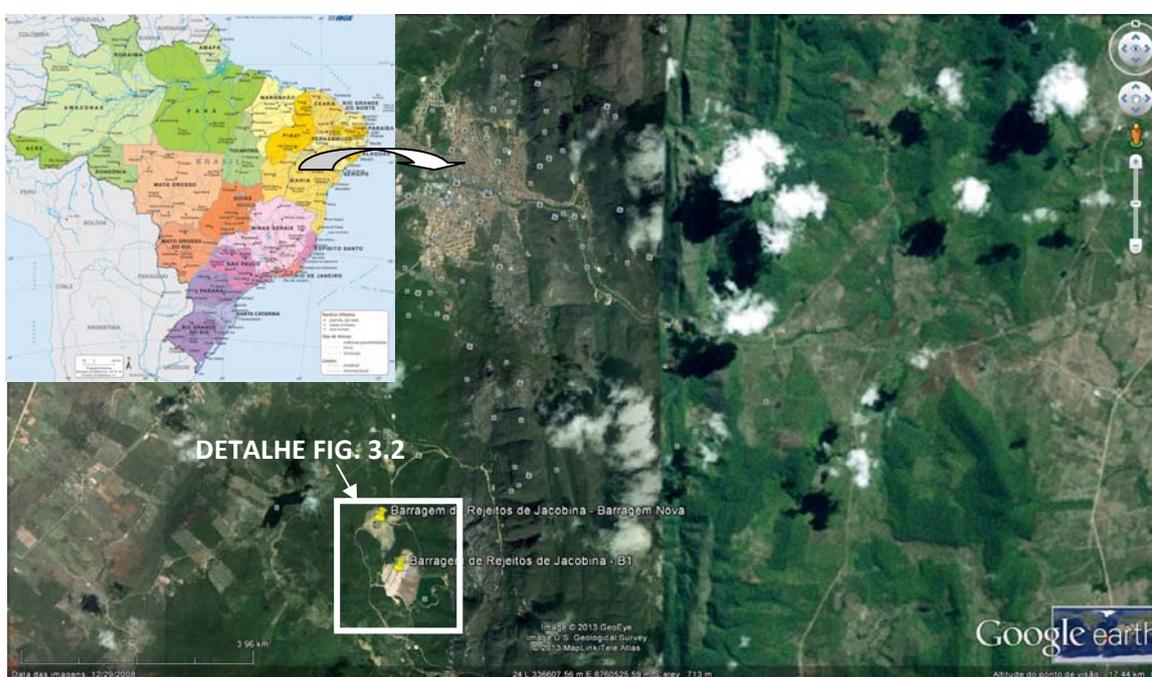


FIGURA 3.1 – Localização da barragem B1 e da barragem Nova (GOOGLE EARTH, 2008).

A barragem, com dique de partida concluído em maio de 2010, tem por finalidade armazenar os rejeitos gerados durante os próximos 20 anos de operação da mina, tendo sido previsto o processamento de aproximadamente 2,4 milhões de t/ano de minério de ouro, com alimentação média de 6.500 t/dia.

Os rejeitos oriundos do processo de beneficiamento do minério são lançados no reservatório da barragem e a água é recirculada para utilização no processo industrial. O rejeito produzido na planta industrial em forma de polpa é conduzido até a

bacia de acumulação através de ciclones, instalados junto à crista da barragem. O *underflow* é utilizado na construção do maciço de jusante e o *overflow* é lançado no reservatório, formando a praia.



FIGURA 3.2 – Vista da barragem B1 e da barragem Nova (GOOGLE EARTH, 2008).

A barragem será construída em sete etapas, com alteamentos para jusante. A capacidade final de armazenamento do reservatório será de aproximadamente 27.000.000 m<sup>3</sup>. O volume total do maciço da barragem será da ordem de 14.700.000 m<sup>3</sup>, onde 14.000.000 m<sup>3</sup> serão constituídos por *underflow*. O maciço final da barragem apresentará desnível máximo de 115,0 m. Na TAB. 3.1 são apresentadas as características gerais da barragem.

Para evitar a contaminação do solo e do lençol freático, o reservatório, a fundação e o talude de montante da barragem foram impermeabilizados com a utilização de geomembrana de PEAD com 1,5 mm de espessura. Na FIG. 3.3 é apresentada a vista geral da barragem de Jacobina na 1<sup>a</sup> etapa de construção.

TABELA 3.1 – Características gerais da barragem de Jacobina.

Dados	Etapas de Construção			
	1ª Etapa	2ª Etapa	3ª Etapa	7ª Etapa (Final)
Início de operação	Maio/2010	Novembro/2011	Fevereiro/2014	Outubro/2030
Maciço	Estéril/ <i>Underflow</i>	<i>Underflow</i>	<i>Underflow</i>	<i>Underflow</i>
Elevação da crista (m)	565,00	575,00	590,00	640,00
Altura (m)	48,0	62,0	77,0	115,0
Alteamento	-	Jusante	Jusante	Jusante
Volume maciço - acumulado (m <sup>3</sup> )	735.300	1.126.300	2.465.300	14.700.000
Sistema de drenagem interna	-	Tapete drenante horizontal	Tapete drenante horizontal	Tapete drenante horizontal



FIGURA 3.3 – Vista geral da barragem de Jacobina 1ª etapa (DAM, 2010).

### 3.2 Descrição do Projeto

Na 1ª etapa, com vida útil de aproximadamente 2 anos, foi construído um maciço em estéril e *underflow* com altura de aproximadamente 40 m, apoiado sobre o terreno de fundação, com crista na El. 565,00 m e nível de água normal na El. 561,70 m.

Para a regularização da superfície do talude para aplicação da geomembrana de PEAD foi executada uma camada de aterro com material argiloso na face externa do talude de montante e na crista do barramento. Para proteção da geomembrana de PEAD na base do aterro, foi executada uma camada de rejeito (*underflow*).

O talude de montante da barragem inicial tinha inclinação de 1V:1,8H, e foi totalmente revestido com geomembrana de PEAD. O talude de jusante foi construído com inclinação de 1V:2H e bermas de 3 m de largura a cada 10 m de desnível.

O sistema de drenagem interna do maciço é composto por tapete drenante constituído por camada de brita 3 envolvida por camadas de brita 0 e areia.

O vertedouro constituído por um canal escavado em solo com seção trapezoidal de 0,80 m de base e 0,80 m de altura com taludes 1V:1H, apresentava soleira na El. 564,20 m, com declividade longitudinal de 0,20%, e foi interligado à estrutura de concreto com seção retangular 0,80 m x 0,80 m. No final do vertedouro, foi implantada uma bacia de dissipação com 5 m de comprimento, protegida com blocos de rocha. O vertedouro foi projetado para operar caso ocorra uma cheia decamilenar. Mesmo neste caso, as vazões efluentes seriam insignificantes ( $< 0,50 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Para tanto, é mantido um volume de espera no reservatório para amortecimento de chuvas.

O sistema de drenagem de fundo, para captação de nascentes, surgências d'água existentes na área e eventuais vazamentos da geomembrana de PEAD, é constituído por blocos de rocha e camadas de transição, dispostos ao longo das linhas de drenagem. O dreno de fundo deverá coletar também infiltrações provenientes da barragem B1, cujo barramento não foi impermeabilizado.

Para evitar o carreamento de *underflow* para o riacho Santo Antônio, foi implantado um dique de contenção de sedimentos a jusante da barragem, FIG. 3.4. O mesmo será incorporado ao maciço das próximas etapas. As FIG. 3.5, 3.6 e 3.7 apresentam o arranjo geral, seção transversal do aterro da 1ª etapa de operação da barragem e o detalhe da impermeabilização do talude montante do maciço, respectivamente.



FIGURA 3.4 – Vista da área de jusante e dique de contenção.

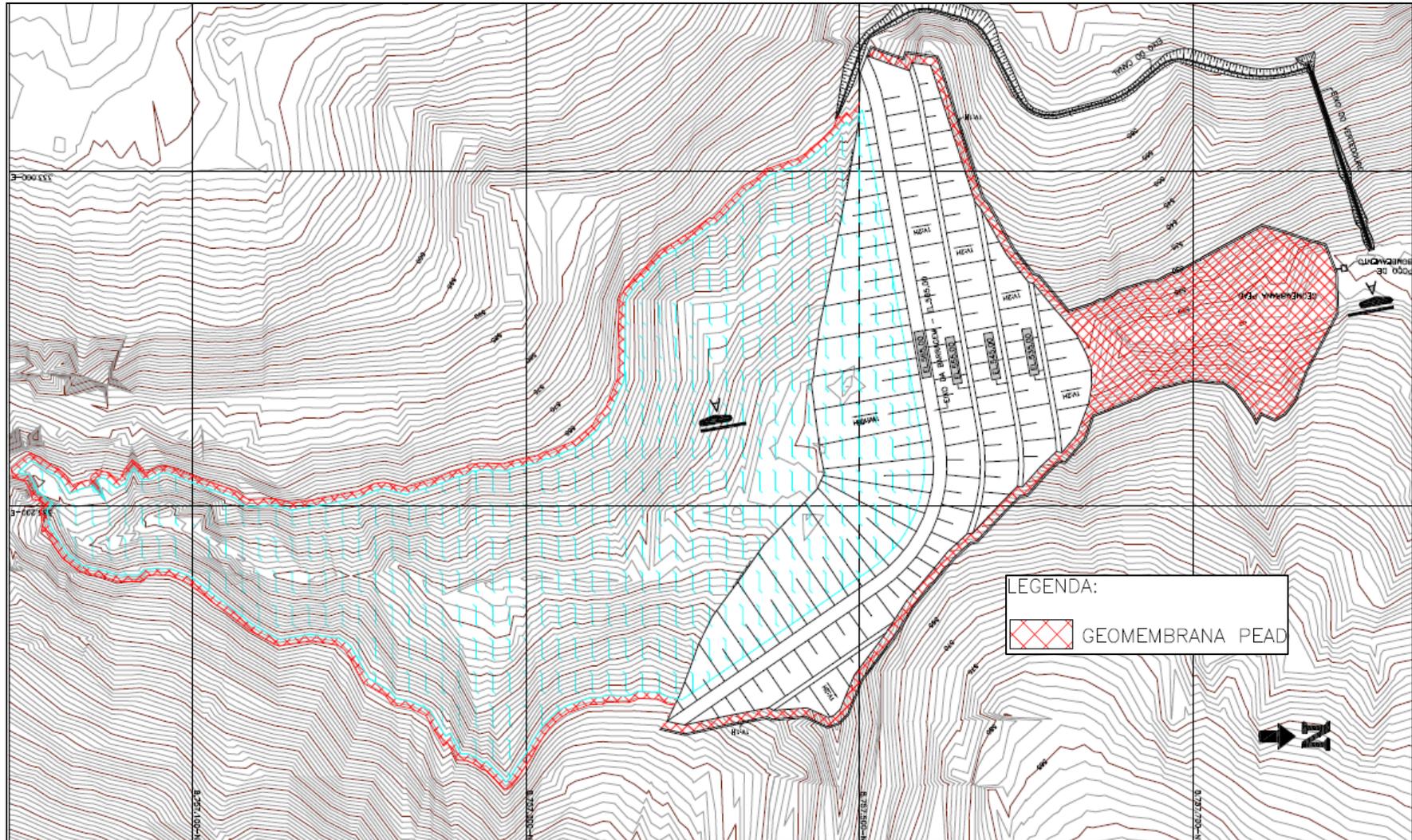


FIGURA 3.5 – Arranjo geral da barragem de Jacobina 1ª etapa (DAM, 2008).

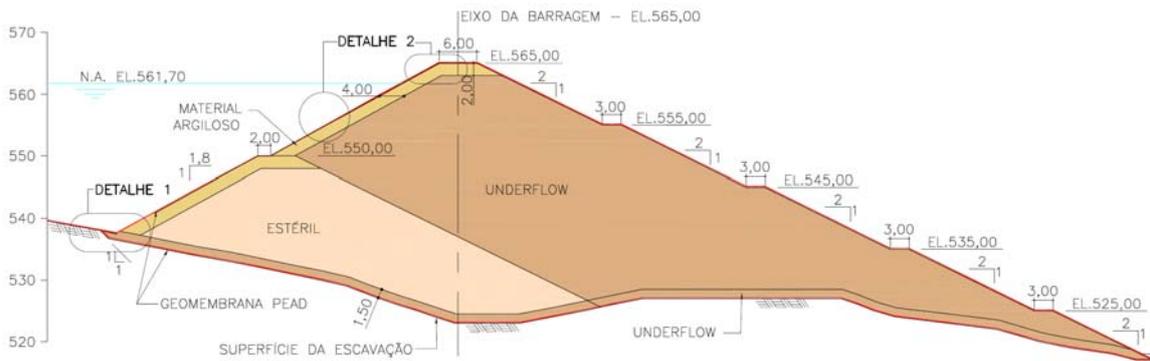


FIGURA 3.6 – Seção transversal da barragem de Jacobina 1ª etapa, Seção AA (FIG. 3.5) (DAM, 2008).

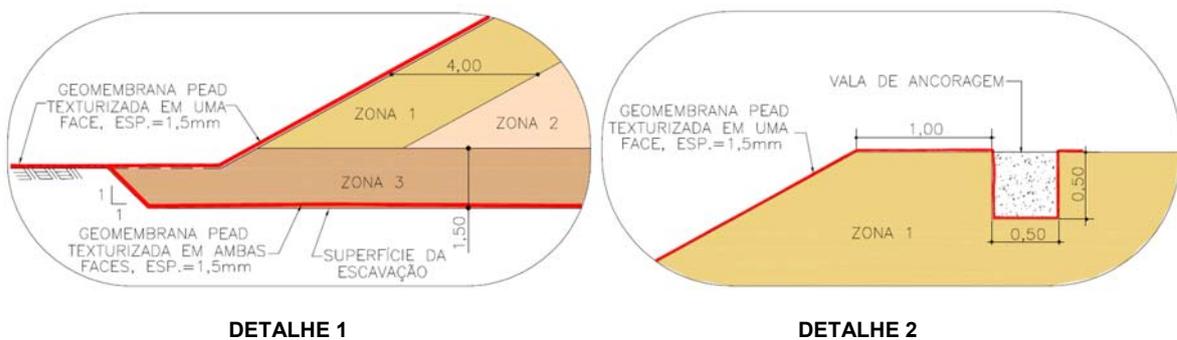


FIGURA 3.7 – Detalhes do talude de montante da barragem de Jacobina 1ª etapa (FIG. 3.6) (DAM, 2008).

As FIG. 3.8 e 3.9 apresentam a seção transversal do dreno de fundo construído no talvegue da 1ª etapa e o arranjo geral da barreira geossintética instalada na barragem, respectivamente.

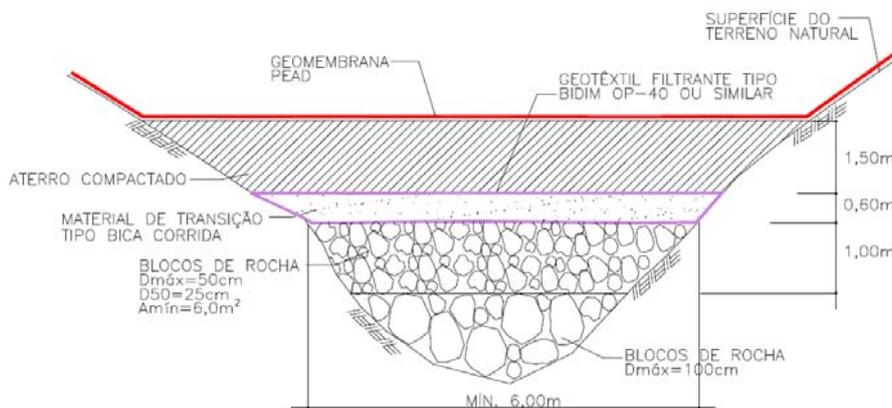


FIGURA 3.8 – Seção transversal do dreno de fundo do talvegue principal da barragem de Jacobina 1ª etapa, Seção AA (FIG. 3.9) (DAM, 2008).

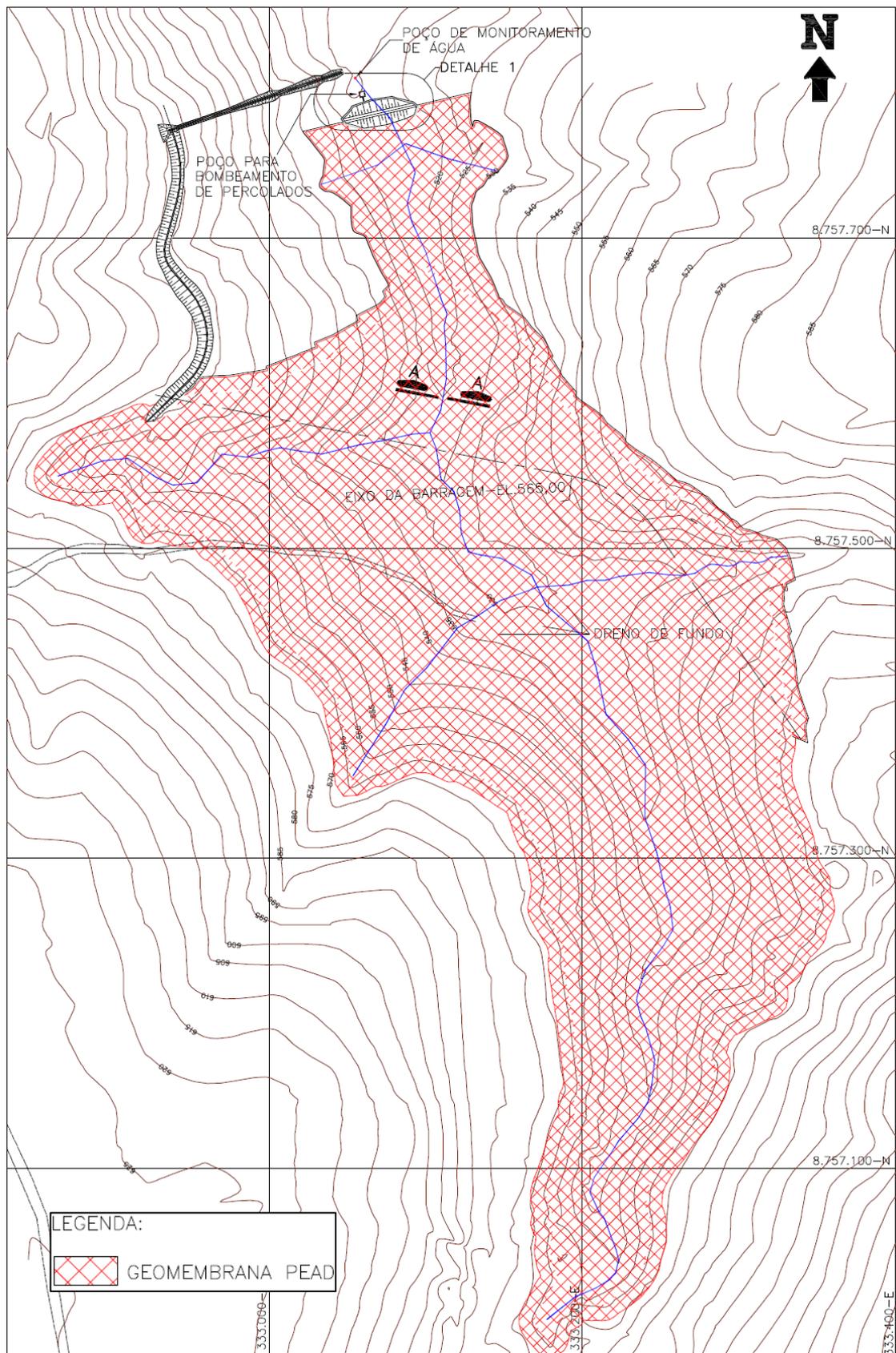


FIGURA 3.9 – Arranjo geral da barreira geossintética da barragem de Jacobina 1ª etapa de operação (DAM, 2008).

Devido a mudanças no sistema de operação da 1ª. etapa da barragem, o projeto da 2ª etapa foi alterado, executando-se apenas o volume mínimo necessário para o alteamento do maciço até a El. 575,00 m.

Entre as alterações realizadas citam-se, parte do *underflow* produzido neste período foi lançado no maciço da barragem B1, ampliando assim o prazo para execução das obras de infraestrutura relativas à 2ª etapa de alteamento; construção dos drenos de fundo; preparação da superfície e revestimento da fundação com a geomembrana de PEAD.

A 2ª etapa, alteada por jusante e concluída em dezembro de 2011, possuía crista com 8 m de largura, na El. 575,00 m, com nível de água normal na El. 571,70 m. Nesta etapa, foi utilizado basicamente *underflow* para construção do maciço. Apenas na face externa do talude de montante foi executada uma camada de aterro com material argiloso, para regularização da superfície do talude para aplicação da geomembrana.

O talude de montante da barragem, revestido com geomembrana de PEAD, apresenta inclinação de 1V:1,8H. O talude de jusante na ombreira direita com inclinação de 1V:2,5H e o talude de jusante da ombreira esquerda com inclinação 1V:1,5H, apresentam bermas de 5 m de largura com desníveis variáveis.

No pé de jusante, foi executado um dreno de pé com material britado para evitar o carreamento de *underflow* para jusante durante o período construtivo. O dique de pé foi interligado ao tapete drenante tipo “sanduíche”, constituído por brita 3, brita 0 e areia. Nas FIG. 3.10 à 3.13, são apresentados o arranjo geral e as seções transversais do aterro da 2ª etapa de operação da barragem.

Na ombreira direita, para dar saída à água infiltrada pelo talvegue secundário, no contato entre o maciço da 1ª etapa e a fundação, foi construído dreno de brita 3 envolto em camadas de brita 0 e areia, conectado ao tapete drenante projetado no vale principal.

A água liberada pelo *underflow* é captada por um tapete drenante de brita 2, envolto por camadas de brita 0 e areia, com saída na vala de drenagem implantada na fase inicial da barragem. Na FIG. 3.14, apresenta-se o detalhe do sistema de drenagem interna implantado na barragem na 2ª etapa. Sob o sistema de drenagem interna da barragem foi utilizado geotêxtil não-tecido agulhado de filamento contínuo como filtro entre a camada de *underflow* e a camada de brita 3.

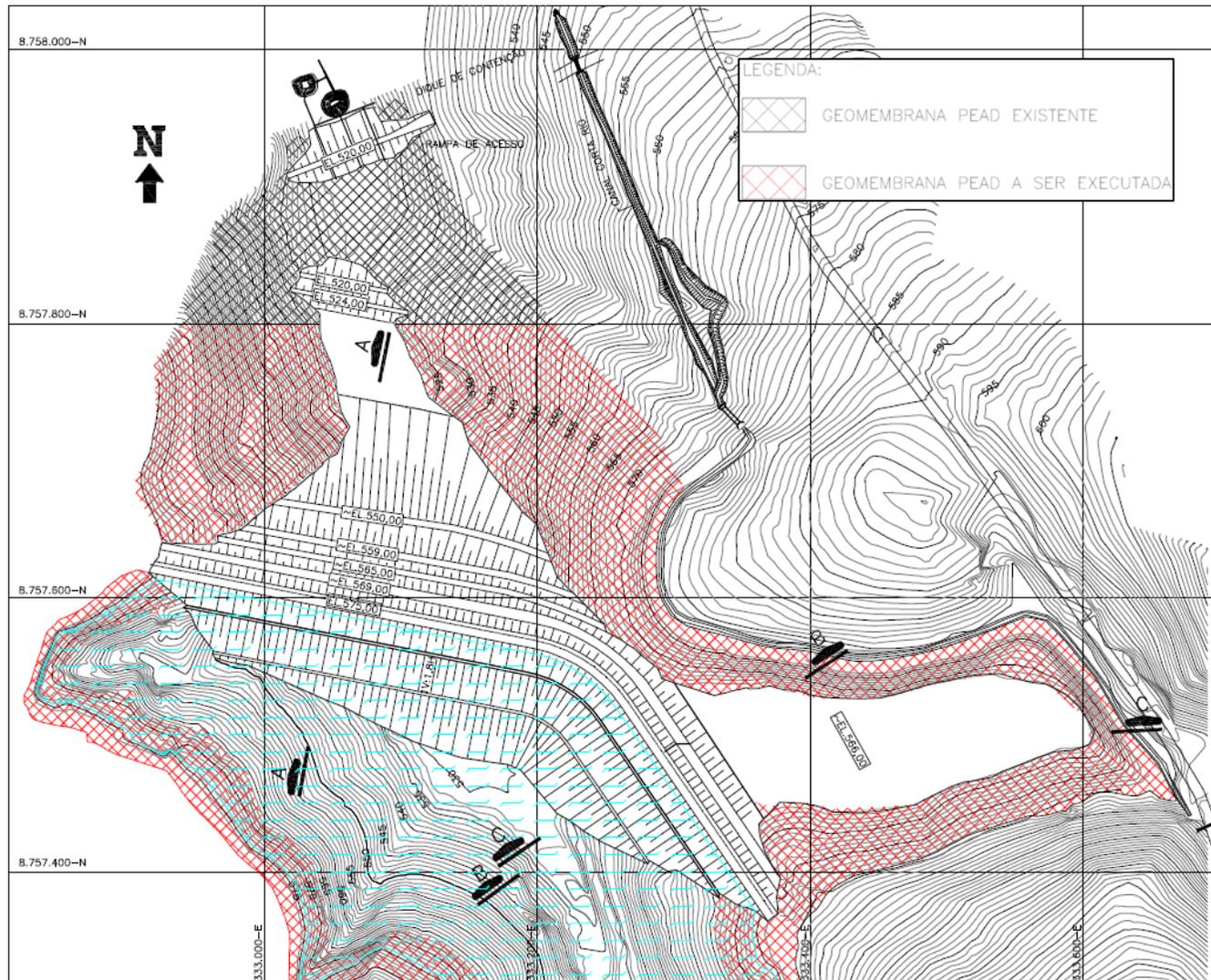


FIGURA 3.10 – Arranjo geral da barragem de Jacobina 2ª etapa (modificada DAM, 2012).

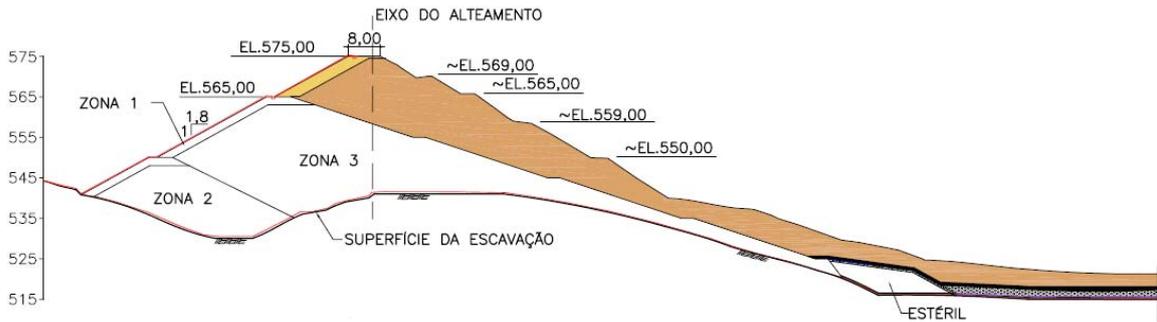


FIGURA 3.11 – Seção transversal do talvegue da barragem de Jacobina 2ª etapa, Seção AA (FIG. 3.10) (DAM, 2012).

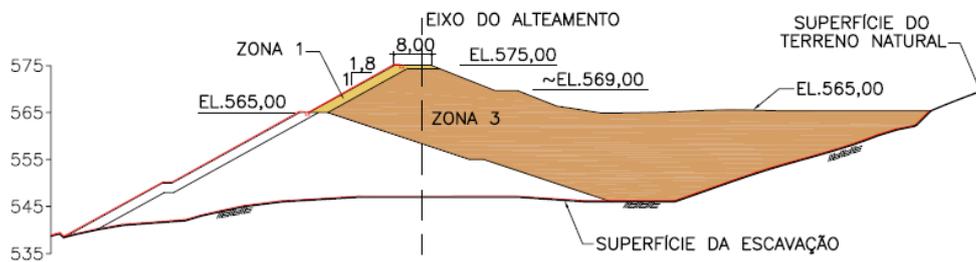


FIGURA 3.12 – Seção transversal da margem direita da barragem de Jacobina 2ª etapa, Seção BB (FIG. 3.10) (DAM, 2012).

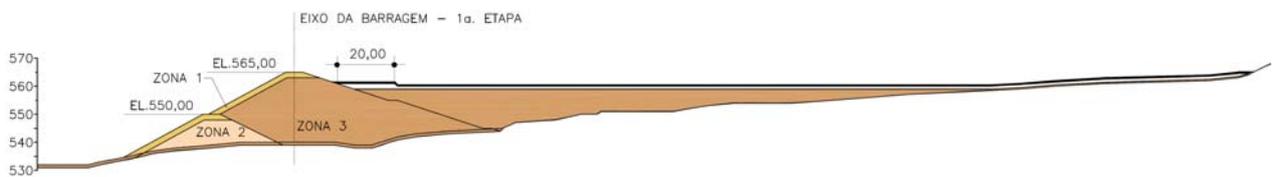


FIGURA 3.13 – Seção transversal da ombreira direita da barragem de Jacobina 2ª etapa, Seção CC (FIG. 3.10) (DAM, 2012).

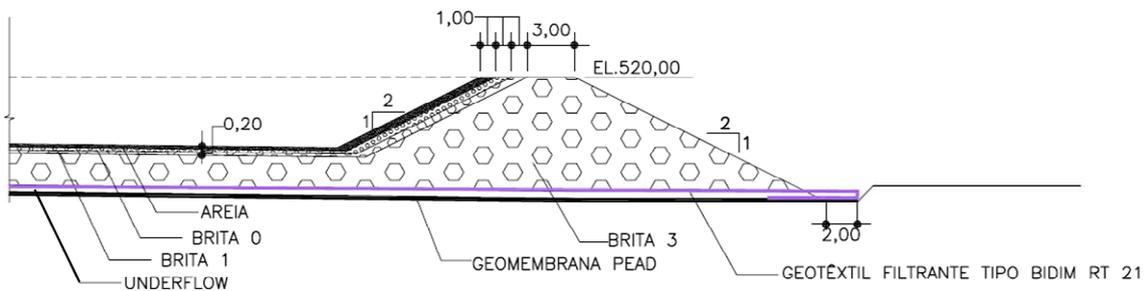


FIGURA 3.14 – Detalhe do sistema de drenagem interna da barragem de Jacobina 2ª etapa (DAM, 2012).

Na FIG. 3.15 é apresentado o talude de jusante da mesma na 2ª etapa de construção. A soleira do canal vertedouro nessa fase de operação apresentava cota na El. 574,20 m.



FIGURA 3.15 – Vista do talude de jusante da barragem 2ª etapa.

Na 3ª etapa de alteamento, a barragem apresentará crista com 8 m de largura, na El. 590,00 m, com nível de água normal na El. 587,00 m. Nesta etapa, conforme etapa anterior, o maciço está sendo construído com *underflow* com a face externa do talude de montante em material argiloso.

O talude de montante da barragem, revestido com geomembrana de PEAD, apresenta inclinação de 1V:1,8H, e talude de jusante possui inclinação de 1V:2H com bermas de 4,0 m de largura com desníveis variáveis, conforme FIG. 3.16 a 3.18.

O sistema de drenagem interna desta etapa de operação é constituído por dreno de pé implantado no pé de jusante do maciço, composto por brita 3 interligado ao tapete drenante tipo “sanduíche”, constituído por brita 1, brita 0 e areia. O sistema de drenagem interna é apresentado na FIG. 3.19. Na FIG. 3.20 é apresentado o reservatório da barragem na 3ª etapa de alteamento.

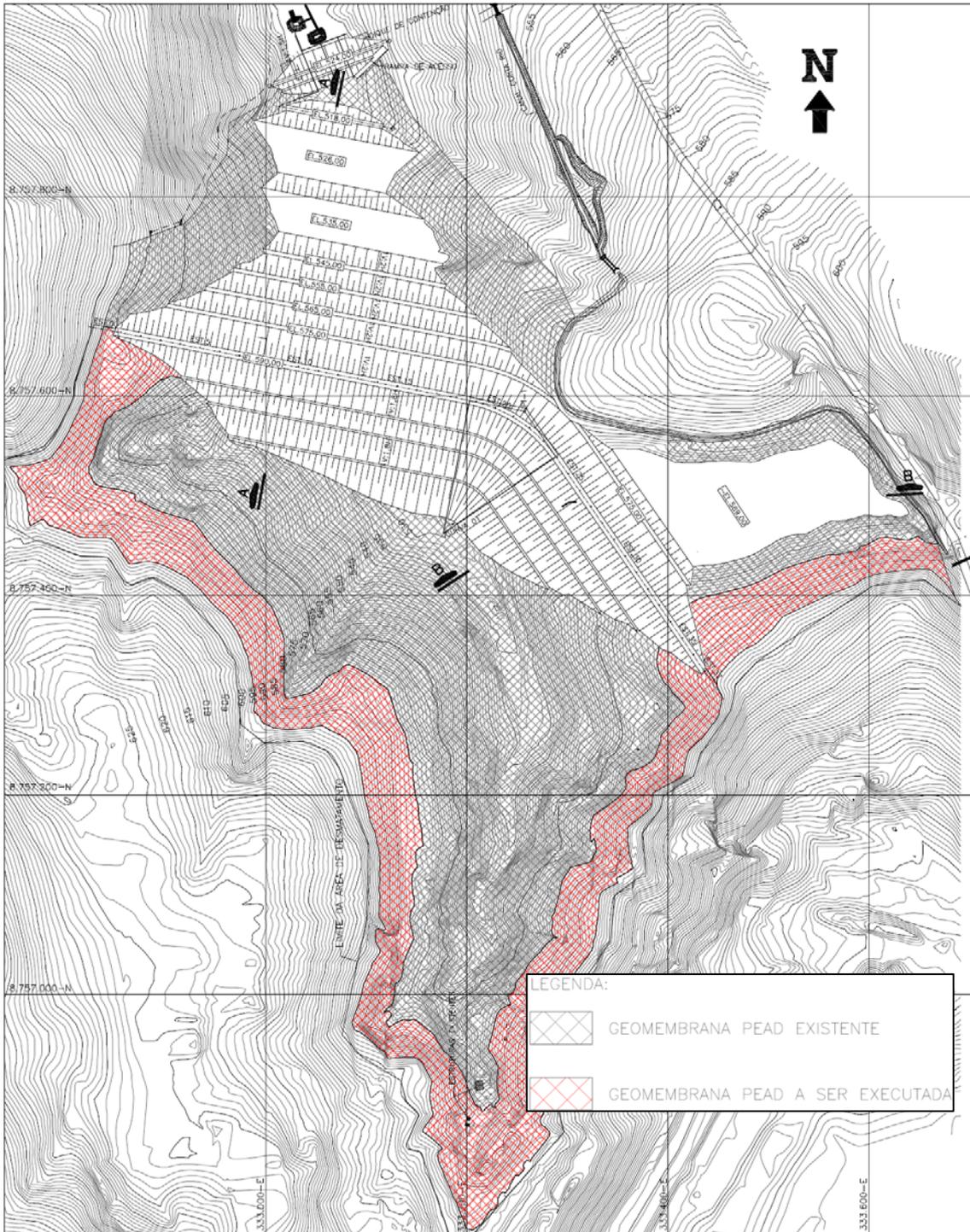


FIGURA 3.16 – Arranjo geral da barragem de Jacobina 3ª etapa (modificada DAM, 2012).

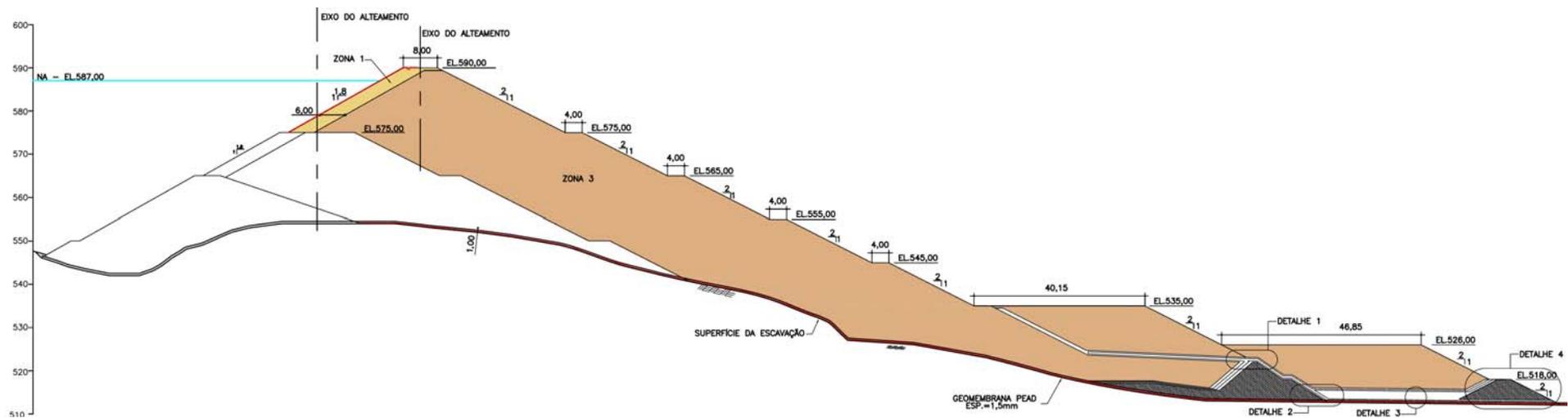


FIGURA 3.17 – Seção transversal do talvegue da barragem de Jacobina 3ª etapa, Seção AA (FIG. 3.16) (DAM, 2012).

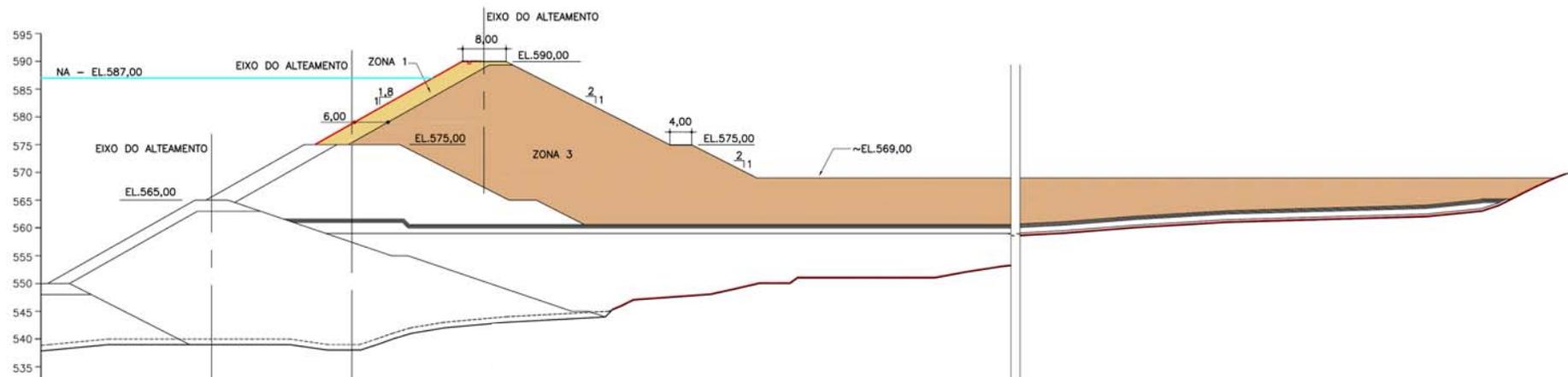


FIGURA 3.18 – Seção transversal da ombreira direita da barragem de Jacobina 3ª etapa, Seção BB (FIG. 3.16) (DAM, 2012).

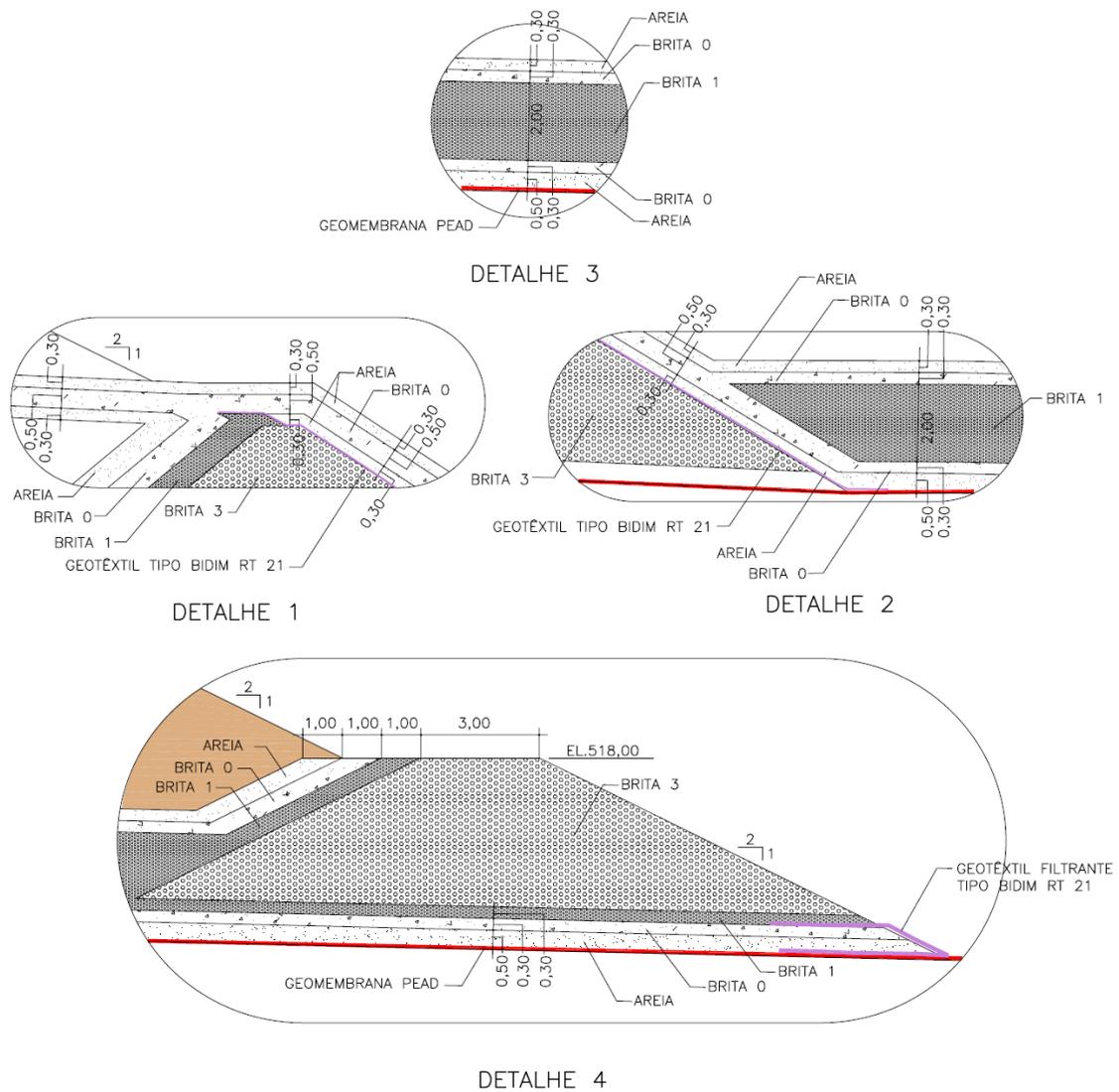


FIGURA 3.19 – Detalhes do sistema de drenagem interna da barragem de Jacobina 3<sup>a</sup> etapa (FIG. 3.17) (DAM, 2012).



FIGURA 3.20 – Vista do reservatório da barragem 3<sup>a</sup> etapa.

Na etapa final, a barragem terá crista na El. 640,00 m, com o nível de água normal na El. 636,70 m.

### **3.3 Geologia Local da Barragem**

A área de implantação da barragem de Jacobina pertence a região de idade antiga – Arqueano e Proterozóico, tendo sofrido complexa evolução tectônica. É constituída por rochas de origem ígnea e sedimentar, localizadas no Cráton do São Francisco.

O barramento situa-se a oeste dos complexos cristalinos de Mairi, de idade arqueana, do embasamento do Grupo Jacobina, sendo constituído por rochas do embasamento cristalino e quartzitos.

A área com ocorrência de rochas graníticas com constituição granulométrica média a grossa é recoberta por solos coluvionares e pelo manto de alteração. Em cortes de estrada e junto às ombreiras, são observadas capas de alteração com blocos com até 2 m de diâmetro imersos em solo residual; são também detectados solos residuais sobre granito alterado e fraturado. Os quartzitos ocorrem na região à montante da barragem, em escarpas rochosas e com pouca cobertura de solo. As sondagens mistas realizadas na fundação indicaram a presença constante de cobertura coluvionar com até 2 m de espessura de solo com granulometria arenosa, constituída por areia fina, e eventualmente com presença de blocos graníticos rolados ou mesmo basculados.

No fundo do vale do riacho Santo Antônio, ocorrem depósitos aluvionares localizados constituídos por areia média a grossa, e blocos de rocha sobre afloramentos de granito.

Durante o projeto foram realizadas investigações geológico-geotécnicas, através da execução de sondagens mistas e sondagens a trado. A maior parte do maciço ficará apoiada sobre solo coluvionar/residual das ombreiras, com constituição argilo-siltosa ou arenosa, com SPT (*Standard Penetration Test*) entre 19 e 30 golpes. Para implantação do barramento foi recomendada a remoção de camada superficial, com 1 m de espessura.

Na região do fundo do vale foi constatada camada aluvionar com espessura máxima de 3,0 m, constituída por areia siltosa, com SPT variando entre 11 e 23 golpes. Dada a boa capacidade de suporte do material e tendo em vista a impermeabilização da

fundação com geomembrana, não houve a remoção de todo o material. Foi especificada apenas a remoção da camada superficial com 1,0 m de espessura devido à sua natureza orgânica. Nos pontos onde foram detectadas rochas com arestas e pontas, foi recomendada a execução de aterros localizados com solo de empréstimo, antes da aplicação da geomembrana, para protegê-la contra o puncionamento.

### **3.4 Análises de Estabilidade de Projeto da Barragem**

Em setembro de 2013, a DAM Projetos de Engenharia verificou a estabilidade da geometria adotada no projeto executivo da 3ª etapa de alteamento da barragem de rejeitos de Jacobina, considerando os resultados dos ensaios realizados com o rejeito. Os ensaios foram realizados pela Tecnogeo Engenharia de Fundações Ltda., no período de março a abril/2012.

Os parâmetros geotécnicos dos materiais foram obtidos dos ensaios de laboratório, realizados na fase atual de construção e nos materiais da antiga Barragem B1. A resistência ao cisalhamento de interface “*underflow*/geomembrana” foi adotada com base na literatura técnica (VIDAL, 2007). Os valores utilizados são apresentados na TAB. 3.2. Para o maciço da 2ª etapa de alteamento foi considerado GC de 90%, devido a alguns abatimentos verificados em campo. Ressalta-se que nas análises foi adotada coesão de 1,2 kN/m<sup>2</sup>.

Na análise de estabilidade, realizada através do programa *Slope/W* (GEO-SLOPE, 2007), foi utilizando o método do equilíbrio limite desenvolvido por Spencer. As pressões neutras na fundação e no corpo do maciço foram obtidas a partir da leitura dos instrumentos de auscultação instalados na barragem. Embora o talude de montante e a fundação sejam impermeabilizados com geomembrana de PEAD, a rede de fluxo pelo maciço é oriunda da água de drenagem do *underflow* e de infiltrações de chuva.

Foi obtido Fator de Segurança de 1,596, FIG. 3.21, para a condição de projeto (sistema de impermeabilização sem vazamentos) e *underflow* com GC de 95%. De acordo com a NBR 13.028 (ABNT, 2006), o Fator de Segurança (FS) mínimo recomendado para o talude da barragem considerando a condição de operação é de 1,50.

TABELA 3.2 – Parâmetros geotécnicos dos materiais (modificado DAM, 2013).

Material	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Parâmetros de Resistência		Referência
		$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi'$ (°)	
Material terroso compactado (empréstimo)	20	16,5	31,5	RE 116/06 - Universidade Federal da Bahia – janeiro/2007 (Barragem B1)
Rejeito ciclonado – <i>underflow</i> GC=95%PN	18,0	1,2	36,3	LAB-008/12-1 – Tecnogeo (Alteamento atual)
Rejeito ciclonado – <i>underflow</i> GC=90%PN	17,0	1,2	29,9	LAB-008/12-1 – Tecnogeo (Alteamento atual)
Interface <i>underflow</i> / geomembrana PEAD texturizada	22,2	0	25	VIDAL (2007)
Rejeito depositado	20,7	70	39	RE 07-002 – Universidade Federal de Viçosa (Barragem B1)
Fundação	16,5	31,7	25,2	RE 118/06 – Universidade Federal da Bahia – fevereiro/2007 (Barragem B1)

YAMANA - BARRAGEM DE REJEITO DE JACOBINA  
 ANÁLISE DE ESTABILIDADE - SEÇÃO DD  
 File Name: Seção DD - Geometria de projeto com tapete - Análise global.slz  
 Last Saved Date: 27/09/2013  
 Analysis Method: Spencer

Caso 9: Geometria de projeto, com extensão do tapete drenante  
 Análise global

Material Argiloso Underflow/Pead  
 Soil Model: Mohr-Coulomb Soil Model: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight (kN/m<sup>3</sup>): 20 Unit Weight (kN/m<sup>3</sup>): 22.2  
 Cohesion (kN/m<sup>2</sup>): 16.5 Cohesion (kN/m<sup>2</sup>): 0  
 Phi (°): 31.5 Phi (°): 25

Underflow compactado Fundação - Solo residual  
 Soil Model: Mohr-Coulomb Soil Model: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight (kN/m<sup>3</sup>): 22.2 Unit Weight (kN/m<sup>3</sup>): 16.5  
 Cohesion (kN/m<sup>2</sup>): 1.2 Cohesion (kN/m<sup>2</sup>): 31.7  
 Phi (°): 36 Phi (°): 25.2

Underflow semcompactado  
 Soil Model: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight (kN/m<sup>3</sup>): 22.2  
 Cohesion (kN/m<sup>2</sup>): 1.2  
 Phi (°): 29.9

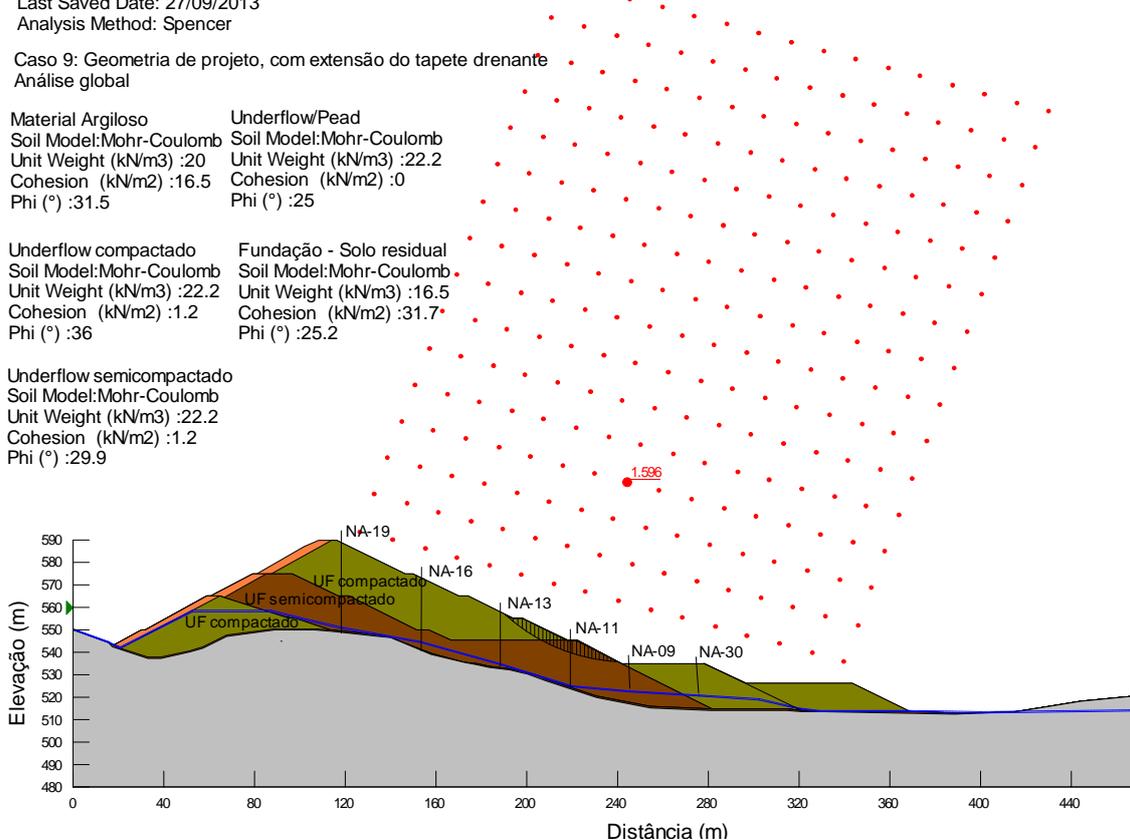


FIGURA 3.21 – Análise de estabilidade da 3ª etapa de operação (DAM, 2013).

## 4. MATERIAIS E MÉTODOS

### 4.1 Materiais Utilizados na Pesquisa

#### 4.1.1 Geomembranas e geotêxtil

Na pesquisa foram ensaiadas geomembranas de polietileno de alta densidade (PEAD), com espessuras de 1,5 mm, texturizadas em uma e em ambas as faces. Nos ensaios foram utilizadas amostras virgens e amostras que foram submetidas ao ensaio de degradação química. Todas as amostras foram fornecidas pelo fabricante, Engepol Geossintéticos.

Foram ensaiadas também amostras de geomembrana de PEAD exumadas da barragem. Estas geomembranas, texturizadas em uma face com espessura de 1,5 mm, foram retiradas do reservatório do dique de sedimentos, localizado no pé de jusante da barragem. A exumação do material foi feita pela Engepol com autorização da Jacobina Mineração e Comércio Ltda.

O geotêxtil ensaiado na pesquisa é do tipo não-tecido agulhado de filamento contínuo e possui gramatura de 400 g/m<sup>2</sup>. A amostra foi fornecida pelo fabricante, Nortene Plásticos.

As geomembranas e o geotêxtil foram fornecidos para a pesquisa em amostra única nos tamanhos 5,80 m x 0,80 m e 2,00 m x 2,00 m, respectivamente.

Nas TAB. 4.1 e 4.2, são apresentadas as principais características dos materiais estudados, conforme catálogo dos fornecedores.

TABELA 4.1 – Principais características das geomembranas – Dados do fabricante.

<b>Fabricante</b>	<b>Processo de Fabricação</b>	<b>Polímero Predominante</b>	<b>Espessura ASTM D 5994 (mm)</b>	<b>Resistência à Tração na Ruptura ASTM D 6693 (kN/m)</b>	<b>Resistência ao Rasgo ASTM D 1004 (N)</b>	<b>Deformação na Ruptura ASTM D 6693 (%)</b>
Engepol	Plana	Polietileno de Alta Densidade	1,5	16	187	100

TABELA 4.2 – Principais características do geotêxtil – Dados do fabricante.

Fabricante	Polímero Predominante	Gramatura NBR 12568 (g/m <sup>2</sup> )	Resistência à Tração na Ruptura NBR 12824 (kN/m)	Resistência ao Rasgo ASTM D 4533 (N)	Deformação na Ruptura NBR 12824 (%)
Engepol	Poliéster	400	21	540	> 50

Como as fibras dos geotêxteis estudados são dispostas aleatoriamente na manta, apresentando desta forma variabilidade espacial nas suas características, para escolha das amostras a serem ensaiadas foi adotado na pesquisa o procedimento estatístico de amostragem aleatória-estratificada, conforme GARDONI (2000). Ao longo do comprimento da amostra foram demarcados trechos, que foram divididos em quadrados com 25 cm de lado, dos quais foram selecionadas aleatoriamente as amostras necessárias para o estudo. O número de amostras foi calculado usando-se a distribuição t de Student. O mesmo procedimento foi adotado para a amostragem da geomembrana. A amostragem realizada é apresentada na FIG. 4.1.



FIGURA 4.1 – Amostragem dos geossintéticos - (a) Amostras de geomembrana de PEAD; (b) Amostras de geotêxtil.

#### 4.1.2 Materiais granulares

Os materiais granulares utilizados na pesquisa foram:

- Brita 3;
- *Underflow*;
- *Overflow*.

Todos os materiais foram fornecidos pela Jacobina Mineração e Comércio Ltda. As amostras deformadas de *underflow* e o *overflow* foram retiradas do talude de jusante da barragem e do reservatório, respectivamente. A brita 3 foi obtida do estoque de material presente na mina; material este que foi utilizado no 3º alteamento da barragem.

A coleta de amostras deformadas dos rejeitos estudados foi realizada através de pontos espaçados aleatoriamente, dando representatividade à variabilidade do material presente no reservatório e no maciço da barragem. O mesmo procedimento foi realizado na coleta da brita 3, onde a pilha do estoque existente foi homogeneizada para retirada do material. A amostragem realizada é apresentada nas FIG. 4.2 e 4.3.



FIGURA 4.2 – Amostragem do *underflow*.



FIGURA 4.3 – Amostragem da brita 3.

As curvas granulométricas dos materiais granulares utilizados nos ensaios são apresentadas na FIG. 4.4.

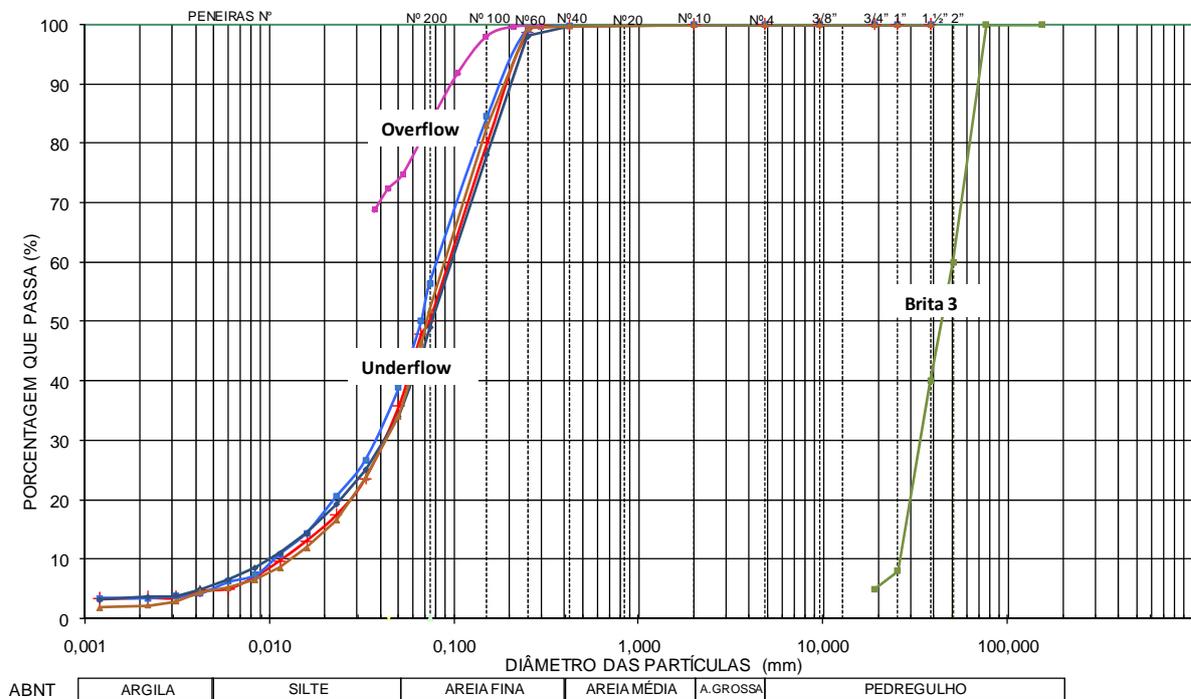


FIGURA 4.4 - Curvas granulométricas dos materiais granulares da pesquisa.

#### 4.1.3 Fluido

Nos ensaios de degradação química, os geossintéticos ensaiados foram imersos no fluido, coletado no reservatório da barragem. O material foi fornecido pela JMC.

Segundo os ensaios químicos realizados, o fluido apresenta as características apresentadas nas TAB. 4.3 e 4.4. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Análises Químicas do departamento de Engenharia Química da UFMG e pela *Geochemical Technology* Serviços Analíticos e Ambientais.

TABELA 4.3 – Composição do fluido da barragem de rejeitos de Jacobina.

Amostra	Alumínio (ppm)	Arsênio (ppm)	Cádmio (ppm)	Chumbo (ppm)	Cobre (ppm)	Cromo (ppm)	Ferro (ppm)	Manganês (ppm)	Níquel (ppm)	Zinco (ppm)
Galão Fev/13	< 0,30	< 0,50	< 0,02	< 1	0,79	< 0,05	< 2	1,66	0,30	< 0,05
Galão Abr/13	22,72	< 0,25	< 0,02	< 0,04	0,62	2,34	127,0	3,55	1,02	0,50
Branco	7,28	< 0,50	< 0,02	< 1	1,65	< 0,05	< 2	20,56	3,93	1,61
Recipiente GM (1)	155,8	< 0,50	< 0,02	< 1	2,02	7,84	351,9	17,41	3,69	2,38
Recipiente GM (2)	70,11	< 0,50	< 0,02	< 1	1,81	3,74	116,7	9,97	2,05	0,99

Galão: amostra retirada do galão de fluido fornecido pela Jacobina Mineração

Recipiente GM: amostra retirada dos recipientes com geomembrana submetidos ao ensaio de degradação química

Branco: padrão de comparação - amostra retirada do recipiente submetido ao ensaio de degradação química sem a inserção de geomembrana

TABELA 4.4 – Análises dos metais totais contidos no fluido da barragem de rejeitos de Jacobina.

Amostra	Cromo Trivalente (mg/L)		Ferro Férrico (mg/L)		Cromo Total (mg/L)		Ferro Total (mg/L)		Cromo Hexavalente (mg/L)		Ferro Ferroso (mg/L)	
	Resultado	L.Q.	Resultado	L.Q.	Resultado	L.Q.	Resultado	L.Q.	Resultado	L.Q.	Resultado	L.Q.
Recipiente GM (1)	2,08	1,50	42,09	0,03	2,076	0,010	81,19	0,03	< 0,03	0,03	39,10	1,50
Recipiente GM (2)	1,81	1,50	< 0,03	0,03	1,813	0,010	15,55	0,03	< 0,03	0,03	8,00	1,50
Recipiente GM (3)	1,89	1,50	59,79	0,03	1,893	0,010	95,54	0,03	< 0,03	0,03	36,15	1,50
Recipiente GM (4)	3,02	1,50	91,55	0,03	3,018	0,010	145,65	0,03	< 0,03	0,03	54,10	1,50

L.Q.: Limite de Quantificação

## 4.2 Ensaio Geotécnicos com Rejeitos

Foram realizados ensaios de granulometria, massa específica real dos grãos, compactação Proctor Normal, permeabilidade, índice de vazios máximo e mínimo e compressão triaxial nos rejeitos ciclonado (*underflow*) e total (alimentação) da barragem de Jacobina. Os ensaios foram realizados pela empresa Tecnogeo.

As normas utilizadas nos ensaios são apresentadas na TAB. 4.5.

TABELA 4.5 – Normas utilizadas nos ensaios dos rejeitos.

Ensaio	Norma
Granulometria	NBR 7.181-84 NBR 6.502-95
Massa específica real dos grãos	NBR 6.508-84
Compactação Proctor Normal	NBR 7.182-86
Permeabilidade sob carga variável	NBR 14.545-00
Índice de vazios máximo e mínimo	NBR 12.004-90 NBR 12.051-91
Compressão triaxial	ASTM D4767-04

## 4.3 Ensaio Geotécnicos com Geomembrana e Geotêxtil

Na pesquisa foram realizados ensaios de cisalhamento direto, dano mecânico, durabilidade e resistência à tração, procurando simular em laboratório as condições de campo dos geossintéticos na barragem de Jacobina.

Nos ensaios foram utilizadas geomembranas de PEAD, com espessuras de 1,5 mm, texturizadas em uma e em ambas as faces, e geotêxtil não-tecido agulhado de filamento contínuo com gramatura de 400 g/m<sup>2</sup>. As geomembranas foram utilizadas no sistema de impermeabilização da barragem, fundação, reservatório e talude de montante do maciço (FIG. 3.6 e 3.7). O geotêxtil, com a função de filtro, foi implantado sob o sistema de drenagem interna entre as camadas de *underflow* e brita 3 (FIG. 3.14).

### 4.3.1 Ensaio de cisalhamento direto

O programa de ensaios de resistência ao cisalhamento para determinação dos parâmetros de interface realizado na pesquisa é apresentado na TAB. 4.6.

Os ensaios de cisalhamento convencional foram realizados no Laboratório de Geotecnia da UnB, segundo as normas ASTM D3080-98 e ASTM D2435-11. Os ensaios realizados com *underflow* foram realizados em equipamento padrão, com caixa de cisalhamento direto com dimensões internas em planta de 100 mm x 100 mm e 2 cm de altura, utilizando-se prensa mecanizada da marca *ELE International*. Foi utilizada a caixa padrão para os ensaios devido ao elevado nível de tensão da obra.

Foram ensaiadas geomembranas de PEAD, com espessuras de 1,5 mm, texturizadas em ambas as faces.

TABELA 4.6 – Ensaio de cisalhamento direto da pesquisa.

Ensaio	Unid.	Quant.
Ensaio de cisalhamento direto interface geomembrana/ <i>underflow</i> com inundação para GC de 95% com 3 cps	ensaio	1
Ensaio de cisalhamento direto interface geomembrana/ <i>underflow</i> com inundação para GC de 98% com 3 cps	ensaio	1
Ensaio de cisalhamento direto interface geotêxtil/ <i>underflow</i> com inundação para GC de 95% com 3 cps	ensaio	1
Ensaio de cisalhamento direto interface geotêxtil/ <i>underflow</i> com inundação para GC de 98% com 3 cps	ensaio	1
Ensaio de cisalhamento direto interface geotêxtil/brita 3 com inundação com 3 cps	ensaio	1

As interfaces ensaiadas procuraram simular a condição de fundação da barragem (geomembrana/*underflow*) e as interfaces entre o sistema de drenagem interna e o *underflow* (geotêxtil/brita 3 e geotêxtil/*underflow*).

No ensaio foi empregada velocidade de cisalhamento igual a 0,141 mm/min e tensões normais de 125 kPa, 500 kPa e 700 kPa. As tensões utilizadas no ensaio foram estabelecidas com base no projeto de Jacobina. Os ensaios foram realizados para a condição inundada, com material moldado com GC de 95% ( $\gamma = 18,0 \text{ kN/m}^3$ ) e 98% ( $\gamma = 18,6 \text{ kN/m}^3$ ), na umidade ótima ( $w = 17,3\%$ ).

Para a realização do ensaio foram inseridas placas de aço na base rígida inferior da célula de cisalhamento, sobre a qual foi montada a interface com inserção do geossintético com dimensões 10 cm x 10 cm. O geossintético é colado à placa com silicone, para que o mesmo não enrugue. Na base superior da célula de cisalhamento o rejeito foi moldado com 1 cm de altura e umidade desejada, através da homogeneização com água destilada. A FIG. 4.5 apresenta as etapas de preparação da amostra.



FIGURA 4.5 – Preparação da amostra do ensaio de cisalhamento direto.

Após o preparo da amostra, a célula de cisalhamento é conduzida à prensa, onde é preenchida por água destilada e deixada em repouso por 12 horas, para saturação da mesma. Na fase de adensamento o corpo de prova é colocado no equipamento de cisalhamento, sob a tensão vertical requerida. São verificados automaticamente os deslocamentos verticais em intervalos de tempo determinados (0, 10, 30s, 1, 2, 4, 8, 15, 30min e 1h) até a sua estabilização. Após esta etapa, os deslocamentos são zerados e com o carregamento já aplicado, o cisalhamento é iniciado. O cisalhamento é realizado à uma velocidade de 0,141 mm/min e leituras de deslocamentos são feitas a cada 0,05 mm. O ensaio é encerrado quando o deslocamento horizontal, deslocamento relativo entre caixas, atinge o valor de 8 mm, valor limite da caixa de deslocamento e igual a

20% de deformação. Na FIG. 4.6 é apresentado o equipamento de cisalhamento direto utilizado, as etapas do ensaio e a amostras após o ensaio.



FIGURA 4.6 – Ensaio de cisalhamento direto.

O ensaio de cisalhamento direto realizado com a brita 3 foi realizado em equipamento de grande porte, com célula de cisalhamento com dimensões [300 mm x 300 mm]. O mesmo foi realizado no Laboratório de Geotecnia da UnB. Devido à limitação de prazo da pesquisa, o resultado não poderá ser apresentado, sendo objeto de futuro estudo.

#### 4.3.2 Ensaio de dano mecânico

Os ensaios de dano mecânico realizados na pesquisa são apresentados na TAB. 4.7. Os ensaios foram realizados entre os geossintéticos e os materiais granulares presentes na barragem: *underflow* implantado na fundação do maciço entre a geomembrana e o geotêxtil, *overflow* lançado no reservatório e a brita 3 presente no tapete drenante do barramento.

TABELA 4.7 – Ensaios de dano mecânico da pesquisa.

<b>Ensaio</b>	<b>Tipo</b>	<b>Unid.</b>	<b>Quant.</b>
Ensaio de dano mecânico geomembrana de PEAD/ <i>underflow</i>	Pequeno porte	ensaio	3
Ensaio de dano mecânico geomembrana de PEAD/ <i>overflow</i>	Pequeno porte	ensaio	3
Ensaio de dano mecânico geotêxtil/ <i>underflow</i>	Pequeno porte	ensaio	3
Ensaio de dano mecânico geotêxtil/brita 3	Grande porte	ensaio	2

- **Ensaio de dano mecânico de pequeno porte**

Os ensaios com o rejeito de Jacobina foram realizados no equipamento de pequena escala no Laboratório de Geotecnia da UnB. Os ensaios não seguem uma norma específica, tendo sido desenvolvido no laboratório da UnB para uma dissertação de mestrado simulando um caso real de obra (PALMEIRA, 2000 *apud* NASCIMENTO, 2002). O equipamento permite verificar o dano causado ao geossintético em contato com material granular e o conjunto submetido a uma tensão normal.

O equipamento de pequena escala utilizado nos ensaios é constituído de célula de aço inoxidável e permite a aplicação de tensões de até 2.000 kPa sobre a amostra ensaiada, podendo ainda ser adaptado para carregamentos maiores. O ensaio consiste em se colocar a amostra de geomembrana entre camadas de solo e submeter o conjunto a tensões verticais. Um sistema de coluna d'água ligado à célula permite verificar se há vazamentos de ar ou água através da geomembrana, caso esta seja perfurada pelos grãos de solo em contato durante o ensaio, através da injeção de líquido ou gás pelas conexões no topo ou base.

Nas FIG. 4.7 e 4.8 é apresentado o equipamento de dano mecânico de pequeno porte. A tensão vertical sobre as amostras de solo e de geomembrana é aplicada pela placa rígida (peça A, da FIG. 4.7).

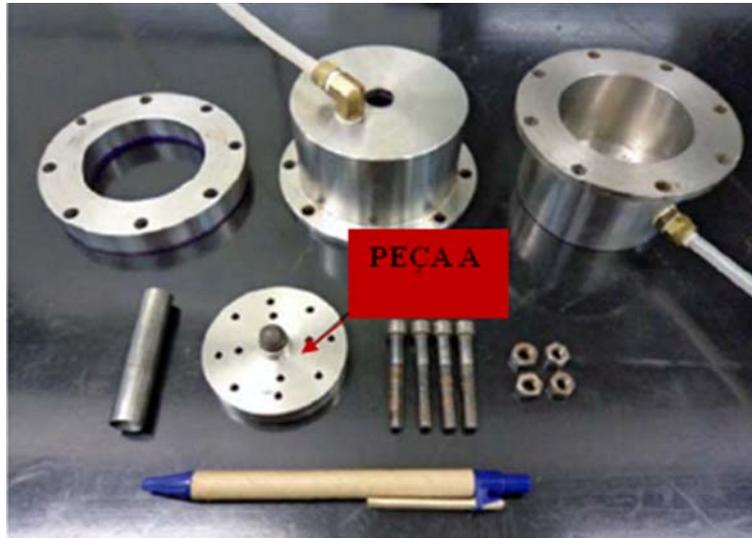


FIGURA 4.7 – Equipamento de dano mecânico desmontado.

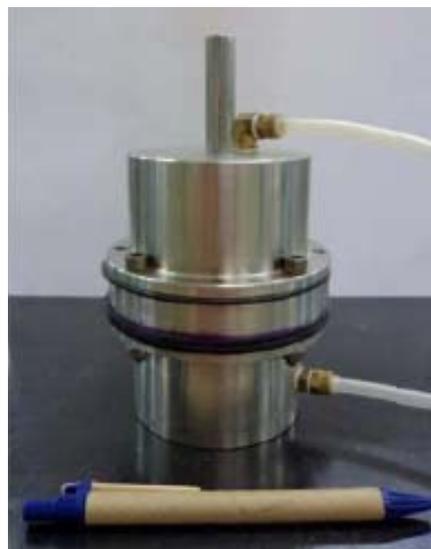


FIGURA 4.8 – Equipamento de dano mecânico montado.

As amostras de geomembrana e geotêxtil ensaiadas foram colocadas entre uma camada de areia e o rejeito. A areia utilizada sob os geossintéticos possuía as seguintes características granulométricas:  $D_{85} = 1,30$ ;  $D_{10} = 0,50$  e  $CU = D_{60}/D_{10} = 1,80$ .

Onde,  $D_n$  é o diâmetro correspondente a  $n\%$  passante e  $CU$  é o coeficiente de não uniformidade do solo.

Nos ensaios de dano mecânico de pequeno porte, os materiais ensaiados permanecem sob o carregamento aplicado até a estabilização dos deslocamentos da placa de carregamento. A estabilização foi controlada por meio do uso de um deflectômetro (resolução = 0,002 mm). Nos ensaios foram aplicadas tensões de 100, 250, 500 e 1.000 kPa (tensão normal máxima de campo). A coluna de água sobre os espécimes de geomembrana e geotêxtil foi aplicada por meio de um sistema de interface ar/água. A altura de água aplicada nos ensaios foi de 2,5 m, semelhante à condição de saturação do sistema drenante da barragem de Jacobina.

Na TAB. 4.8 é apresentada a ordem de colocação das camadas no interior do equipamento, de cima para baixo. Os Ensaios 1 a 3 foram realizados simulando a condição da geomembrana implantada na fundação do maciço; os Ensaios 4 a 6 simularam a condição da geomembrana implantada no talude de montante e na fundação do reservatório; e os Ensaios 7 a 9 simularam o geotêxtil implantado no sistema de drenagem interna sobre a camada de *underflow* da fundação do barramento.

TABELA 4.8 – Configuração dos ensaios de dano mecânico de pequeno porte.

Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3	Ensaio 4	Ensaio 5	Ensaio 6	Ensaio 7	Ensaio 8	Ensaio 9
GM.1	GM.2	GM.3	GM.4	GM.5	GM.6	GT.1	GT.2	GT.3
<i>Underflow</i>	<i>Underflow</i>	<i>Underflow</i>	<i>Overflow</i>	<i>Overflow</i>	<i>Overflow</i>	<i>Underflow</i>	<i>Underflow</i>	<i>Underflow</i>
Geomembrana PEAD 1,5mm texturizada em ambas as faces	Geomembrana PEAD 1,5mm texturizada em ambas as faces	Geomembrana PEAD 1,5mm texturizada em ambas as faces	Geomembrana PEAD 1,5mm texturizada em uma face	Geomembrana PEAD 1,5mm texturizada em uma face	Geomembrana PEAD 1,5mm texturizada em uma face	Geotêxtil	Geotêxtil	Geotêxtil
Areia	Areia	Areia	Areia	Areia	Areia	Areia	Areia	Areia

- **Ensaio de dano mecânico de grande porte**

Os ensaios de dano mecânico com a brita foram realizados no equipamento de grande porte do laboratório da UnB. O equipamento é composto por uma bolsa de borracha em sua porção superior, que aplica uma tensão normal sobre a amostra de geomembrana (32 cm x 32 cm) sobrejacente à camada de solo, como esquematizado na FIG. 4.9. A FIG. 4.10 apresenta o equipamento durante a realização de um dos ensaios.

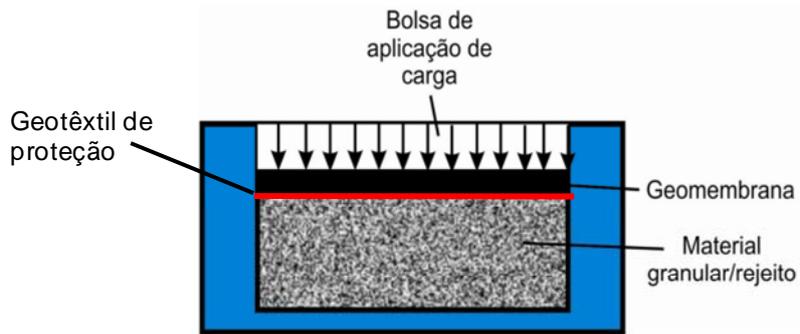


FIGURA 4.9 – Esquema ilustrativo do equipamento de dano mecânico de grande porte.

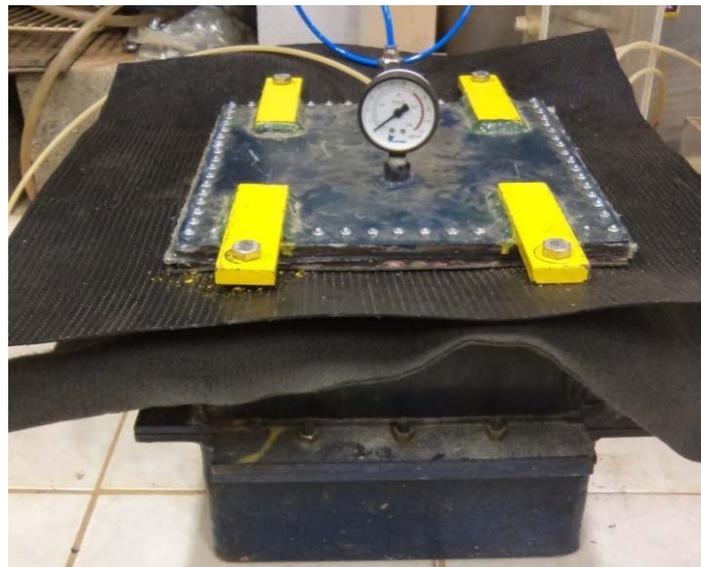


FIGURA 4.10 – Ensaio de dano mecânico de grande escala.

O ensaio foi realizado para verificação do dano causado à geomembrana instalada na fundação da barragem sob o sistema de drenagem interna. Ressalta-se que, em campo entre a geomembrana e o geotêxtil foi executada uma camada de *underflow*, conforme FIG. 3.14.

Nos ensaios de dano mecânico o conjunto geomembrana/geotêxtil/brita permaneceu sob carregamento aplicado até a estabilização das leituras. Foram realizados dois ensaios com geomembrana de PEAD de 1,5mm de espessura, texturizada em ambas as faces, geotêxtil de proteção da geomembrana e brita 3 como material granular subjacente (FIG. 4.11). As tensões aplicadas nos ensaios foram 100 kPa, 250 kPa e 500 kPa. Cada uma das tensões foi aplicada no sistema durante duas horas.



FIGURA 4.11 – Brita subjacente à geomembrana.

#### 4.3.3 Ensaio de durabilidade

Os ensaios de durabilidade foram realizados em 62 amostras de geotêxtil (25 x 25 cm) e 34 amostras de geomembrana 1,5 mm texturizada em uma face (25 x 25 cm). Os ensaios foram realizados com base nas normas ASTM D5322, ASTM D5496 e ASTM D5747.

O ensaio consistiu na imersão dos materiais virgens em recipientes com o fluido do reservatório coletado na barragem, FIG. 4.12 e 4.13.



FIGURA 4.12 – Vista da estufa utilizada nos ensaios de durabilidade da geomembrana.



FIGURA 4.13 – Vista da estufa utilizada nos ensaios de durabilidade da geomembrana.

Os tempos de imersão estipulados para degradar as amostras foram 1 e 8 meses. As amostras de geomembrana foram submetidas às condições de obra, sob temperatura de 40 °C e emissão de raios ultravioleta.

Foram realizados ensaios de tração nos materiais virgens e após os tempos de imersão fixados, para verificação da degradação a que estão sujeitos em obra.

#### 4.3.4 Ensaio de resistência à tração

A resistência dos materiais a tração é obtida a partir da aplicação de cargas de tração crescentes, medindo-se as respectivas deformações. No ensaio as extremidades do material são fixadas a um par de garras metálicas, sendo então estirado até a ruptura. Os ensaios podem ser em faixa estreita ou em faixa larga.

Conforme BUENO (2007), os ensaios de faixa larga são os mais utilizados para avaliar as propriedades de resistência à tração simples dos geossintéticos, uma vez que minimizam o efeito de estrição da amostra (TUPA & PALMEIRA, 1995). Segundo (VIDAL, 1990), o ensaio de faixa larga representa melhor as condições de campo do geotêxtil como elemento de reforço.

Para caracterização dos materiais sintéticos utilizados na barragem de Jacobina foram realizados ensaios de resistência à tração simples (RTS) de faixa larga no Laboratório de Geotecnia da UnB, nas amostras virgens, degradadas e nas amostras exumadas da barragem, conforme TAB. 4.9.

Os ensaios foram realizados de acordo com a norma NBR 12824 (1993). O equipamento utilizado foi uma prensa de tração modelo DL 2000, da EMIC, FIG. 4.14 e 4.15.



FIGURA 4.14 – Vista do equipamento de resistência à tração simples.

Nos ensaios as amostras com dimensões 100 mm x 200 mm foram tracionadas pelas garras de tração a uma velocidade constante de 100 mm/min, até a

ruptura. Durante o ensaio foram realizadas leituras de cargas e deslocamentos, até a ruptura da amostra.



FIGURA 4.15 – Amostra de geotêxtil fixada às garras de tração.

As amostras de geomembrana foram ensaiadas no sentido de produção, sentido longitudinal.

TABELA 4.9 – Ensaio de tração simples – Faixa larga.

<b>Ensaio</b>	<b>Unid.</b>	<b>Quant.</b>
Geomembrana de PEAD texturizada em uma face virgem	ensaio	5
Geomembrana de PEAD texturizada em uma face submetida ao ensaio de durabilidade – 1 mês de imersão	ensaio	5
Geomembrana de PEAD texturizada em uma face submetida ao ensaio de durabilidade – 8 meses de imersão	ensaio	5
Geomembrana de PEAD texturizada em uma face exumada da barragem	ensaio	5
Geotêxtil virgem	ensaio	5
Geotêxtil submetido ao ensaio de durabilidade – 1 mês de imersão	ensaio	5
Geotêxtil submetido ao ensaio de durabilidade – 8 meses de imersão	ensaio	5

## 5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados obtidos nos ensaios realizados com os rejeitos da barragem de Jacobina e com os materiais geossintéticos, geomembrana de PEAD com 1,5 mm de espessura e geotêxtil não-tecido com gramatura de 400 g/m<sup>2</sup>.

### 5.1 Ensaios Geotécnicos com Rejeitos

Os ensaios geotécnicos foram realizados com os rejeitos ciclonado (*underflow*), amostras AM-01, AM-02, AM-03 e UNDERFLOW SOND B02; e total (alimentação), amostra AM: ALIMENTAÇÃO, da barragem de Jacobina pela Tecnogeo Engenharia de Fundações Ltda., no período de março a abril de 2012. O planejamento dos ensaios realizados em laboratório é apresentado na TAB. 5.1 e os resultados estão no Anexo A.1.

TABELA 5.1 - Ensaios realizados nos rejeitos da barragem de Jacobina.

Material	Ensaio	Quantidade
<b>Rejeito ciclonado (<i>underflow</i>) Amostras: AM-01, AM-02, AM-03 e UNDERFLOW SOND: B02</b>	Granulometria completa	4
	Massa específica real dos grãos	4
	Compactação Proctor Normal	1
	Ensaio de permeabilidade em permeâmetro de carga variável - amostra com GC = 100% PN	1
	Ensaio de permeabilidade em permeâmetro de carga variável - amostra com GC = 98% PN	1
	Ensaio de permeabilidade em permeâmetro de carga variável - amostra com GC = 95% PN	2
	Ensaio de permeabilidade em permeâmetro de carga variável - amostra com GC = 90% PN	2
	Ensaio de permeabilidade em permeâmetro de carga variável - amostra com GC = 85% PN	1
	Índice de vazios máximo e mínimo	1
	Ensaio de compressão triaxial tipo CIUsat - amostra com GC = 98% PN, com 3 corpos de	1
	Ensaio de compressão triaxial tipo CIUsat - amostra com GC = 95% PN, com 3 corpos de	1
	Ensaio de compressão triaxial tipo CIUsat - amostra com GC = 90% PN, com 3 corpos de	1
	<b>Rejeito total (alimentação) Amostra: AM: ALIMENTAÇÃO</b>	Granulometria completa
	Massa específica real dos grãos	1

As amostras de rejeito foram coletadas pela equipe de operação da Jacobina Mineração e são representativas da atual partição dos ciclones.

O rejeito arenoso, *underflow*, utilizado na construção do maciço deveria apresentar grau de compactação mínimo de 90%, com média mínima de 95%, em referência ao Proctor Normal/Hilf, em quaisquer grupos de 10 ensaios de controle, não sendo necessário o controle de umidade do material (DAM, 2011).

#### 5.1.1 Ensaio de granulometria

As curvas granulométricas obtidas nos ensaios de granulometria completa das amostras de rejeito (*underflow*) são apresentadas na FIG. 5.1. De acordo com os resultados obtidos, o rejeito total apresenta aproximadamente 64% de material fino, abaixo da peneira #200, enquanto o *underflow* apresenta cerca de 49% a 52% de finos.

#### 5.1.2 Ensaio de massa específica real dos grãos

Os resultados dos ensaios de massa específica real dos grãos das amostras de rejeito estão apresentados na TAB. 5.2.

TABELA 5.2 - Massa específica real dos grãos dos rejeitos da barragem de Jacobina.

<b>Amostra</b>	<b>Peso Específico dos Sólidos</b> $\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )
AM-01	27,03
AM-02	26,89
AM-03	26,85
AM: UNDERFLOW SOND: B02	26,90
AM: ALIMENTAÇÃO	27,00

Para elaboração do projeto executivo da barragem, foi adotado para o peso específico dos sólidos do *underflow* o valor de 26,60 kN/m<sup>3</sup>. Conforme resultados

encontrados nos ensaios o peso específico dos sólidos do material varia entre 27,03  $\text{kN/m}^3$  e 26,85  $\text{kN/m}^3$ , com média de 26,92  $\text{kN/m}^3$ .

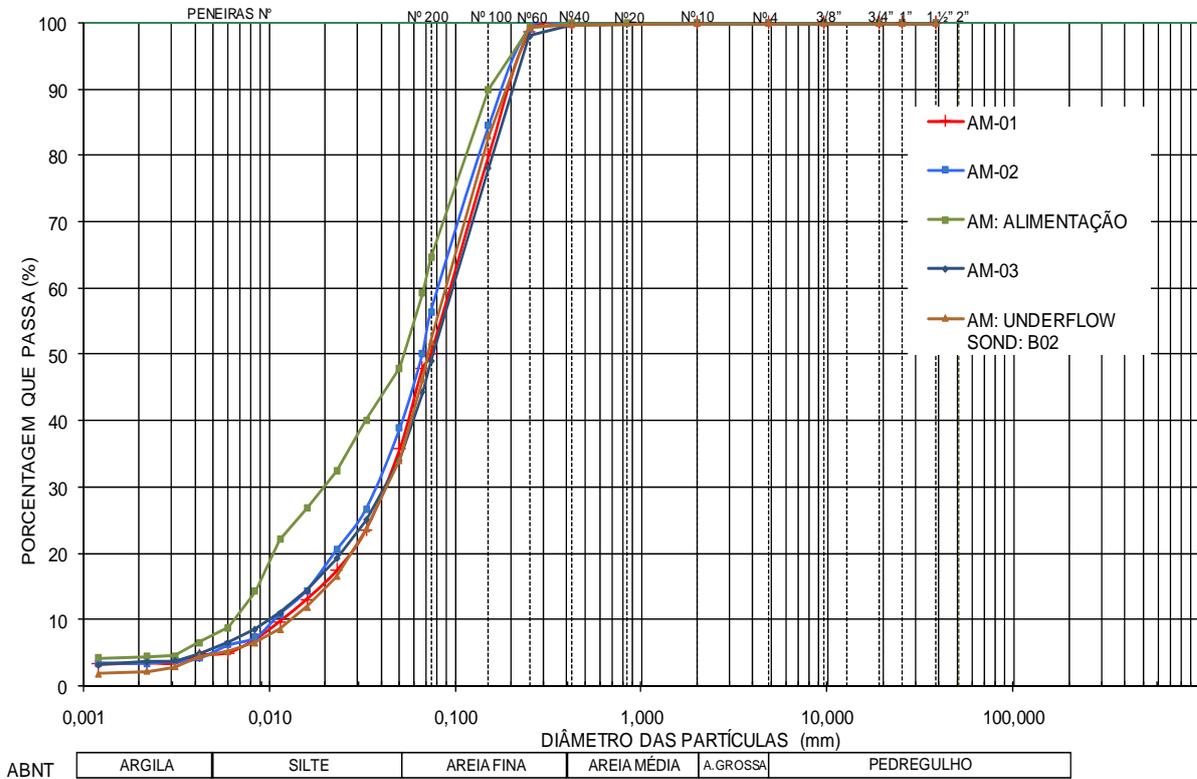


FIGURA 5.1 - Curvas granulométricas dos rejeitos (*underflow*) da barragem de Jacobina.

### 5.1.3 Ensaio de compactação

Os resultados do ensaio de compactação Proctor Normal realizado com a amostra de *underflow* são apresentados na TAB. 5.3.

TABELA 5.3 - Resultados do ensaio de compactação do rejeito.

Amostra	Peso Específico Aparente Seco Máximo $\gamma_d^{máx}$ ( $\text{kN/m}^3$ )	Umidade Ótima $w$ (%)
Rejeito ciclonado ( <i>underflow</i> ) AM:UNDERFLOW SOND: B02	16,07	27,03

Conforme especificações técnicas de projeto foi especificado um grau de compactação mínimo de 95% em relação ao Proctor Normal. Para este grau de compactação, o peso específico aparente seco é de 15,27 kN/m<sup>3</sup>.

#### 5.1.4 Ensaio de permeabilidade

Os resultados obtidos nos ensaios de permeabilidade do *underflow* sob carga variável são apresentados na TAB. 5.4.

TABELA 5.4 - Coeficiente de permeabilidade do rejeito da barragem de Jacobina.

Amostra	Ensaio	k (cm/s)
<b>Rejeito ciclonado (<i>underflow</i>) AM:UNDERFLOW SOND: B02</b>	Permeabilidade em permeâmetro de carga variável - amostra com GC = 100% PN	1,9 x 10 <sup>-4</sup>
	Permeabilidade em permeâmetro de carga variável - amostra com GC = 98% PN	2,5 x 10 <sup>-4</sup>
	Permeabilidade em permeâmetro de carga variável - amostra com GC = 95% PN	2,4 x 10 <sup>-4</sup>
		3,0 x 10 <sup>-4</sup>
	Permeabilidade em permeâmetro de carga variável - amostra com GC = 90% PN	3,2 x 10 <sup>-4</sup>
		3,6 x 10 <sup>-4</sup>
	Permeabilidade em permeâmetro de carga variável - amostra com GC = 85% PN	4,4 x 10 <sup>-4</sup>

De acordo com os resultados obtidos, o coeficiente de permeabilidade apresenta baixa variação com o grau de compactação da amostra, com valor médio de 3,0 x 10<sup>-4</sup> cm/s.

#### 5.1.5 Ensaio de índice de vazios máximo e mínimo

Os resultados dos ensaios para determinação do índice de vazios máximo e mínimo da amostra de *underflow* são apresentados na TAB. 5.5.

TABELA 5.5 - Índice de vazios máximo e mínimo do rejeito da barragem de Jacobina.

Amostra	$e_{máx}$	$e_{mín}$
Rejeito ciclonado ( <i>underflow</i> ) AM:UNDERFLOW SOND: B02	1,261	0,564

De acordo com os valores obtidos, apresentados no Anexo A.1, para GC = 90% PN (Proctor Normal) a densidade relativa é de 58%, enquadrando-se na faixa de média compactação; para GC = 95% PN e GC = 98% PN, as densidades relativas são de 72% e 80%, respectivamente, valores estes que se enquadram na faixa de alta compactação.

### 5.1.6 Ensaio de compressão triaxial

Foram realizados ensaios de compressão triaxial do tipo CIUsat (adensado isotropicamente, rápido saturado, com medida de pressões neutras) em amostras de rejeito moldadas com diferentes graus de compactação em relação ao Proctor Normal, 90, 95 e 98% do PN e tensões normais de 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa.. Os parâmetros de resistência obtidos para o *underflow* são apresentados na TAB. 5.6.

TABELA 5.6 - Parâmetros de resistência dos rejeitos da barragem de Jacobina.

Amostra	Ensaio	c' (kPa)	$\phi'$ (°)
<b>Rejeito ciclonado (<i>underflow</i>) AM-01, AM-02, AM-03 e UNDERFLOW SOND: B02</b>	Compressão triaxial tipo CIUsat - amostra com GC = 98% PN, com 3 corpos de prova	0	36,4
	Compressão triaxial tipo CIUsat - amostra com GC = 95% PN, com 3 corpos de prova	1,2	36,3
	Compressão triaxial tipo CIUsat - amostra com GC = 90% PN, com 3 corpos de prova	55,3	29,9

De acordo com os resultados apresentados na TAB. 5.6, os valores obtidos para amostras compactadas com GC = 95% PN e GC = 98% PN são praticamente idênticos, com ganho de resistência inexpressivo com a compactação acima de 95% PN.

Conforme resultados apresentados no Anexo A.1, as amostras de *underflow* compactadas com GC = 95% e 98% PN apresentaram poropressões positivas apenas para pequenas deformações. Para deformações elevadas, as poropressões foram negativas, ou seja, o material apresenta tendência à dilatação no momento da ruptura. Para a amostra de *underflow* compactada com GC = 90% PN, as poropressões foram

negativas apenas para baixas tensões confinantes, 100 kPa. Em nenhum dos ensaios, foi observada uma perda de resistência acentuada após o pico, com pequena diferença entre a resistência de pico e a condição residual.

De acordo com as especificações técnicas de projeto, o grau de compactação mínimo para o *underflow* deveria ser de 95% PN. Para este grau de compactação, os parâmetros de resistência obtidos nos ensaios foram ligeiramente inferiores aos obtidos nos ensaios realizados com o material da barragem antiga, B1 (coesão efetiva = 10 kPa e ângulo de atrito interno = 38°), parâmetros estes utilizados durante a elaboração do projeto executivo da barragem.

## **5.2 Ensaios Geotécnicos com Geomembrana e Geotêxtil**

Os ensaios geotécnicos com os geossintéticos aplicados em Jacobina foram realizados nos Laboratórios de Geotecnia da UFMG e da UnB. Os resultados dos ensaios de tração simples, dano mecânico e cisalhamento direto são apresentados a seguir.

### **5.2.1 Ensaios de cisalhamento direto**

As FIG. 5.2 a 5.7 apresentam os resultados de ensaios de interface geomembrana - *underflow*, para GC = 95% PN e GC = 98% PN, respectivamente, em termos de tensões cisalhantes e deslocamentos verticais *versus* deslocamento relativo entre caixas do equipamento, e as respectivas envoltórias de ruptura das interfaces.

As envoltórias foram obtidas por interpolação dos pares de valores tensão cisalhante *versus* deslocamento relativo obtidos nos ensaios. Como em alguns ensaios a tensão cisalhante não apresentou estabilização, o valor máximo medido ao final do ensaio foi o utilizado para a obtenção das envoltórias.

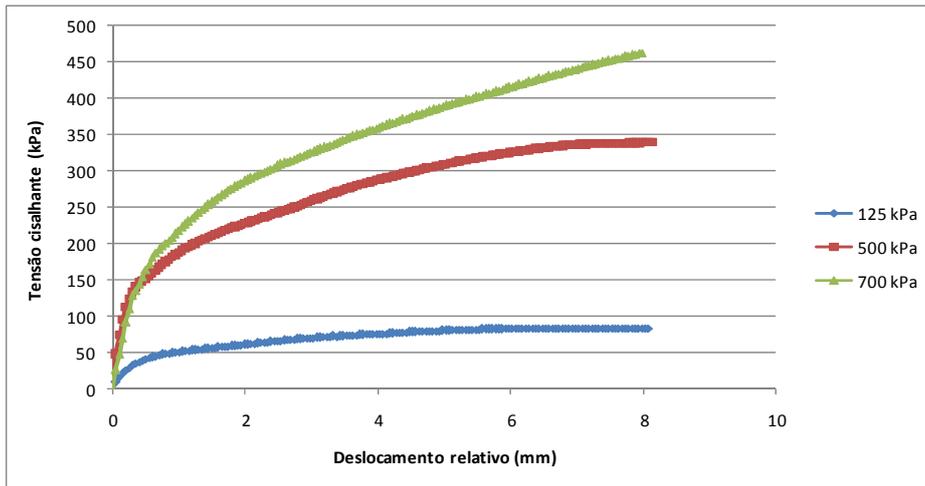


FIGURA 5.2 - Tensão cisalhante *versus* deslocamento relativo entre caixas, interface geomembrana – *underflow*, GC = 95%.

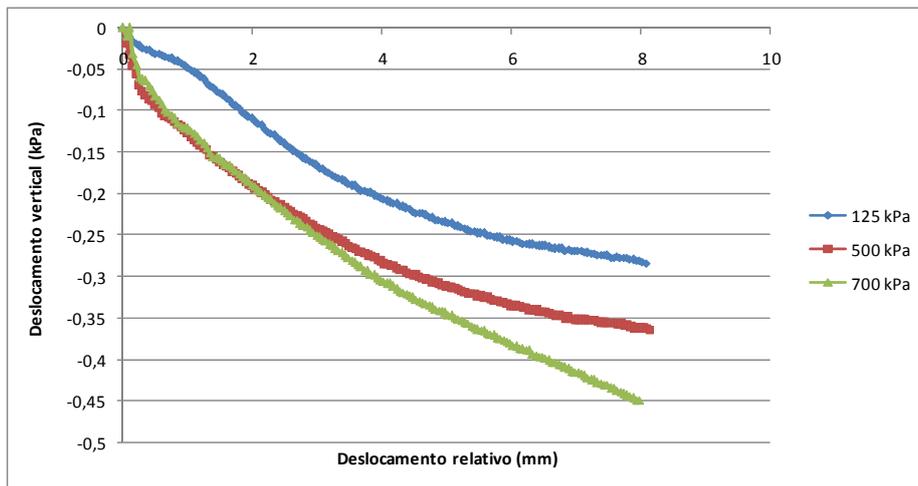


FIGURA 5.3 - Deslocamento vertical *versus* deslocamento relativo entre caixas, interface geomembrana – *underflow*, GC = 95%.

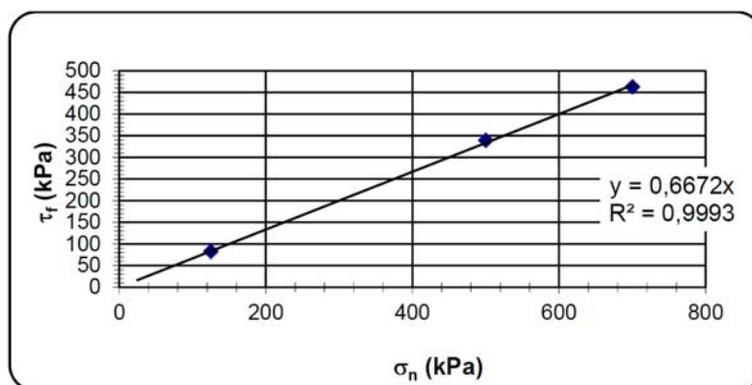


FIGURA 5.4 - Envoltória de resistência – geomembrana - *underflow*, GC = 95%.

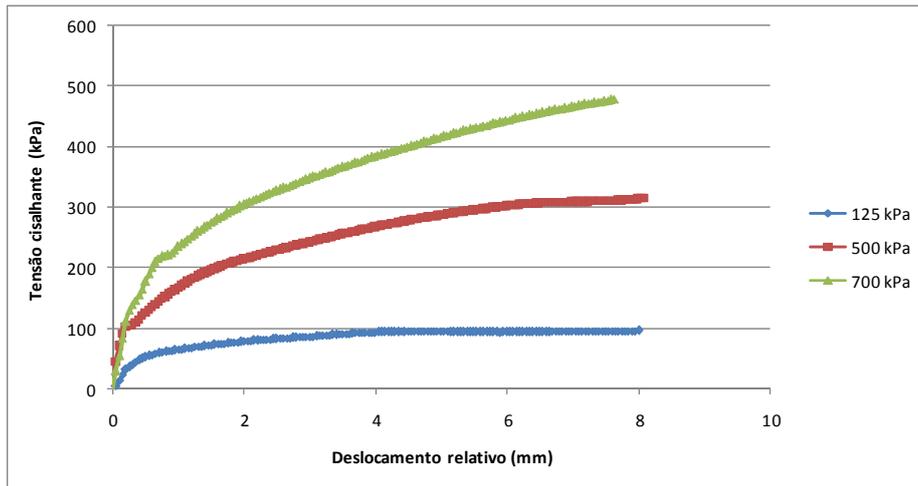


FIGURA 5.5 - Tensão cisalhante *versus* deslocamento relativo entre caixas, interface geomembrana – *underflow*, GC = 98%.

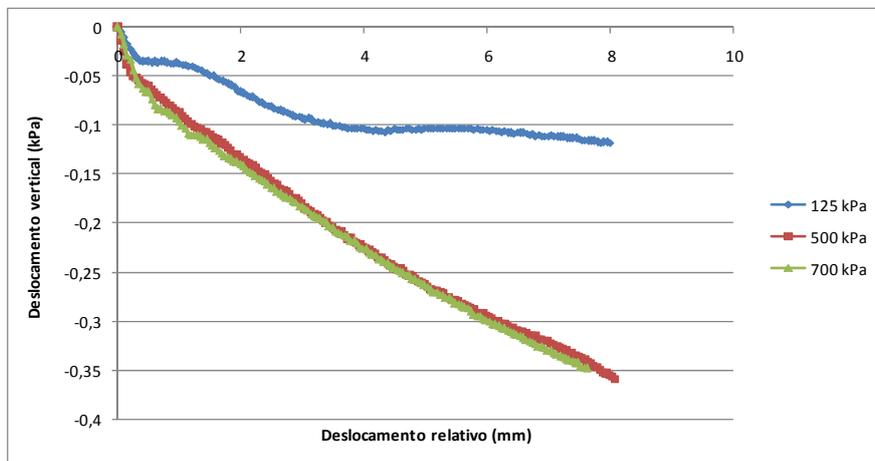


FIGURA 5.6 - Deslocamento vertical *versus* deslocamento relativo entre caixas, interface geomembrana – *underflow*, GC = 98%.

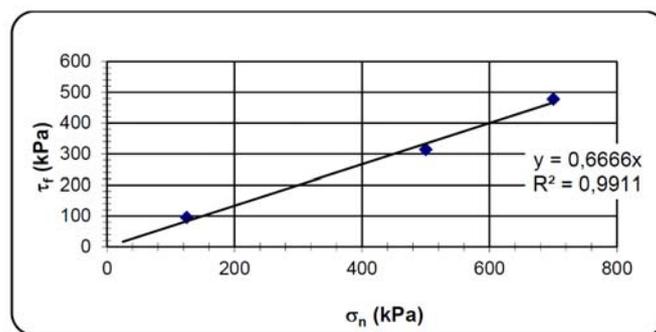


FIGURA 5.7 - Envoltória de resistência, geomembrana - *underflow*, GC = 98%.

Nas FIG. 5.8 a 5.13, são apresentados os resultados dos ensaios de interface geotêxtil - *underflow*, para GC = 95% PN e GC = 98% PN, respectivamente.

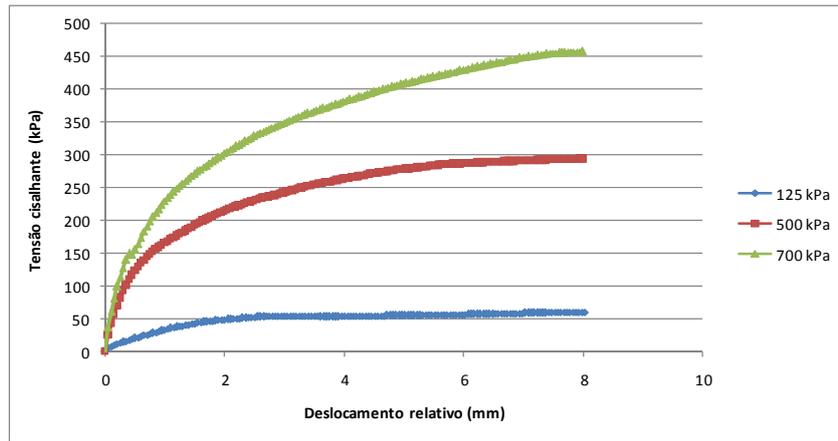


FIGURA 5.8 - Tensão cisalhante *versus* deslocamento relativo entre caixas, interface geotêxtil – *underflow*, GC = 95%.

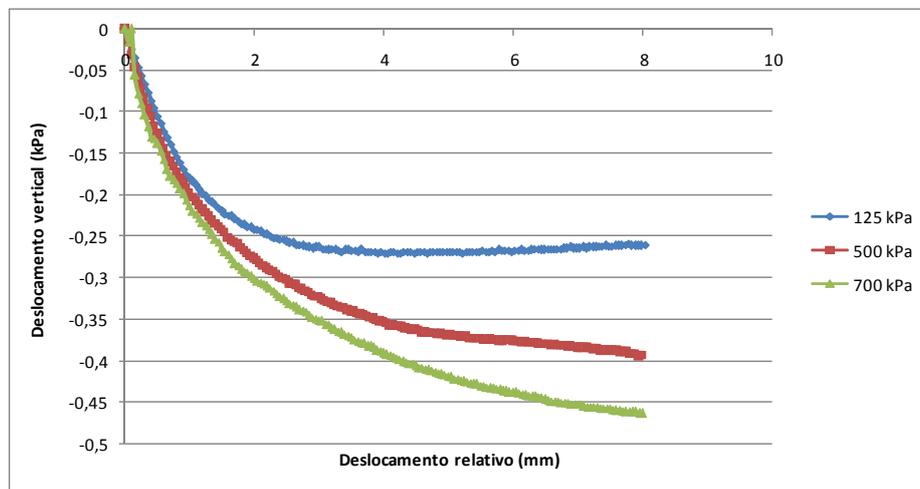


FIGURA 5.9 - Deslocamento vertical *versus* deslocamento relativo entre caixas, interface geotêxtil – *underflow*, GC = 95%.

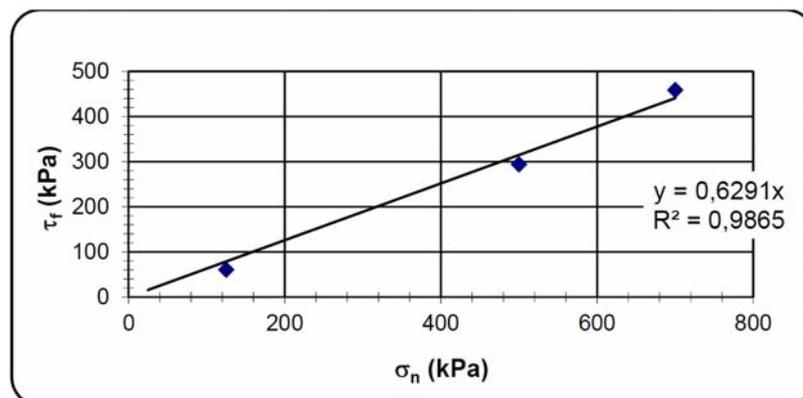


FIGURA 5.10 - Envoltória de resistência, geotêxtil - *underflow*, GC = 95%.

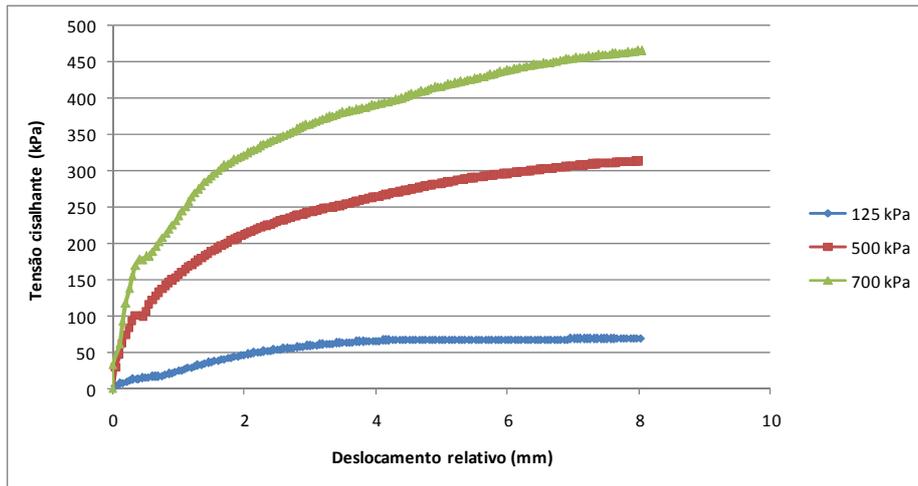


FIGURA 5.11 - Tensão cisalhante *versus* deslocamento relativo entre caixas, interface geotêxtil – *underflow*, GC = 98%.

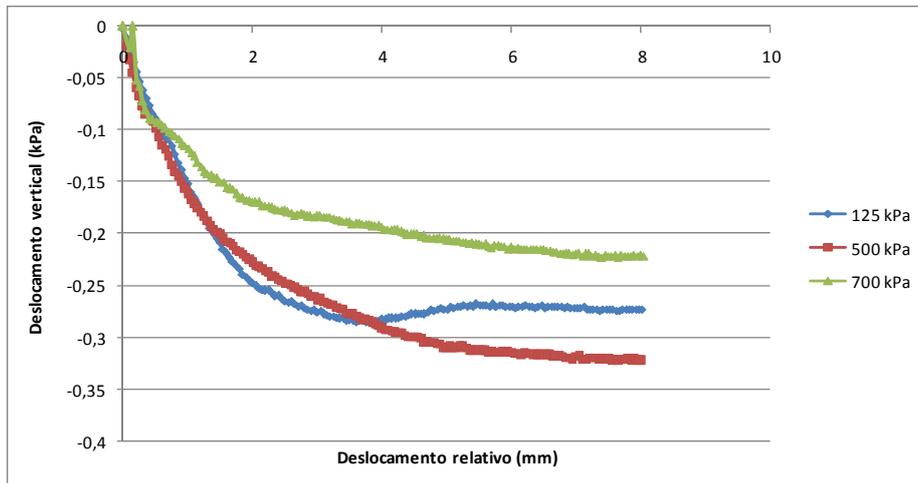


FIGURA 5.12 - Deslocamento vertical *versus* deslocamento relativo entre caixas, interface geotêxtil – *underflow*, GC = 98%.

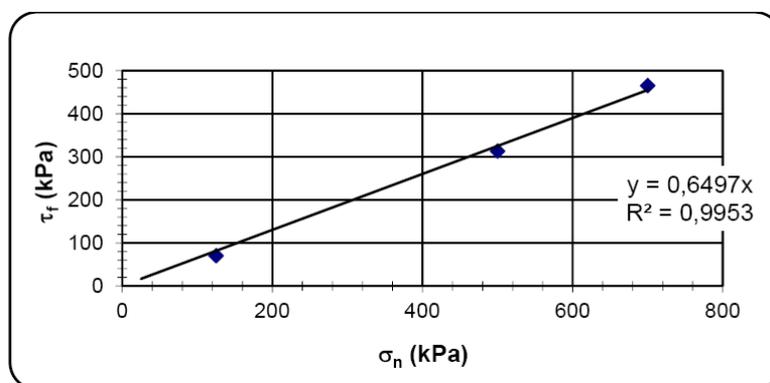


FIGURA 5.13 - Envoltória de resistência, geotêxtil - *underflow*, GC = 98%.

Conforme indicado pelas curvas de tensão cisalhante, não foram obtidos picos para deslocamentos até 8 mm, correspondente a 20% de deformação. Observa-se ainda que ocorreu compressão volumétrica do material durante toda a fase de cisalhamento, para todos os carregamentos verticais aplicados.

De acordo com os resultados obtidos, as envoltórias de resistência são praticamente lineares para todos os ensaios realizados, com valores de  $R^2$  próximos de 1,0 e interceptos de coesão nulos.

Na TAB. 5.7 são apresentados os valores indicativos de ângulos de atrito de interface obtidos para as condições e hipóteses estudadas.

TABELA 5.7 – Valores indicativos de ângulos de atrito de interfaces.

<b>Interface</b>	<b>Grau de compactação GC (%)</b>	<b>Adesão de interface <math>c_a</math> (kPa)</b>	<b>Ângulo de atrito da interface <math>\delta</math> (°)</b>
Geomembrana - <i>underflow</i>	95	0	33,7
Geomembrana - <i>underflow</i>	98	0	33,7
Geotêxtil - <i>underflow</i>	95	0	32,2
Geotêxtil - <i>underflow</i>	98	0	33,0

A partir da TAB. 5.7 pôde-se verificar a influência do grau de compactação do rejeito com a resistência de interface. Nas interfaces de geomembrana de PEAD texturizada, não foi verificada variação no ângulo de atrito da interface, porém nas interfaces de geotêxtil não tecido verificou-se um aumento de  $0,80^\circ$  para o *underflow* com grau de compactação de 98%. Pôde-se constatar que a variação na resistência é muito pequena, podendo ser considerada desprezível. Desta forma, conclui-se que, para o rejeito estudado, o grau de compactação não interfere nas propriedades de resistência de interface.

### 5.2.2 Ensaio de dano mecânico

- **Ensaio de dano mecânico de pequeno porte**

Nos ensaios de dano mecânico de pequeno porte, não foi observado vazamentos sob a altura de coluna d'água de 2,5 m, em nenhuma das amostras, durante e após todos os estágios de tensão normal terem sido aplicados. As inspeções visuais das amostras de geomembrana e geotêxtil após os ensaios não constatou nenhum dano aparente. As planilhas de leitura dos ensaios são apresentadas nos Anexos A.2 e A.3.

As FIG. 5.14 e 5.15 apresentam imagens dos espécimes de geomembranas após os ensaios com o material em contato com o *underflow* e *overflow*, respectivamente. Nas FIG. 5.16 e 5.17, são apresentadas as imagens do geotêxtil antes do ensaio e após os ensaios de dano com o material em contato com o *underflow*, respectivamente.



FIGURA 5.14 – Geomembranas submetidas aos Ensaio 1, 2 e 3, conforme TAB. 4.8.

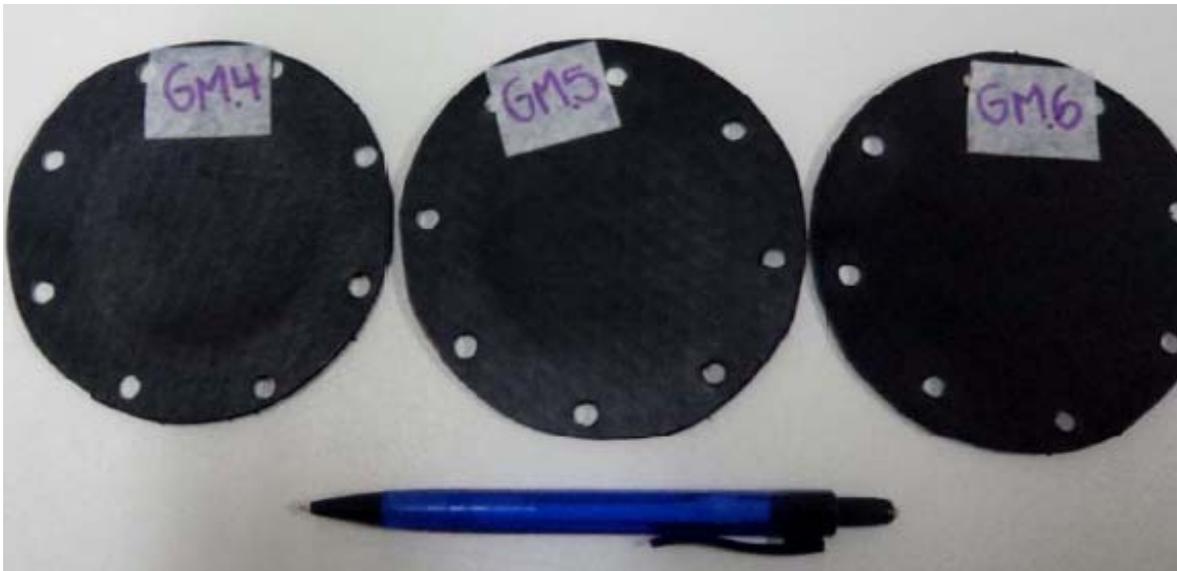


FIGURA 5.15 – Geomembranas submetidas aos Ensaíos 4, 5 e 6, conforme TAB. 4.8.



FIGURA 5.16 – Geotêxtil antes do ensaio de dano mecânico.

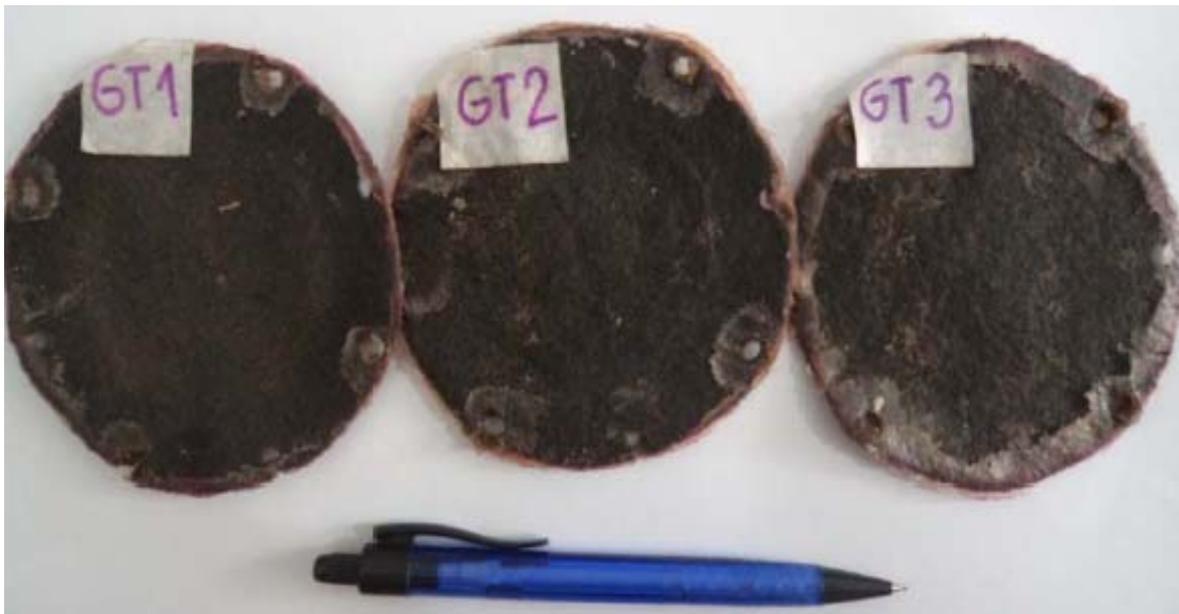


FIGURA 5.17 – Geotêxteis submetidos aos Ensaios 7, 8 e 9, conforme TAB. 4.8.

- **Ensaio de dano mecânico de grande porte**

Após os ensaios de dano mecânico de grande porte, nas geomembranas ficaram impressas as formas dos grãos da brita nos pontos de contato entre estas e a geomembrana. Entretanto, em nenhum dos ensaios foi observado dano nas amostras de geomembrana e geotêxtil. Os valores de áreas de contato obtidos nos ensaios são apresentados na TAB. 5.8.

TABELA 5.8 – Áreas de contatos grãos-geomembranas.

Ensaio	Área da amostra (mm <sup>2</sup> )	Área de contato total (mm <sup>2</sup> )	Área de contato/Área da amostra (%)
1	102400,0	14443,0	14
2	102400,0	20011,5	20

Nas FIG. 5.18 e 5.19 são apresentadas as distribuições de frequência das áreas de contato obtidas nos ensaios. As áreas de contato foram medidas a partir das impressões deixadas pelos grãos na superfície da geomembrana ao final dos ensaios. As FIG. 5.20 a 5.22 apresentam imagens das amostras antes e após os ensaios.

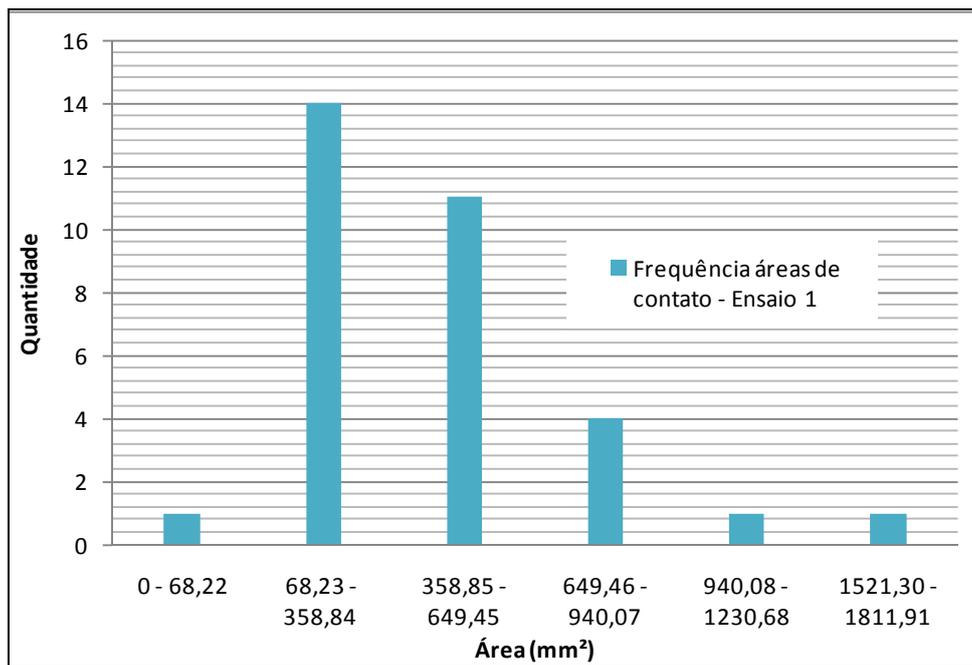


FIGURA 5.18 – Frequência de distribuição de áreas de contato da amostra de geomembrana no Ensaio 1.

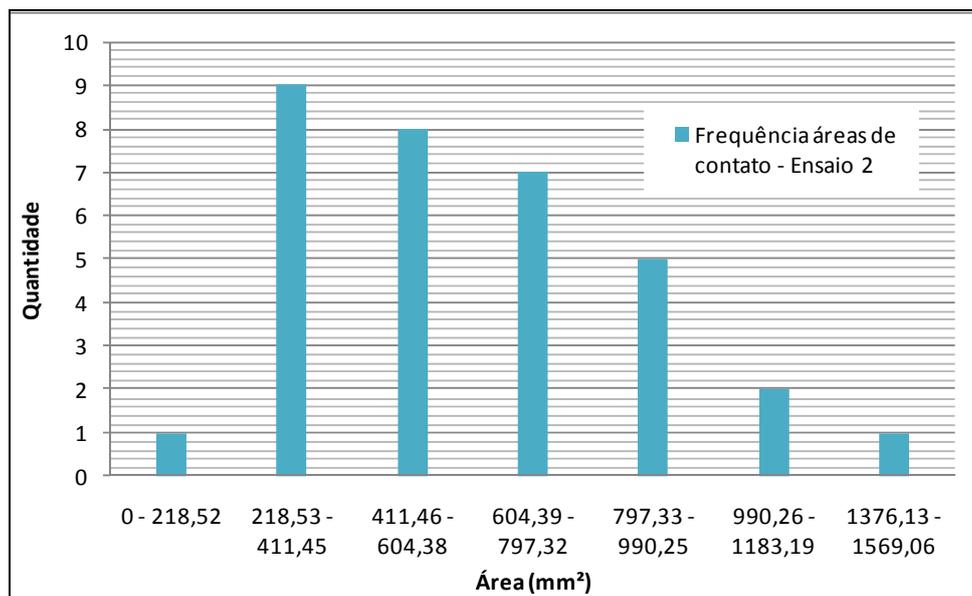


FIGURA 5.19 – Frequência de distribuição de áreas de contato da amostra de geomembrana no Ensaio 2.

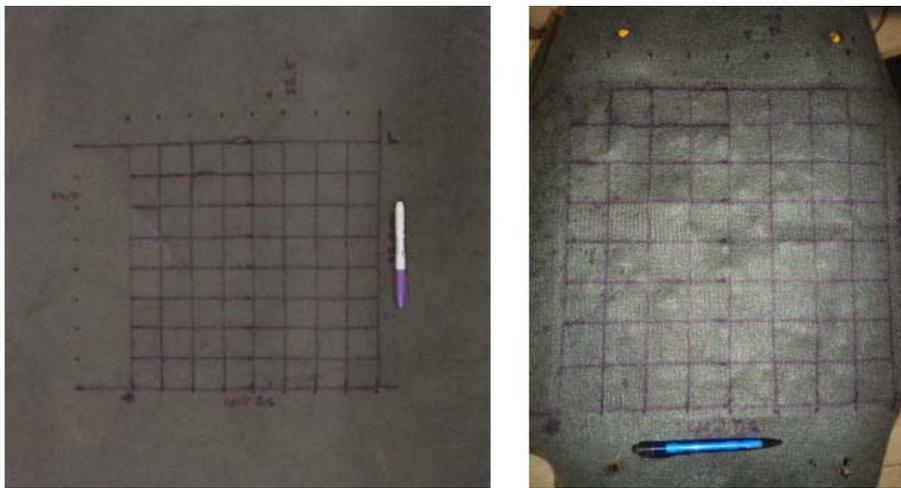
Conforme as distribuições de frequência obtidas nos dois ensaios as áreas de contato geradas apresentam comportamento semelhantes, variando de 0 à 20011,5 mm<sup>2</sup>, com predominância de áreas entre 68,23 e 797,32 mm<sup>2</sup>, com formação de áreas de contato bem definidas, conforme FIG. 5.20 e 5.22.



(a)

(b)

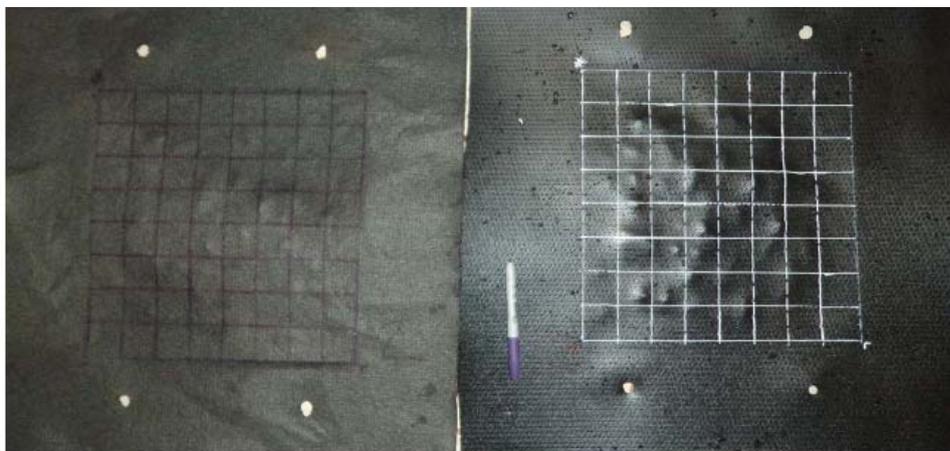
FIGURA 5.20 – Amostras de geomembrana - (a) Antes do Ensaio 1; (b) Depois do Ensaio 1.



(a)

(b)

FIGURA 5.21 – Amostras de geotêxtil - (a) Antes do Ensaio 1; (b) Depois do Ensaio 1.



(a)

(b)

FIGURA 5.22 – Amostras depois do Ensaio 2 - (a) Geotêxtil; (b) Geomembrana.

### 5.2.3 Ensaio de durabilidade

Após os intervalos de 1 e 8 meses, os materiais em contato com o fluido da barragem foram submetidos aos ensaios de tração simples para verificação de suas propriedades. Os resultados obtidos são apresentados no item 5.2.4.

### 5.2.4 Ensaio de resistência à tração

As FIG. 5.23 a 5.26 e as TAB. 5.9 a 5.11 apresentam os resultados do ensaio de resistência à tração simples - RTS (valor da rigidez secante, resistência a tração máxima e alongamento na ruptura) das amostras de geomembranas virgens, degradadas após um e oito meses de imersão no fluido da barragem e das amostras exumadas.

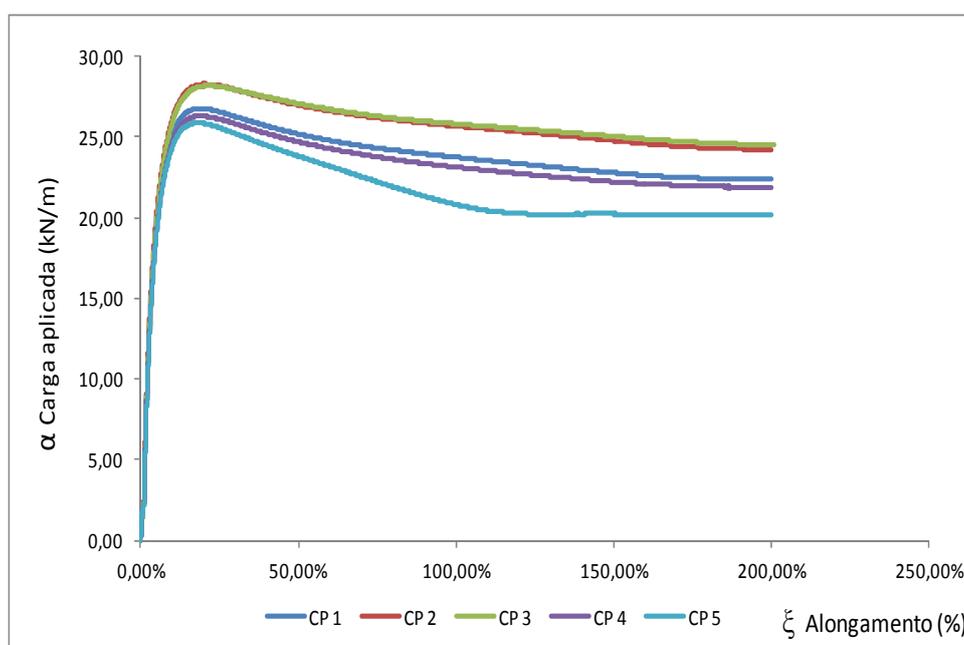


FIGURA 5.23 – Resultados dos ensaios de RTS em geomembrana virgem.

TABELA 5.9 – Propriedades mecânicas obtidas do ensaio de RTS em geomembrana virgem.

Corpo de prova	CP 1	CP 2	CP 3	CP 4	CP 5
Rigidez secante a 2% – J sec 2% (kN/m)	470	490	477	466	450
Rigidez secante a 5% – J sec 5% (kN/m)	391	403	397	383	379
Rigidez secante a 10% – J sec 10% (kN/m)	251	262	259	247	244
Resistência à tração máxima – $\alpha$ máx (kN/m)	25,01	26,68	26,79	24,40	22,78
Alongamento na ruptura – $\xi$ (%)	18,02	19,82	21,10	18,10	17,73

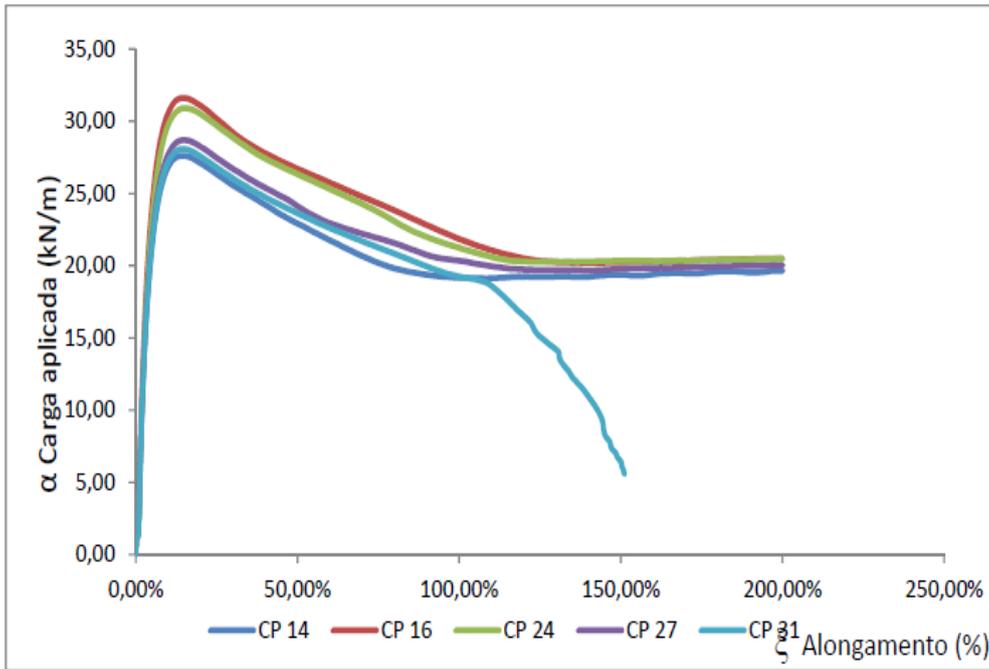


FIGURA 5.24 – Resultados dos ensaios de RTS em geomembrana degradada após imersão no fluido da barragem (tempo de imersão: 1 mês).

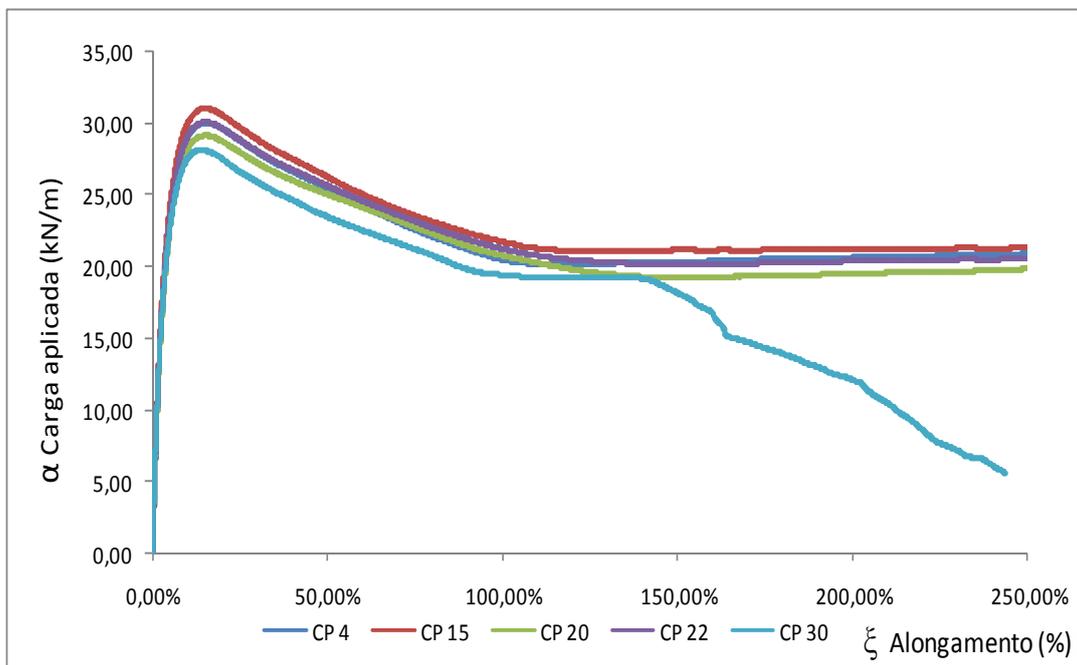


FIGURA 5.25 – Resultados dos ensaios de RTS em geomembrana degradada após imersão no fluido da barragem (tempo de imersão: 8 meses).

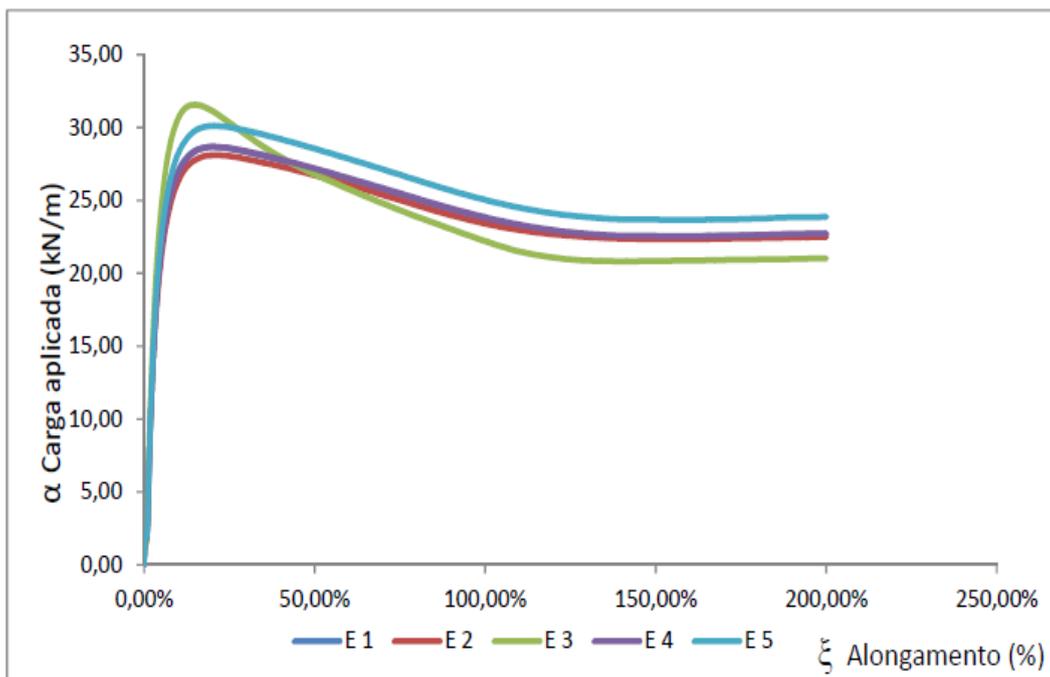


FIGURA 5.26 – Resultados dos ensaios de RTS em geomembrana exumada.

Nas TAB. 5.10 e 5.11 é apresentado um resumo dos resultados obtidos nos ensaios. Na FIG. 5.27 são apresentadas as curvas dos ensaios realizados com as amostras degradadas e a curva mínima e máxima das amostras virgens.

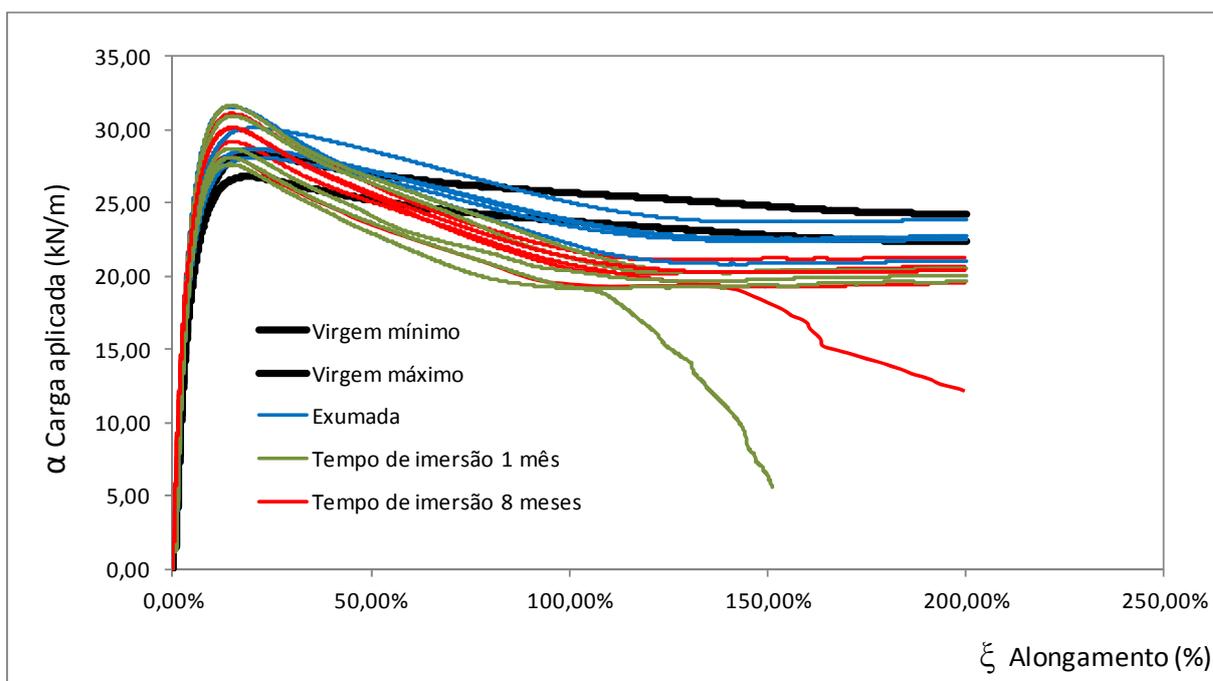


FIGURA 5.27 – Resultados dos ensaios de RTS em geomembrana.

TABELA 5.10 – Resumo das propriedades mecânicas obtidas do ensaio de RTS em geomembrana.

Propriedades Mecânicas	Virgem		Tempo de imersão: 1 mês					Tempo de imersão: 8 meses					Exumada				
	mínimo	máximo	CP 14	CP 16	CP 24	CP 27	CP 31	CP 4	CP 15	CP 20	CP 22	CP 30	E 1	E 2	E 3	E 4	E 5
J sec 2% (kN/m)	450	490	510	604	552	537	527	673	704	667	685	680	511	526	603	522	548
J sec 5% (kN/m)	379	403	425	485	466	438	432	465	483	451	469	454	430	418	491	429	450
J sec 10% (kN/m)	244	262	268	306	298	277	273	290	301	282	292	276	270	262	306	269	282
$\alpha$ máx (kN/m)	22,78	26,79	27,61	31,61	30,91	28,70	28,09	30,08	31,09	29,17	30,13	28,17	28,67	28,11	31,57	28,69	30,12
$\xi$ (%)	17,73	21,10	14,57	14,69	15,14	14,93	14,65	15,08	15,10	15,25	14,99	14,10	19,75	21,09	14,83	20,32	20,32

J sec 2%: rigidez secante a 2%

J sec 5%: rigidez secante a 5%

J sec 10%: rigidez secante a 10%

$\alpha$  máx: resistência à tração máxima

$\xi$ : Alongamento na ruptura

TABELA 5.11 – Tratamento estatístico dos resultados do ensaio de RTS em geomembrana.

Propriedades Mecânicas	Virgem					Tempo de imersão: 1 mês					Tempo de imersão: 8 meses					Exumada				
	Média	Mínimo	Máximo	$\sigma$	C.V.	Média	Mínimo	Máximo	$\sigma$	C.V.	Média	Mínimo	Máximo	$\sigma$	C.V.	Média	Mínimo	Máximo	$\sigma$	C.V.
$\alpha$ máx (kN/m)	25	23	27	1,68	0,07	29	28	32	1,77	0,06	30	28	31	1,10	0,04	29	28	32	1,41	0,05
$\xi$ (%)	19	18	21	1,45	0,08	15	15	15	0,23	0,02	15	14	15	0,46	0,03	19	15	21	2,52	0,13

$\sigma$ : desvio padrão

C.V.: coeficiente de variação

Conforme resultados apresentados a resistência a tração máxima das amostras de geomembrana virgens apresenta média de 25 kN/m. As amostras após degradação, em geral, apresentam um aumento de resistência de 20%.

O aumento de resistência verificado é derivado do enrijecimento do material quando em contato com o fluido estudado, não havendo, portanto, ganho de resistência mecânica. Resultados semelhantes foram obtidos na pesquisa realizada por BUENO, 2007, porém com fluidos agressivos diferentes (álcool, gasolina e soda cáustica).

Em relação à deformabilidade máxima, os resultados obtidos para as amostras submetidas ao ensaio de durabilidade com 1 mês e 8 meses de imersão apresentaram valores próximos, com redução em torno de 27% em relação às amostras virgens. Em geral, as amostras exumadas apresentaram deformação máxima na ruptura superior às amostras submetidas ao ensaio de durabilidade.

Conforme FIG. 5.27, as amostras submetidas ao ensaio de durabilidade apresentaram resistência à tração simples na condição residual inferior às amostras exumadas; provavelmente tal comportamento se deve à condição controlada de laboratório (temperatura e raios ultravioleta), condição esta mais crítica do que a de campo. De acordo com os resultados apresentados, após a ruptura as amostras continuaram a sofrer deformação. A diferença dos resultados entre amostras do mesmo grupo (virgem, tempo de imersão de 1 mês e 8 meses e exumadas) se deve a variabilidade das propriedades físicas das amostras ensaiadas, devido ao método de amostragem (aleatória-estratificada).

As FIG. 5.28 a 5.30 e as TAB. 5.12 a 5.14 apresentam os resultados de resistência à tração simples para amostras de geotêxtil virgens e degradadas após um e oito meses de imersão no fluido da barragem. No Anexo A.4 são apresentados os resultados obtidos para as amostras de geotêxtil virgem, FIG. 5.28, com ciclos de carregamento e descarregamento; o comportamento observado é decorrente da ruptura dos fios do material. O comportamento, em geral, é observado em geogrelhas.

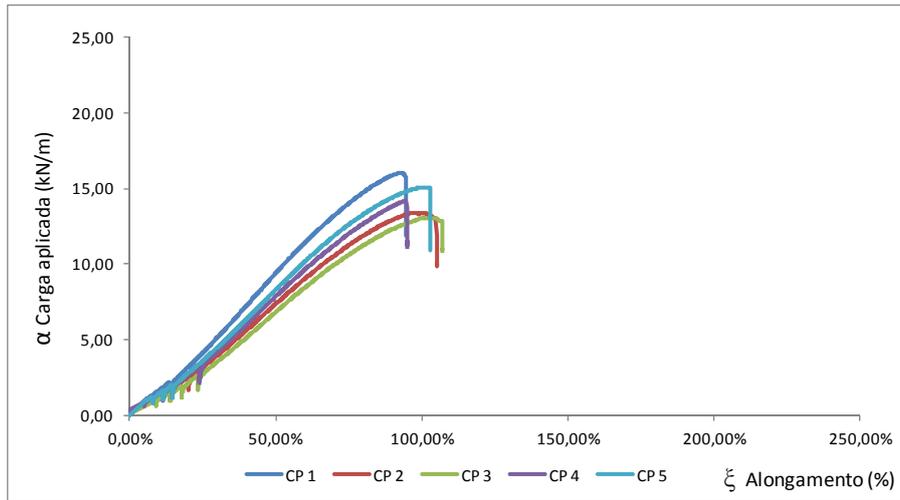


FIGURA 5.28 – Resultados dos ensaios de RTS em geotêxtil virgem.

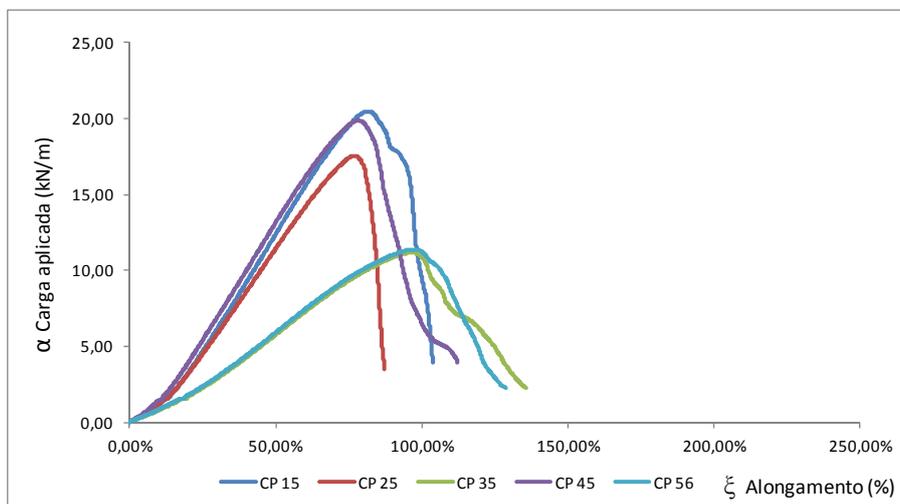


FIGURA 5.29 – Resultados dos ensaios de RTS em geotêxtil degradado após imersão no fluido da barragem (tempo de imersão: 1 mês).

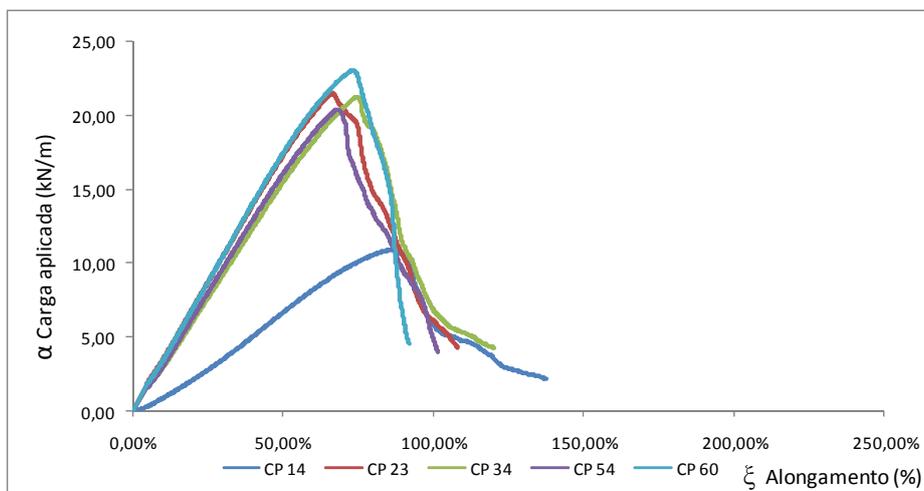


FIGURA 5.30 – Resultados dos ensaios de RTS em geotêxtil degradado após imersão no fluido da barragem (tempo de imersão: 8 meses).

TABELA 5.12 – Propriedades mecânicas obtidas do ensaio de RTS em geotêxtil virgem.

Corpo de prova	CP 1	CP 2	CP 3	CP 4	CP 5
Rigidez secante a 2% – J sec 2% (kN/m)	17,00	17,00	9,00	12,00	16,00
Rigidez secante a 5% – J sec 5% (kN/m)	18,59	15,15	11,34	13,90	17,72
Rigidez secante a 10% – J sec 10% (kN/m)	16,27	12,95	10,20	14,09	14,17
Resistência à tração máxima – $\alpha$ máx (kN/m)	16,01	13,42	13,07	14,17	15,06
Alongamento na ruptura – $\xi$ (%)	92,90	98,37	100,70	94,73	101,61

Nas TAB. 5.13 e 5.14 é apresentado um resumo dos resultados obtidos nos ensaios. Na FIG. 5.31 são apresentadas as curvas dos ensaios realizados com as amostras degradadas e a curva mínima e máxima das amostras virgens.

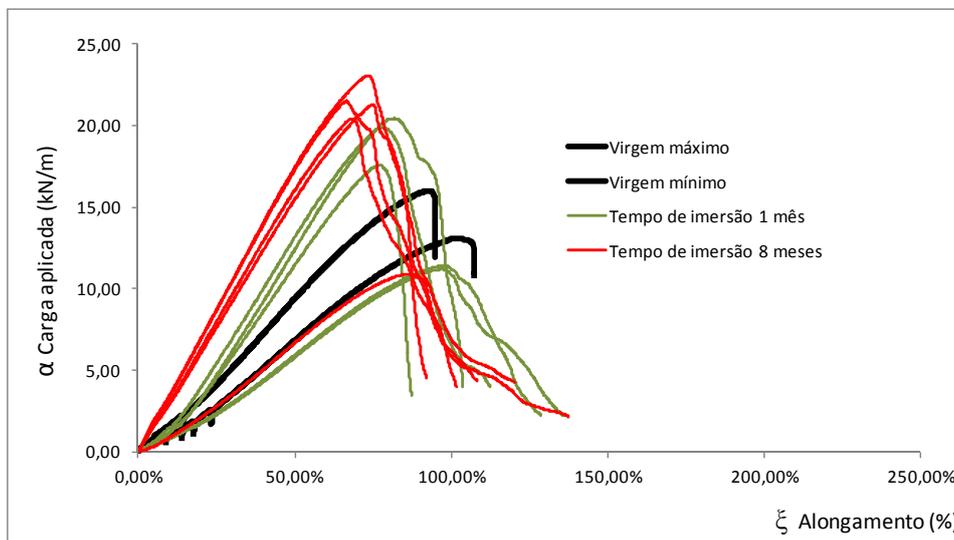


FIGURA 5.31 – Resultados dos ensaios de RTS em geotêxtil.

Conforme resultados apresentados a resistência a tração máxima das amostras de geotêxtil virgens apresenta média de 14 kN/m. As amostras após degradação apresentaram um aumento de resistência em torno de 36% que, conforme relatado para a geomembrana, é decorrente do enrijecimento do material. Nota-se que após o ensaio de durabilidade as amostras apresentaram deformação máxima na ruptura inferior em cerca de 14% após 1 mês de imersão no fluido e 32% após o período de 8 meses, em relação as amostras virgens. A diferença dos resultados entre amostras do mesmo grupo, conforme descrito anteriormente, se deve a variabilidade das propriedades físicas (espessura e gramatura) das amostras ensaiadas.

TABELA 5.13 – Resumo das propriedades mecânicas obtidas do ensaio de RTS em geotêxtil.

Propriedades Mecânicas	Virgem		Tempo de imersão: 1 mês					Tempo de imersão: 8 meses				
	mínimo	máximo	CP 15	CP 25	CP 35	CP 45	CP 56	CP 14	CP 23	CP 34	CP 54	CP 60
<b>J sec 2% (kN/m)</b>	9,00	17,00	8,38	9,97	9,01	11,91	8,82	5,23	37,00	31,00	30,00	35,00
<b>J sec 5% (kN/m)</b>	11,34	18,59	8,99	10,09	7,91	12,27	8,28	6,24	38,55	32,53	32,02	37,01
<b>J sec 10% (kN/m)</b>	10,20	16,27	11,38	11,87	7,96	14,56	8,42	8,62	34,31	29,18	29,85	33,64
<b><math>\alpha</math> máx (kN/m)</b>	13,07	16,01	20,43	17,55	11,18	19,88	11,38	10,89	21,49	21,25	20,42	23,07
<b><math>\xi</math> (%)</b>	92,90	101,61	80,58	77,35	96,92	78,23	97,23	85,64	66,62	74,68	68,04	73,52

J sec 2%: rigidez secante a 2%

J sec 5%: rigidez secante a 5%

J sec 10%: rigidez secante a 10%

$\alpha$  máx: resistência à tração máxima

$\xi$ : Alongamento na ruptura

TABELA 5.14 – Tratamento estatístico dos resultados do ensaio de RTS em geotêxtil.

Propriedades Mecânicas	Virgem					Tempo de imersão: 1 mês					Tempo de imersão: 8 meses				
	Média	Mínimo	Máximo	$\sigma$	C.V.	Média	Mínimo	Máximo	$\sigma$	C.V.	Média	Mínimo	Máximo	$\sigma$	C.V.
<b><math>\alpha</math> máx (kN/m)</b>	14	13	16	1,20	0,08	16	11	20	4,52	0,28	19	11	23	4,87	0,25
<b><math>\xi</math> (%)</b>	98	93	102	3,76	0,04	86	77	97	10,12	0,12	74	67	86	7,51	0,10

$\sigma$ : desvio padrão

C.V.: coeficiente de variação

## 6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

### 6.1 Conclusões

O estudo do comportamento geotécnico da barragem de rejeitos de Jacobina foi realizado com base na resistência ao cisalhamento da interface “geomembrana/rejeito” e “geotêxtil/rejeito”; na verificação dos danos mecânicos causados à geomembrana e ao geotêxtil em contato com o material granular da barragem; e das propriedades físicas e mecânicas dos geossintéticos utilizados na barragem após a realização de ensaios de degradação química.

A avaliação das propriedades dos materiais, quando submetidos às solicitações de campo, foram determinadas a partir de ensaios de laboratório, reproduzindo as condições de interação dos materiais com o meio em que foram inseridos.

Para verificação do desempenho da geomembrana e do geotêxtil ao longo da vida útil da barragem, foram realizados em laboratório ensaios de degradação química, onde os materiais foram imersos no fluido da barragem e submetidos às condições climáticas de campo, sob temperatura de 40 °C e emissão de raios ultravioleta.

Os ensaios de cisalhamento direto forneceram valores de atrito de interface geomembrana/*underflow* superiores ao obtido na literatura técnica.

Conforme resultados apresentados nos ensaios de dano mecânico por compressão, os geossintéticos aplicados na barragem de Jacobina apresentam comportamento satisfatório para tensões de até 1.000 kPa, para os materiais em contato com o *underflow* e o *overflow*; e até 500 kPa para os materiais em contato com a brita. Ressalta-se que, no ensaio de dano da geomembrana em contato com a brita, foi considerado o geotêxtil como material de proteção, conforme projeto. Devido às limitações do equipamento de grande porte utilizado na pesquisa não foi possível a aplicação de carregamentos superiores a 500 kPa.

Os ensaios de durabilidade e a exumação da amostra de campo permitiram avaliar a degradação do geotêxtil e da geomembrana tendo como base os resultados obtidos nas amostras virgens. Em geral, as amostras degradadas apresentaram

enrijecimento e deformação máxima na ruptura inferior em cerca de 27% aos valores obtidos para as amostras virgens. Conforme resultados apresentados as amostras submetidas ao ensaio de durabilidade apresentaram resistência à tração residual inferior aos valores obtidos para as amostras virgens e exumadas. Tal fato pressupõe que as condições de laboratório por serem controladas são mais críticas do que as de campo.

De acordo com resultados obtidos nos ensaios de resistência à tração simples com o geotêxtil, em geral, as amostras apresentaram comportamento semelhante ao verificado nas geomembranas, com enrijecimento após imersão no fluido. Quanto à deformação, grande parte das amostras após o ensaio de durabilidade apresentou deformação máxima na ruptura inferior às amostras virgens. As amostras degradadas após 8 meses de imersão no fluido, em geral, apresentaram resistência à tração máxima superior aos valores obtidos para as amostras degradadas com um mês de imersão, e valores de deformação na ruptura menores.

As diferenças encontradas nos resultados de resistência a tração são devido à diferença de propriedades físicas das amostras ensaiadas, uma vez que a amostragem realizada foi do tipo aleatória-estratificada. Para reduzir essa diferença é necessário que seja avaliada a variabilidade da gramatura e da espessura das amostras.

Desta forma, as metodologias adotadas e os ensaios realizados mostraram-se adequados com a finalidade da pesquisa. Devido à limitação de tempo da dissertação, não foi possível a realização dos ensaios de durabilidade com tempos maiores de imersão dos materiais no fluido da barragem. Apesar da norma da ASTM (ASTM D5322, 2009) recomendar uma duração de 4 meses para o ensaio de durabilidade, a presente pesquisa concluiu a partir dos resultados obtidos e em referências bibliográficas, que para obras de grande porte e condições críticas como a que esta sendo analisada nesta dissertação, este ensaio deveria ser prolongado, em tempos bem superiores ao utilizado, para a obtenção de resultados mais realísticos para projeto.

Segundo ROWE *et al.* (2002), geomembranas de PEAD com 2,0 mm de espessura foram submetidas a ensaios de durabilidade em água destilada e chorume sob temperaturas de até 501 °C; após a realização de ensaios de resistência à tração não foi observada perda de resistência mecânica no material (DUQUENNOI *et al.*, 1995).

Segundo o mesmo autor, ROWE (1998), reavaliando os dados obtidos por HSUAN & KOERNER (1995), estimou vida útil de geomembrana de PEAD aplicadas

em aterro sanitário em cerca de 150 anos quando submetida a temperatura de 251 °C e vida útil superior a 300 anos a 151 °C e 400 anos a 101 °C.

## **6.2 Sugestões para Pesquisas Futuras**

Diante dos resultados obtidos na pesquisa, apresentam-se abaixo as sugestões para pesquisas futuras:

- Realização de ensaios de durabilidade com tempos de degradação superiores, acima de 7 anos, e posterior caracterização dos materiais geossintéticos, para verificação da degradação dos mesmos;
- Os resultados dos ensaios de resistência à tração simples das amostras degradadas apresentados na pesquisa são referentes ao fluido de Jacobina. Para verificação do desempenho dos materiais geossintéticos em diferentes fluidos agressivos, recomenda-se a realização de ensaios de durabilidade com as diferentes substâncias;
- Tendo em vista as cargas máximas a que estão sujeitos os materiais geossintéticos das diversas obras de engenharia, recomenda-se a execução de ensaios de dano mecânico por compressão no conjunto geomembrana/geotêxtil/brita submetido a tensão de 1.000 kPa;
- Realização de ensaios de dano mecânico com geomembrana de PVC;
- Realização de ensaios de resistência à tração simples para amostras submetidas ao ensaio de dano mecânico por compressão, para verificar a perda de resistência dos materiais;
- Realização de ensaios de resistência à tração simples em amostras de geomembrana e geotêxtil exumadas, para verificar a perda de resistência dos materiais;
- Realização de ensaios de interface geomembrana/rejeito com carregamentos superiores a 1.000 kPa;
- Realização de análises paramétricas de estabilidade com parâmetros reais de interface geomembrana/rejeito, para verificação da influência dos mesmos na estabilidade;

- Realização de análises tensão-deformação para atestar a estabilidade do maciço;
- Realização de análises microscópicas em amostras degradadas por meio de microscopia eletrônica de varredura (MEV).

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (1984). NBR 6.508: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 8 p.

ABNT (1984). NBR 7.181: Solo – Análise granulométrica. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 13 p.

ABNT (1986). NBR 7.182: Solo - Ensaio de compactação. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 10 p.

ABNT (1990). NBR 12.004: Solo - Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos - Método de ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 6 p.

ABNT (1991). NBR 12.051: Solo - Determinação do índice de vazios mínimo de solos não-coesivos - Método de ensaio. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 15 p.

ABNT (1993). NBR 12.824: Geotêxteis – Determinação da resistência à tração não-confinada – Ensaio de tração de faixa larga. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 5 p.

ABNT (1995). NBR 6.502: Rochas e solos. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 18 p.

ABNT (2000). NBR 14.545: Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 12 p.

ABNT (2003). NBR 12.568: Geossintéticos - Determinação da massa por unidade de área. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 3 p.

ABNT (2006). NBR 13.028: Mineração - Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 6 p.

ABNT (2013). NBR ISO 10.318: Geossintéticos – Termos e definições. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 23 p.

AGUIAR, P. R.; VERTEMATTI, J. C. (2004). Introdução. In: José Carlos Vertematti. (Org.). Manual Brasileiro de Geossintéticos. 1ed.São Paulo: Edgard Blücher, v. 1, p. 1-12.

AGUIAR, V. R. (2008). Resistência de Interface Solo-Geossintético: Desenvolvimento de Equipamentos e Ensaio. Rio de Janeiro: Pontificia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

ALBUQUERQUE FILHO, L. H. (2003). Análise do Comportamento Geotécnico de Sistemas de Disposição de Rejeitos Através de Ensaio CPTU. Seminário de Qualificação do Mestrado em Geotecnia, UFOP, Ouro Preto, MG, 191 p.

ALBUQUERQUE FILHO, L.H. (2004), Análise do Comportamento Geotécnico de Barragens de Rejeitos de Minério de Ferro Através de Ensaio de Piezocone, Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 191 p.

ARAÚJO, G. S.; GARDONI, M. G. A.; GOMES, R. C. (2010). The behaviour of non-woven geotextiles on tailing dams drainage systems. The ICG 2010 Brazil, São Paulo, Brazil, 2, p. 1075-1078.

ARAÚJO NETO, H. (2009). Relatório Técnico 28 - Perfil do Ouro. J. MENDO Consultoria/Ministério de Minas e Energia-MME/Secretaria de Geologia, Mineração e Transformação Mineral - SGM. [S.l.], 50 p.

ASTM (1997). D5321: Standard Test Method for Determining the Coefficient of Soil and Geosynthetic or Geosynthetic and Geosynthetic Friction by Direct Shear Method. American Society for Testing and Materials, Estados Unidos.

ASTM (1998). D3080: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Underconsolidated Drained. American Society for Testing and Materials, Estados Unidos.

ASTM (2002). D5747: Standard Practice for Tests to Evaluate the Chemical Resistance of Geomembranes to Liquids. American Society for Testing and Materials, Estados Unidos.

ASTM (2003). D5496: Standard Practice for In Field Immersion Testing of Geosynthetics. American Society for Testing and Materials, Estados Unidos.

ASTM (2004). D4767: Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils. American Society for Testing and Materials, Estados Unidos.

ASTM (2004). D6693: Standard Test Method for Determining Tensile Properties of Nonreinforced Polyethylene and Nonreinforced Flexible Polypropylene Geomembranes. American Society for Testing and Materials, Estados Unidos.

ASTM (2009). D1004: Test Method for Initial Tear Resistance of Plastic Film and Sheeting. American Society for Testing and Materials, Estados Unidos.

ASTM (2009). D5322: Standard Practice for Immersion Procedures for Evaluating the Chemical Resistance of Geosynthetics to Liquids. American Society for Testing and Materials, Estados Unidos.

ASTM (2010). D5994: Standard Test Method for Measuring Core Thickness of Textured Geomembranes. American Society for Testing and Materials, Estados Unidos.

ASTM (2011). D2435: Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading. American Society for Testing and Materials, Estados Unidos.

ASTM (2011). D4533: Standard Test Method for Trapezoid Tearing Strength of Geotextiles. American Society for Testing and Materials, Estados Unidos.

BENCKERT, A.; EURENIUS, J. (2001). Tailings dam constructions - Seminar on safe tailings dam constructions. Gallivare, Swedish Mining Association, Natur Vards Verket, European Commission, p. 30-36.

BETTENCOURT, J. S.; MORESCHI, J. B. (2000). Recursos Minerais. In: TEIXEIRA, W., *et al.* Para Entender a Terra. 1ª. ed. São Paulo: Oficina de Textos. Cap. 21, p. 445-470.

BORGES, J. L. (1995). Aterros sobre solos moles reforçados com geossintéticos. Análise e dimensionamento. Dissertação de doutoramento. FEUP, Porto. 423 p.

BOUAZZA, A., ZORNBERG, J.G., AND ADAM, D. (2002). Geosynthetics in waste containment facilities: recent advances, Proceedings of the 7th International Conference on Geosynthetics, Nice, France, September 2002, p. 445-507.

BRASIL (1981). Lei nº 6.938, de 31 de agosto de 1981. Dispõe sobre a Política Nacional do Meio Ambiente, seus fins e mecanismos de formulação e aplicação, e dá outras providências. Diário Oficial [da] União. Brasília em 02 de setembro de 1981.

BRASIL (1998). Lei nº 9.605, de 12 de fevereiro de 1998. Dispõe sobre as sanções penais e administrativas derivadas de condutas e atividades lesivas ao meio ambiente, e dá outras providências. Diário Oficial [da] União. Brasília em 13 de fevereiro de 1998.

BRASIL (2010). Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais, cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens e altera a redação do art. 35 da Lei no 9.433, de 8 de janeiro de 1997, e do art. 4º da Lei no 9.984, de 17 de julho de 2000. Diário Oficial da União, página 1, seção 1, 21 de setembro de 2010.

BREITENBACH, A. J.; SMITH, M. E. (2006). Overview of geomembrane history in the mining industry, 8ICG Conference Proceedings.

BUENO, B. S.; BENVENUTO, C.; VILAR, O. M. (2004). Aplicações em Barreiras Impermeabilizantes. In: José Carlos Vertematti. (Org.). Manual Brasileiro de Geossintéticos. 1ed.São Paulo: Edgard Blücher, v. 1, p. 335-379.

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

BUENO, M. T. N. S. (2007). Análise da degradação de alguns geossintéticos em contato com fluidos agressivos. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, Brasília. 229 p.

CALDWELL, J. A.; ROBERTSON, A. (1986). Geotechnical Stability Considerations in the Design and Reclamation of Tailings Impoundments. In: Geotechnical Stability in Surface Mining. Calgary, Alberta, Nov/1986.

CAHETE, S. A. (1998). Extração do Ouro na Amazônia e Implicações para o meio Ambiente. Novos Cadernos NAEA, Belém, v. I, n. 2.

CAZZUFFI, D.; GIROUD, J. P.; SCUERO, A.; VASCHETTI, G. (2010), Geosynthetic barriers systems for dams, Keynote Lecture, in: Proceedings of the 9th International Conference on Geosynthetics, Guarujá, vol. 1, p. 115-163.

CNI (2012). Mineração e Economia Verde. Confederação Nacional da Indústria. Instituto Brasileiro de Mineração. Cadernos setoriais Rio+20, Brasília, 69 p.

COATES, D.F.; YU, Y.S. (1977). Pit slope manual, Chapter 9 – Waste Embankments, Canmet Report 77-1. Canada Center of Mineral and Energy Technology. Ottawa, Canada, 129 p.

COLMANETTI, J. P. (2006). Estudos sobre a Aplicação de Geomembranas na Impermeabilização da Face de Montante de Barragens de Enrocamento, Tese de Doutorado, Publicação no G.TD-037/2006, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 272 p.

CONAMA (1986). Resolução nº 001, de 23 de janeiro de 1986. Estabelece as definições, as responsabilidades, os critérios básicos e as diretrizes gerais para uso e implementação da avaliação de impacto ambiental como um dos instrumentos da Política Nacional do Meio Ambiente. Diário Oficial da República Federativa do Brasil, Brasília, 23 jan. 1986.

COPAM (2002). Deliberação Normativa COPAM nº 62, de 17 de dezembro de 2002. Dispõe sobre critérios de classificação de barragens de contenção de rejeitos, resíduos e reservatório de água em empreendimentos industriais e de mineração no estado de Minas Gerais. Disponível em: <<http://www.siam.mg.gov.br/sla>>. Acesso em: 20 Ago 2012.

COPAM (2005). Deliberação Normativa COPAM nº 87, de 17 de junho de 2005. Altera e complementa a Deliberação Normativa COPAM nº 62, de 17/12/2002, que dispõe sobre critérios de classificação de barragens de contenção de rejeitos, resíduos e reservatório de água em empreendimentos industriais e de mineração no estado de Minas Gerais. Disponível em: <<http://www.siam.mg.gov.br/sla>>. Acesso em: 20 Ago 2012.

CPRM, S. G. D. B. (2012). Excursão Virtual pela Estrada Real no Quadrilátero Ferrífero - Aspectos Geológicos, Históricos e Turísticos. Excursão Virtual pela Estrada Real no Quadrilátero Ferrífero - Aspectos Geológicos, Históricos e Turísticos. Disponível em: <[http://www.cprm.gov.br/estrada\\_real/index.html](http://www.cprm.gov.br/estrada_real/index.html)>. Acesso em: 24 Ago 2012.

DAM Engenharia de Projetos Ltda. (2008). Projeto Executivo Barragem de Rejeito de Jacobina – EL. 565,00 – Arranjo Geral – Planta, JMC02-390-C1-DW-0002.

DAM Engenharia de Projetos Ltda. (2008). Projeto Executivo Barragem de Rejeito de Jacobina – EL. 565,00 – Aterro – Seções e Detalhes, JMC02-390-C1-DW-0003.

DAM Engenharia de Projetos Ltda. (2008). Projeto Executivo Barragem de Rejeito de Jacobina – EL. 565,00 – Drenagem Interna e Impermeabilização – Planta, Seções e Detalhes, JMC02-390-C1-DW-0005.

DAM Engenharia de Projetos Ltda. (2008). Projeto Executivo Barragem de Rejeito de Jacobina – Relatório Final de Projeto, JMC02-390-C-RL-0002.

DAM Engenharia de Projetos Ltda. (2009). Projeto Executivo Barragem de Rejeito de Jacobina – EL. 575,00 – Arranjo Geral – Planta, JMC02-390-C1-DW-0059.

DAM Engenharia de Projetos Ltda. (2009). Projeto Executivo Barragem de Rejeito de Jacobina – EL. 575,00 – Aterro – Seções e Detalhes, JMC02-390-C1-DW-0060.

DAM Engenharia de Projetos Ltda. (2009). Projeto Executivo Barragem de Rejeito de Jacobina – EL. 575,00 – Aterro – Seções e Detalhes, JMC02-390-C1-DW-0061.

DAM Engenharia de Projetos Ltda. (2009). Projeto Executivo Barragem de Rejeito de Jacobina – 2ª Etapa de Alçamento – EL. 575,00 – Relatório Final de Projeto, JMC02-390-C-RL-0015.

DAM Engenharia de Projetos Ltda. (2011). Projeto Executivo Barragem de Rejeito de Jacobina – 2ª Etapa de Alçamento – EL. 575,00 – Especificações Técnicas, JMC02-390-C-SP-0002.

DAM Engenharia de Projetos Ltda. (2012). Projeto Executivo Barragem de Rejeito de Jacobina – EL. 575,00 – Arranjo Geral – As Built – Planta e Seções, JMC02-390-C1-DW-0101.

DAM Engenharia de Projetos Ltda. (2012). Projeto Executivo Barragem de Rejeito de Jacobina – EL. 575,00 – Drenagem Interna – As Built – Planta, Seções e Detalhes, JMC02-390-C1-DW-0102.

DAM Engenharia de Projetos Ltda. (2012). Projeto Executivo Barragem de Rejeito de Jacobina – EL. 575,00 – Drenagem Interna – As Built – Seções e Detalhes, JMC02-390-C1-DW-0103.

DAM Engenharia de Projetos Ltda. (2012). Projeto Executivo Barragem de Rejeito de Jacobina – EL. 575,00 – Dreno de Fundo – As Built – Planta e Seções, JMC02-390-C1-DW-0106.

DAM Engenharia de Projetos Ltda. (2012). Projeto Executivo Barragem de Rejeito de Jacobina – EL. 590,00 – Arranjo Geral – Planta, JMC02-390-C1-DW-0081.

DAM Engenharia de Projetos Ltda. (2012). Projeto Executivo Barragem de Rejeito de Jacobina – EL. 590,00 – Aterro – Seções e Detalhes, JMC02-390-C1-DW-0082.

DAM Engenharia de Projetos Ltda. (2012). Projeto Executivo Barragem de Rejeito de Jacobina – EL. 590,00 – Aterro – Seções e Detalhe, JMC02-390-C1-DW-0083.

DAM Engenharia de Projetos Ltda. (2012). Projeto Executivo Barragem de Rejeitos de Jacobina – Ensaio Geotécnicos com o Rejeito e Análises de Estabilidade Complementares - Relatório Técnico, JMC02-390-C-RL-0043.

DAM Engenharia de Projetos Ltda. (2013). Projeto Executivo Barragem de Rejeitos de Jacobina – Análises de Estabilidade Complementares - Relatório Técnico, JMC02-390-C-RL-0061.

DNPM (2010). Anuário Mineral Brasileiro - Ano - XXXVIII - 2010. ISSN 0100 - 9303, Brasília. Disponível em [http://www.dnpm.gov.br/relatorios/amb/Completo\\_2010.pdf](http://www.dnpm.gov.br/relatorios/amb/Completo_2010.pdf).

DNPM (2013). Sumário Mineral - 33ª Edição - Ano 2013. Disponível em <http://www.dnpm.gov.br/conteudo.asp?IDSecao=68&IDPagina=3165>

ESPÓSITO, T. J. (1995). Controle geotécnico da construção de barragens de rejeito – Análise de estabilidade de taludes e estudos de percolação. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 159 p.

ESPÓSITO, T. J. (2000). Metodologia probabilística e observacional aplicada a barragens de rejeito construídas por aterro hidráulico. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, Brasília. 359 p.

FARIAS, C. E. G. (2002). Mineração e meio ambiente no Brasil. Relatório preparado para o CGEE, PNUD – Contrato 2002/001604.

FOURIE, A.; BOUAZZA, A.; LUPO, J.; ABRÃO, P. (2010). Improving the performance of mining infrastructure through the judicious use of geosynthetics. The ICG 2010 Brazil, São Paulo, Brazil, 1, p. 193-219.

GARDONI, M. G. A. (2000). Estudo do comportamento dreno-filtrante de geossintéticos sob compressão. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-003A/2000, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 313 p.

GARTUNG, E. (1996). Landfill liners and covers, Proc. Geosynthetics: Applications, Design and Construction, Rotterdam/Balkema, p. 55-69.

GEO-SLOPE (2007) – Slope/W for Slope Analysis – User’s Guide, GEO-SLOPE International Ltd. Canadá.

*Global Business Reports* (2010). A Mineração Brasileira. Um Relatório da *Global Business Reports* para *Engineering & Mining Journal*. Ano 2010. Disponível em: <[http://www.dnpm.gov.br/mostra\\_arquivo.asp?IDBancoArquivoArquivo=6150](http://www.dnpm.gov.br/mostra_arquivo.asp?IDBancoArquivoArquivo=6150)>. Acesso em: 03 Jul 2012.

GRISHIN, M. M. (1982). Hydraulic Structures. Mir Publishers (Translated from the Russian by Prem Kumar Dang), Moscow, URSS. v.1, 468 p.

GOMES, L. M. F. (2001). Geotêxteis e suas aplicações, Seminário: A indústria têxtil nos caminhos da inovação. Universidade da Beira Interior, Covilhã, p. 10-20.

GOOGLE EARTH (2008). Disponível em: <<http://earth.google.com/>>. Acesso em: 10 de Set 2012.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. (1984). Estabilidade de taludes naturais e de escavação. Editora Edgard Blücher Ltda. 2ª edição.

IBRAM (2010). Informações e análises da economia mineral brasileira, 5ª edição. Evolução da Produção Mineral Brasileira. Disponível em < <http://www.ibram.org.br/>>. Acesso em 08 de agosto de 2012.

ICOLD (2001). Tailings dams: risk of dangerous occurrences: lessons learnt from practical experiences. Commission Internationale des Grand Barrages, Committee on Tailings Dams and Waste Lagoons, Paris, 144 p.

ICOLD (2010). Geomembrane sealing systems for dams. Commission Internationale des Grand Barrages, Committee on Tailings Dams and Waste Lagoons, Paris.

INGOLD, T. S. (1991). Friction Testing. Geomembranes – Identification and Performance Testing. RILEM – Report of Technical Committee 103-MGH Mechanical and Hydraulic Testing of Geomembranes, A. Rollin & J.M. Rigo (eds), p. 176-218.

KÜPPER, A. M. A. G. (1991). Design of hydraulic fill. PhD Thesis, Dept. of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Canada. 525 p.

LADEIRA, M. A. S. A. (1995). Estudo dos fenómenos de interacção solo-geossintético através de ensaios de arranque”. Dissertação de Mestrado em Estruturas de Engenharia Civil na F.E.U.P., Porto. 196 p.

LOPES, P. C. (2001). Estudo da interacção solo-geossintético através de ensaios de corte em plano inclinado. Dissertação de Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, FEUP, Porto. 194 p.

MENDES, M.J.A.; TOUZE-FOLTZ, N.; GARDONI, M.; AHARI, M.; MAZEAS, L. (2013). Quantification of diffusion of phenolic compounds in virgin GCL and in GCL after contact with a synthetic leachate. *Geotextiles and Geomembranes*, 38 (2013). p. 16-25.

MENDES, P. A. S. (2011). Impermeabilização de fundações de edifícios e estruturas especiais. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, 146 p.

MINTER (1979). Portaria nº 53, de 1º de março de 1979. Estabelece normas aos projetos específicos de disposição de resíduos sólidos, bem como fiscalização de sua implantação, operação e manutenção. *Diário Oficial da República Federativa do Brasil*. Brasília, DF, 8 de março de 1979, p 3356-3357.

NASCIMENTO, M. T. (2002). Avaliação de dano mecânico em geossintéticos em Obras de Disposição de Resíduos. Tese de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília. 105 p.

PALMEIRA, E. M. (1992). Geossintéticos: tipos e evolução nos últimos anos. Seminário sobre aplicações de Geossintéticos em Geotecnia - Geossintéticos' 92, UnB. Brasília. p. 1-20.

PALMEIRA, E. M. (1993). Curso de Estabilização e Reforço de solos: Introdução à Utilização de Geossintéticos. Publicação G. AP-002B/93, Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Brasília. 60 p.

PALMEIRA, E. M.; BEIRIGO; E.A.; GARDONI, M. G. (2010). Tailings-nonwoven geotextile filter compatibility in mining applications. *Geotextiles and Geomembranes*, 28 (2010). p. 136-148.

PALMEIRA, E. M., LIMA JUNIOR, N. R., VIANA, H. N. L., MELLO, L. G. R. (2004). Large scale ramp tests for the study of soil geosynthetic interaction in slopes of waste disposal areas. 3th European Geosynthetics Conference, Munique, Alemanha, p. 575-580.

REBELO, K. M. W. (2003). Resistência de interfaces entre geomembranas e solos através do ensaio de *ring shear*. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 194 p.

REBELO, K. M. W.; VILAR, O. M. (2005). Estudo da resistência de interface entre solos e geomembranas através do ensaio de *ring shear*. *Revista Minerva*, v. 2, p. 41-51.

RIBEIRO, A. F; GARRIDO, I. A.; BRITO, R. S. C.; NONATO, I. F. (1993). Geologia e Potencialidade para mineralização de ouro e sulfetos da Faixa Rio Salitre, Juazeiro - Bahia. *Série Arquivos Abertos*, Salvador, 3. 19 p.

RIBEIRO, L. F. M. (2000). Simulação física do processo de formação dos aterros hidráulicos aplicados a barragens de rejeitos. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 235 p.

ROCHA NETO, M. B. (1994). Geologia e recursos minerais do *Greenstone Belt* do Rio Itapicuru, Bahia. Série Arquivos Abertos, Salvador, 4. 32 p.

ROWE R. K.; SANGAM H. P. (2002). Durability of HDPE geomembranes. *Geotextiles and Geomembranes*, 20 (2002). p. 77–95.

SÁNCHEZ, L. E. (2006). Avaliação de impacto ambiental: conceitos e métodos. São Paulo: Oficina de Textos.

SANTOS, B. A. D. (2002). Recursos Minerais da Amazônia. *Estudos Avançados*, São Paulo, v. XVI, n. 45, p. 123-152, Mai/Ago 2002.

SIEIRA, A. .C. F. (2003). Estudo experimental dos mecanismos de interação solo-geogrelha. Rio de Janeiro: Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. 363 p. (Tese de Doutorado).

SILVA, S. R.; PROCÓPIO, S. O.; QUEIROZ, T. F. N.; DIAS; L. E. (2004). Caracterização de rejeito de mineração de ouro para avaliação de solubilização de metais. *Revista Brasileira de Ciência do Solo*, vol. 28, núm. 1, enero-febrero, 2004, Sociedade Brasileira de Ciência do Solo. Viçosa, Brasil.

SMITH, M. E. (2008). Mining and geosynthetics: emerging technologies, growing markets. *Proceedings 1st Pan American Geosynthetics Conference*, Cancun, Mexico.

TEIXEIRA, J. B. G. (1985). Geologia e controles da mineração aurífera em Fazenda Brasileiro, Serrinha BA. In: SÁ, P. V. D. S. V.; DUARTE, F. B. *Geologia e Recursos Minerais do Estado da Bahia*. Salvador: Setor de Edições Técnicas da Coordenação da Produção Mineral de Secretaria das Minas e Energia do Estado da Bahia, v. 6. p. 09-49.

TOUZE-FOLTZ, N.; AHARI, M.; MENDES, M.; BARRAL, C.; GARDONI, M.; MAZÉAS, L. (2012). Diffusion of phenolic compounds through an HDPE geomembrane. *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA* 43 (4). p. 19-29.

TUPA, N.; PALMEIRA, E. M. (1995). Comportamento de geotêxteis não tecidos confinados em solos finos. 2º Simpósio Brasileiro sobre Aplicações de Geossintéticos. São Paulo, p. 139-147.

UFOP, U. F. D. O. P. (2012). Quadrilátero ferrífero - Centro de estudos avançados. Quadrilátero Ferrífero - Centro de Estudos Avançados. Disponível em: <<http://www.qfe2050.ufop.br/?index>>. Acesso em: 24 Ago 2012.

VIANA, E. C.; CARVALHO, R. M. M. A.; OLIVEIRA, P. R. S.; VALVERDE, S. R.; SOARES, T. S. (2003). Análise técnico-jurídica do licenciamento ambiental e sua interface com a certificação ambiental. Revista Árvore, Viçosa, v. 27, n. 4, p. 587-595.

VIDAL, D. (1990). Geotêxtil – Propriedades e ensaios – Manual técnico geotêxtil Bidim. Rhodia.

VIDAL, I. G. (2007). Atrito de interface & geomembranas de PEAD\*. Artigo apresentado no V Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, Recife (PE).

VILAR, O. M. (2003). Geossintéticos em aplicações ambientais. In: II Seminário de engenharia geotécnica, Rio Grande do Sul-RS. Anais, 2003. v. 1. p. 61-73.

## ANEXO A

### A.1 Resultados dos Ensaio dos Rejeitos de Jacobina

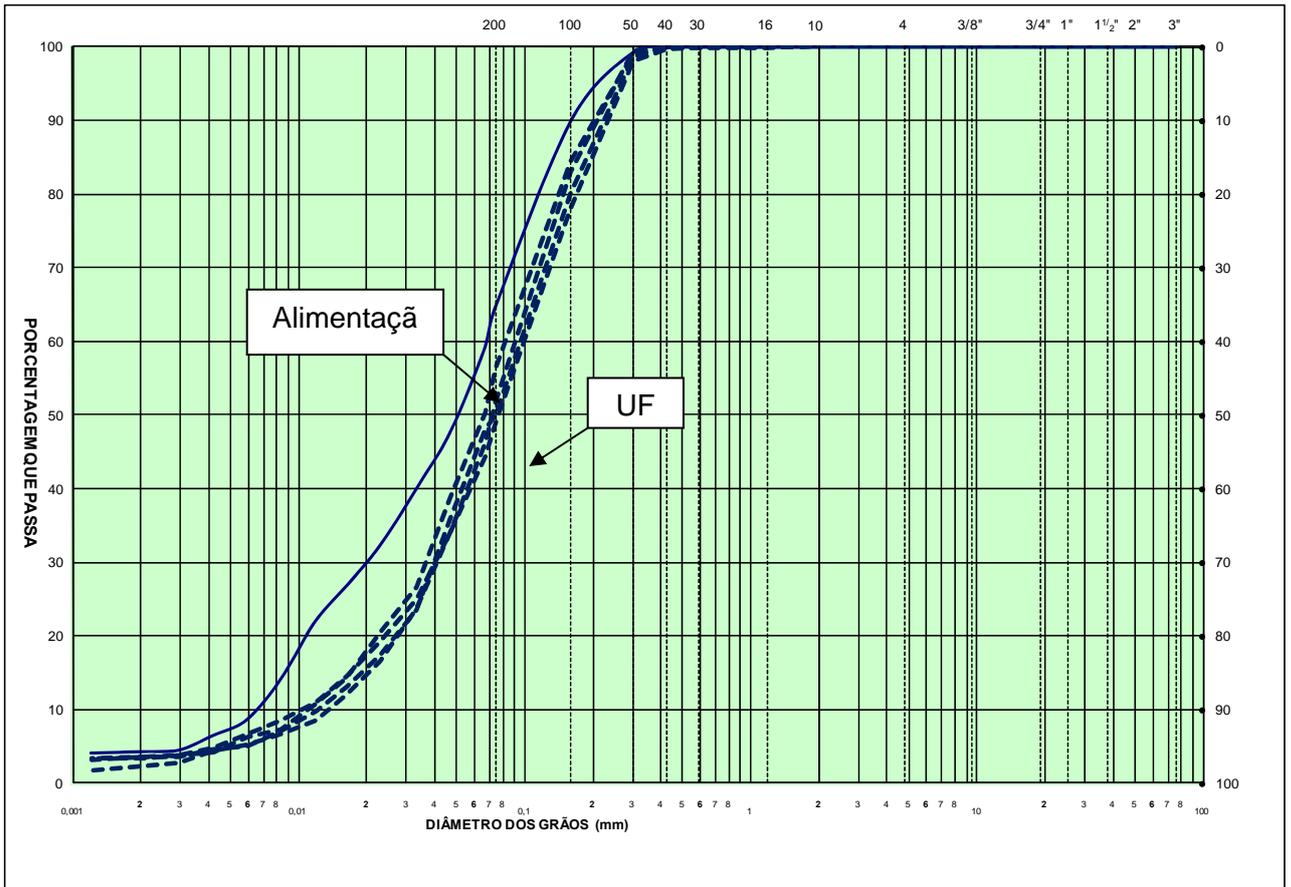
<b>ENSAIO DE MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS</b>				
ENSAIO Nº	01	02	03	
Cápsula Nº	1185	1186	1187	
Solo+Tara+Água (g)	71,08	70,46	68,40	
Solo+Tara (g)	69,38	68,80	66,82	
Tara (g)	28,82	29,37	29,66	
Água (g)	1,70	1,66	1,58	
Solo seco (g)	40,56	39,43	37,16	
Umidade (%)	4,2	4,2	4,3	
<b>CLASSIFICAÇÃO:</b>				
Recipiente Nº	33	34	35	
Picnômetro nº	2	6	8	
Picnômetro + líquido + solo (g)	667,17	658,79	704,20	
Temperatura (T °C)	22,6	22,6	22,6	
Picnômetro + líquido aferido (g)	624,92	616,37	661,77	
Massa específica do líquido a T °C (g/cm <sup>3</sup> )	0,998	0,998	0,998	
Peso do solo úmido (g)	70,00	70,00	70,00	
Peso do solo sêco (g)	67,18	67,17	67,15	
Massa específica real dos grãos (Kg/m <sup>3</sup> )	2.689	2.708	2.711	
<b>Média (Kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>2.703</b>			
<b>OBS.:</b>	Cliente : JACOBINA MINERAÇÃO E COMÉRCIO LTDA			
	Obra :			
	Local : MUNICÍPIO DE JACOBINA - BA.		Data: 01/03/2012	Resp.: Reginaldo
	<b>MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS (NBR-6508/84)</b>		Engº	Rel. nº. LAB-008/12
AM.: 01		Visto	Fl.. nº. 01	

ENSAIO DE MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS												
ENSAIO Nº			01			02			03			
Cápsula Nº			1189			1190			1191			
Solo+Tara+Água (g)			64,88			67,08			66,40			
Solo+Tara (g)			64,85			67,05			66,38			
Tara (g)			27,91			29,97			28,39			
Água (g)			0,03			0,03			0,02			
Solo seco (g)			36,94			37,08			37,99			
Umidade (%)			0,1			0,1			0,1			
CLASSIFICAÇÃO:												
Recipiente Nº			37			38			39			
Picnômetro nº			2			6			8			
Picnômetro + líquido + solo (g)			668,84			660,44			705,82			
Temperatura (T °C)			22,4			22,4			22,4			
Picnômetro + líquido aferido (g)			624,94			616,39			661,80			
Massa específica do líquido a T °C (g/cm <sup>3</sup> )			0,998			0,998			0,998			
Peso do solo úmido (g)			70,00			70,00			70,00			
Peso do solo sêco (g)			69,94			69,94			69,96			
Massa específica real dos grãos (Kg/m <sup>3</sup> )			2.680			2.696			2.691			
<b>Média (Kg/m<sup>3</sup>)</b>						<b>2.689</b>						
OBS.:			Cliente : JACOBINA MINERAÇÃO E COMÉRCIO LTDA Obra : Local : MUNICÍPIO DE JACOBINA - BA.									
									Data:	Resp.:		
									01/03/2012	Reginaldo		
			<b>MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS</b> <b>(NBR-6508/84)</b>						Engº	Rel. nº.		
			AM.: 02						Visto	Fl. nº.		
										02		

ENSAIO DE MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS											
ENSAIO Nº			01			02			03		
Cápsula Nº			1193			1194			1195		
Solo+Tara+Água (g)			65,44			61,81			69,33		
Solo+Tara (g)			65,33			61,70			69,20		
Tara (g)			30,09			29,39			29,22		
Água (g)			0,11			0,11			0,13		
Solo seco (g)			35,24			32,31			39,98		
Umidade (%)			0,3			0,3			0,3		
CLASSIFICAÇÃO:											
Recipiente Nº			41			42			43		
Picnômetro nº			2			6			8		
Picnômetro + líquido + solo (g)			668,72			660,30			705,60		
Temperatura (T °C)			22,5			22,5			22,5		
Picnômetro + líquido aferido (g)			624,93			616,38			661,79		
Massa específica do líquido a T °C (g/cm <sup>3</sup> )			0,998			0,998			0,998		
Peso do solo úmido (g)			70,00			70,00			70,00		
Peso do solo sêco (g)			69,78			69,76			69,77		
Massa específica real dos grãos (Kg/m <sup>3</sup> )			2.679			2.694			2.682		
<b>Média (Kg/m<sup>3</sup>)</b>						<b>2.685</b>					
OBS.:			Cliente : <b>JACOBINA MINERAÇÃO E COMÉRCIO LTDA</b> Obra : Local : <b>MUNICÍPIO DE JACOBINA - BA.</b>						 Data: <b>01/03/2012</b> Resp.: <b>Reginaldo</b> Engº                      Rel. nº. <b>LAB-008/12</b> Visto                      Fl.. nº. <b>03</b>		
			<b>AM.: 03</b>								



ENSAIO DE MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS												
ENSAIO Nº			01			02			03			
Cápsula Nº			1895			1896			1897			
Solo+Tara+Água (g)			97,82			78,62			97,96			
Solo+Tara (g)			97,79			78,59			97,91			
Tara (g)			40,35			29,35			30,77			
Água (g)			0,03			0,03			0,05			
Solo seco (g)			57,44			49,24			67,14			
Umidade (%)			0,1			0,1			0,1			
CLASSIFICAÇÃO:												
Recipiente Nº			42			43			44			
Picnômetro nº			2			6			8			
Picnômetro + líquido + solo (g)			668,88			660,41			705,83			
Temperatura (T °C)			22,5			22,5			22,5			
Picnômetro + líquido aferido (g)			624,93			616,38			661,79			
Massa específica do líquido a T °C (g/cm <sup>3</sup> )			0,998			0,998			0,998			
Peso do solo úmido (g)			70,00			70,00			70,00			
Peso do solo sêco (g)			69,96			69,96			69,95			
Massa específica real dos grãos (Kg/m <sup>3</sup> )			2.684			2.693			2.694			
<b>Média (Kg/m<sup>3</sup>)</b>						<b>2.690</b>						
OBS.:			Cliente : JACOBINA MINERAÇÃO E COMÉRCIO LTDA Obra : Local : MUNICÍPIO DE JACOBINA - BA.									
									Data: 15/03/2012		Resp.: Reginaldo	
			<b>MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS (NBR-6508/84)</b>						Engº		Rel. nº. LAB-008/12	
			SOND.: B02						Visto		Fl.. nº.	
			AM.: UNDERFLOW									



COMPACTAÇÃO DE SOLOS					
Cilindro N°	1	1	1	1	1
Peso do Cilindro (g)	2.262	2.262	2.262	2.262	2.262
Volume do Cilindro (cm³) (V)	992	992	992	992	992
Peso do Cilindro + Solo Úmido g	4.030	4.085	4.144	4.147	4.134
Peso Solo Úmido g	1.768	1.823	1.882	1.885	1.872
MASSA ESP. APARENTE SOLO ÚMIDO (Kg/m³) $\mu_h = P \cdot h / V$	1.782	1.838	1.897	1.900	1.887
Cápsula n°	1953	1956	1954	1955	1957
Peso da Cápsula + Solo Úmido g (M1)	81,34	84,31	85,15	92,78	81,07
Peso da Cápsula + Solo Seco g (M2)	75,04	76,74	77,37	82,37	72,02
Peso da Água g (M1-M2)	6,30	7,57	7,78	10,41	9,05
Peso da Cápsula g (M3)	29,84	28,98	34,31	29,28	30,18
Peso do Solo Seco g (M2-M3)	45,20	47,76	43,06	53,09	41,84
Umidade % (M1-M2 / M2-M3) X 100	13,9	15,9	18,1	19,6	21,6
UMIDADE MÉDIA %	13,9	15,9	18,1	19,6	21,6
MASSA ESP. APARENTE SOLO SECO (Kg/m³) $\mu_s = \mu_h \times 100 / 100 + h$	1.564	1.586	1.607	1.589	1.552
					
ENERGIA = <b>Normal</b> (SEM REUSO DE MATERIAL).	Cliente: <b>JACOBINA MINERAÇÃO E COMÉRCIO LTDA</b> Obra: <b>MUNICÍPIO DE JACOBINA - BA.</b>				
TEOR DE UMIDADE ÓTIMA = <b>17,8</b> %	<b>ENSAIO DE COMPACTAÇÃO PROCTOR</b> <b>(NBR-7182/86)</b>				
MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA MÁXIMA = <b>1.607</b> Kg/m³	POÇO: <b>B02</b> AM.: <b>UNDERFLOW</b>		Engº <b>VISTO</b>	REL. N°: <b>LAB-008/12</b>	DES. N°

## ENSAIO DE PERMEABILIDADE SOB CARGA VARIÁVEL

### DADOS DO PERMEÂMETRO

Permeâmetro nº = 01      Diâmetro da bureta (cm) = 0,5      Área da bureta (cm<sup>2</sup>) = 0,196

### DADOS DA AMOSTRA:

Cápsula nº.	1060	1061	1062	Peso do C.P. (g)	191,07
Solo+Tara+Água (g)	83,56	81,78	69,97	Área do C.P. (cm <sup>2</sup> )	19,79
Solo+Tara (g)	77,13	74,32	63,4	Altura do C.P. (cm)	6,00
Tara (g)	40,68	31,25	25,79	Volume do C.P. (cm <sup>3</sup> )	118,74
Água (g)	6,43	7,46	6,57	Massa específica aparente úmida (kg/m <sup>3</sup> )	1.609
Solo seco (g)	36,45	43,07	37,61	Massa específica aparente seca (kg/m <sup>3</sup> )	1.370
Umidade (%)	17,6	17,3	17,5	Índice de Vazios	0,96
Umidade média (%)		17,5		Grau de saturação (%)	49
Massa específica dos sólidos (kg/l)		2.690			

### CLASSIFICAÇÃO: AREIA FINA E MÉDIA SILTOSA, MARROM CLARA.

DETERM.	L	Δ t	h <sub>0</sub>	h <sub>1</sub>	h <sub>0</sub> /h <sub>1</sub>	Log h <sub>0</sub> /h <sub>1</sub>	t	K <sub>t</sub> °C	h.t °C	K <sub>20</sub> °C	ε
	(cm)	(seg)	(cm)	(cm)			( °C)	(cm/seg.)	h.20 °C	(cm/seg.)	
1	6,00	10	100,0	92,4	1,082	0,034328	22,1	0,000469179	0,950	0,00044572	-
2	6,00	10	100,0	92,4	1,082	0,034328	22,1	0,000469179	0,950	0,00044572	-
3	6,00	10	100,0	92,4	1,082	0,034328	22,1	0,000469179	0,950	0,00044572	-
4	6,00	10	100,0	92,4	1,082	0,034328	22,1	0,000469179	0,950	0,00044572	-
5	6,00	10	100,0	92,4	1,082	0,034328	22,1	0,000469179	0,950	0,00044572	-
6	6,00	10	100,0	92,4	1,082	0,034328	22,1	0,000469179	0,950	0,00044572	-
										MÉDIA =	0,00044572 (cm/seg)
										K <sub>20</sub> =	4,4x10 <sup>-4</sup> (cm/seg)

$$K_t = 2,3 \frac{a \cdot L}{A \cdot \Delta t} \text{Log } n \frac{h_0}{h_1} \quad K_{20} \text{ °C} = 4,4 \times 10^{-4} \text{ (cm/seg)}$$

a = Área da bureta (cm<sup>2</sup>)

L = Comprimento da amostra (cm)

A = Área da amostra (cm<sup>2</sup>)

t<sub>0</sub> = Tempo inicial (seg)

t<sub>1</sub> = Tempo final (seg)

h<sub>0</sub> = Carga hidráulica inicial (cm)

h<sub>1</sub> = Carga hidráulica final (cm)

h.20 °C = Viscosidade da água a 20 °C

K<sub>20</sub> °C = Coeficiente de permeabilidade à 20 °C

K<sub>t</sub> °C = Coeficiente de permeabilidade à t °C

h.20 °C = Viscosidade da água à 20 °C

h.t °C = Viscosidade da água à t °C

ε = Índice de vazios

<b>OBS.:</b>	Cliente :	JACOBINA MINERAÇÃO E COMÉRCIO LTDA		
<b>ENSAIO EXECUTADO COM</b>				
<b>FLUXO VERTICAL.</b>	Local :	MUNICÍPIO DE JACOBINA - BA.	Data:	Resp.:
<b>CONDIÇÕES DE MOLDAGEM:</b>			16/03/2011	Reginaldo
h = h <sub>ót</sub> = 17,8 %			Engº	Rel. nº.
γ <sub>s</sub> = 0,85. γ <sub>s máx</sub> = 1.366 Kg/m <sup>3</sup>				LAB-008/12
<b>"MÉTODO B"</b>	SOND.:	B02	AM.:	UNDERFLOW







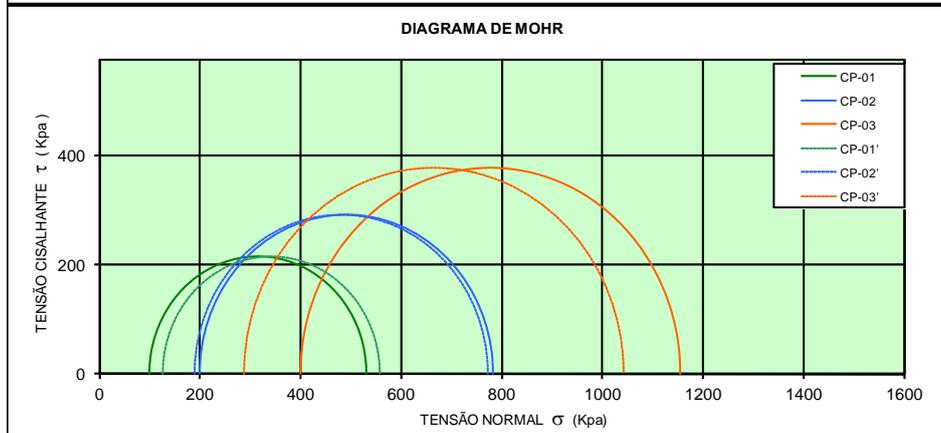
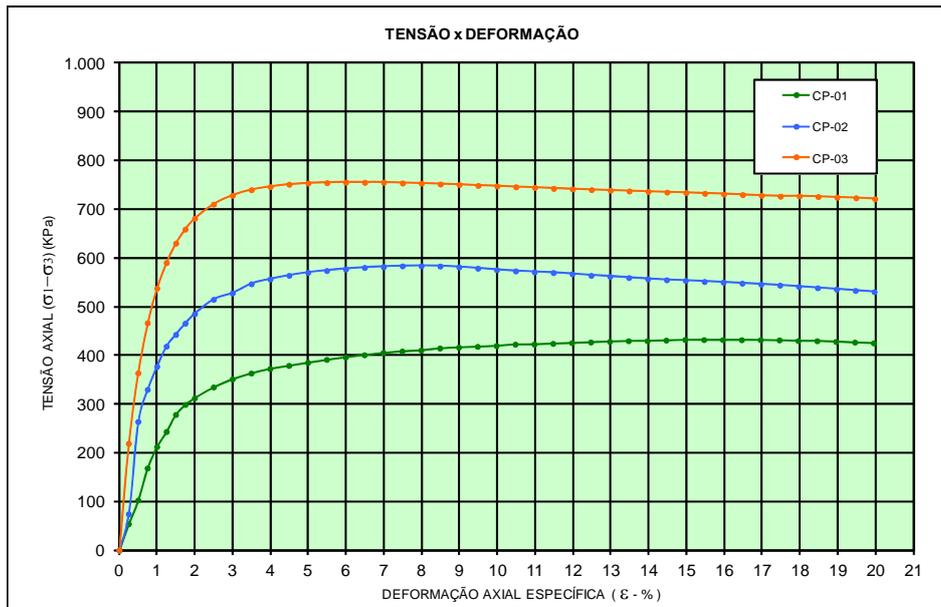




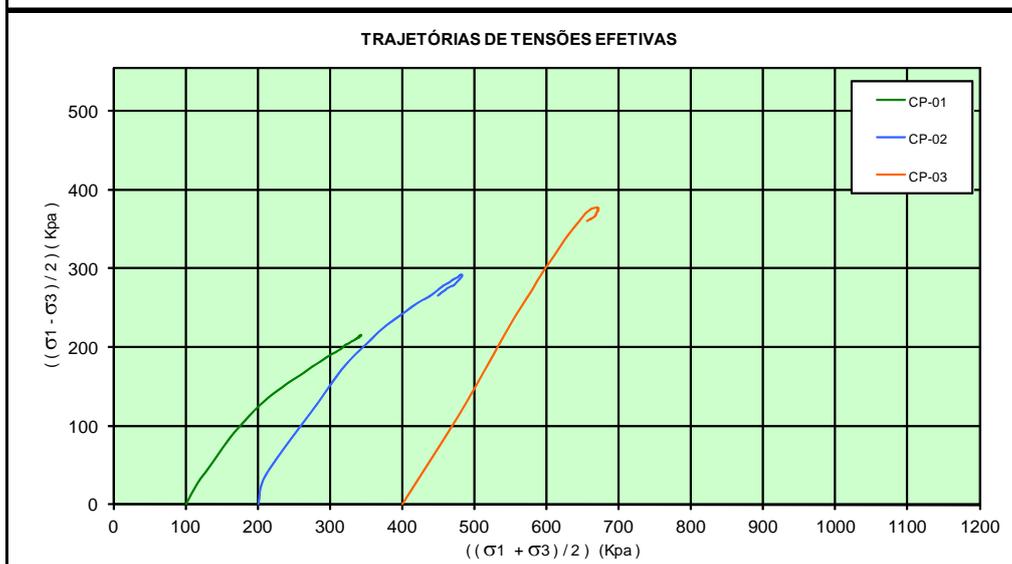
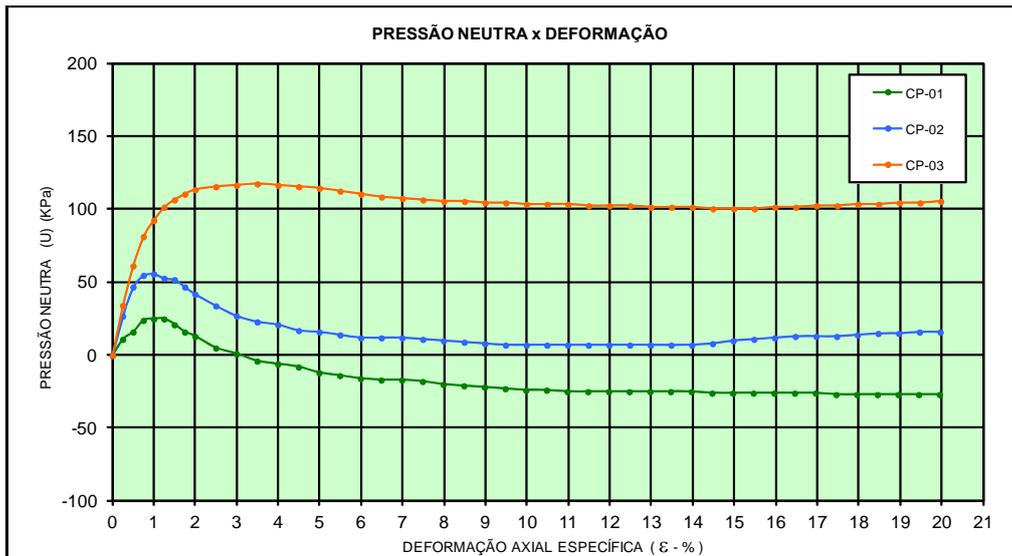


## DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS MÁXIMO E MÍNIMO

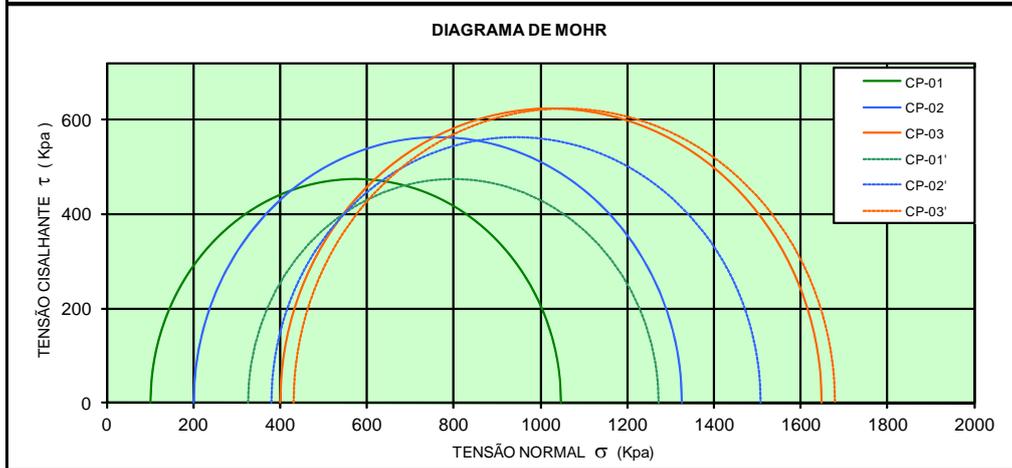
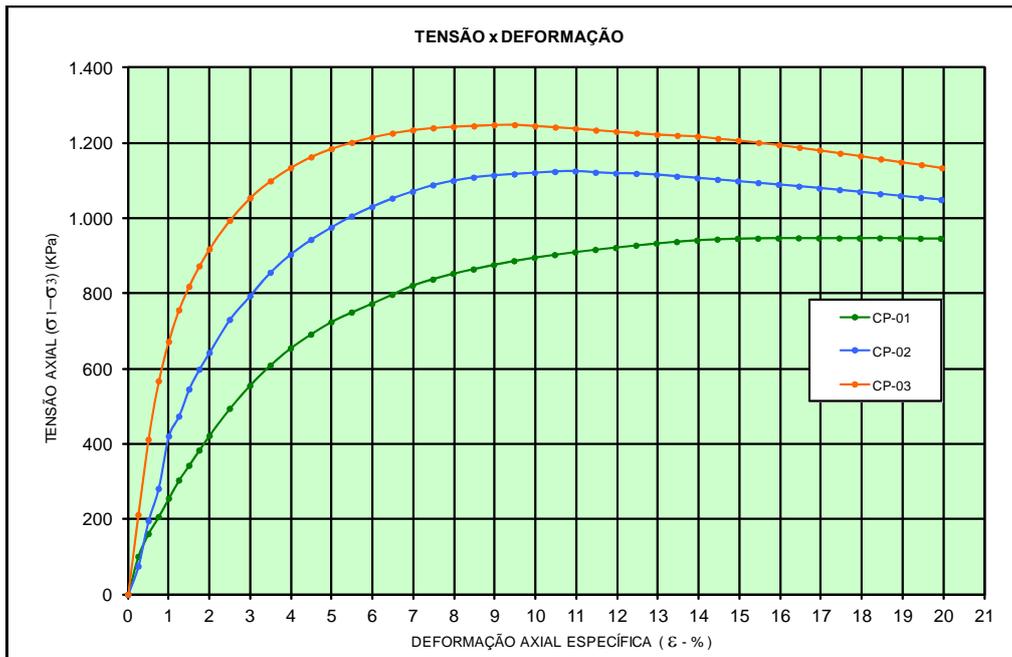
	ÍNDICE DE VAZIOS MÍNIMO	MÉTODO SECO			MÉTODO ÚMIDO			
	DETERMINAÇÃO Nº	1	2	3	1	2	3	
<b><math>\epsilon_{\text{Mín}}</math> ou <math>\gamma_{\text{Máx}}</math></b>	Leituras Finais - Ref. 1 - cm	0,8877	0,8988	0,9370				
	Leituras Finais - Ref. 2 - cm	0,9205	0,9052	0,8890				
	Leituras Finais - Média (RF) - cm	0,9041	0,9020	0,9130				
	Leitura Inicial (RI) - cm	5,4723	5,4723	5,4723				
	Área do Molde (A) - cm <sup>2</sup>	181,70	181,70	181,70				
	Volume do Molde (VM) - cm <sup>3</sup>	2825,52	2825,52	2825,52				
	Volume da Amostra (VA) - cm <sup>3</sup>	1995,48	1995,10	1997,10				
	Peso Seco + Peso do Molde - g	6915,00	6915,00	6915,00				
	Peso do Molde - g	3482,40	3482,40	3482,40				
	Peso do Solo Seco - g	3432,60	3432,60	3432,60				
	Massa Específica Seca Máxima - Kg/m <sup>3</sup>	1.720	1.721	1.719				
	Massa Específica dos Sólidos - Kg/m <sup>3</sup>	2.690	2.690	2.690				
	Índice de Vazios Mínimo	0,564	0,563	0,565				
	<b>MASSA ESPECÍFICA APARENTE SÊCA MÁXIMA (MÉDIA) = 1.720 kg/m<sup>3</sup></b>							
	ÍNDICE DE VAZIOS MÁXIMO	MÉTODO SECO						
	DETERMINAÇÃO Nº	1	2	3	4	5	6	
<b><math>\epsilon_{\text{Máx}}</math> ou <math>\gamma_{\text{Mín}}</math></b>	Peso Seco + Peso do Molde - g	5095,60	5104,60	5100,80				
	Peso do Molde - g	3920,20	3920,20	3920,20				
	Peso do Solo Seco - g	1175,40	1184,40	1180,60				
	Volume do Molde (VM) - cm <sup>3</sup>	992	992	992				
	Massa Específica Seca Mínima - Kg/m <sup>3</sup>	1.185	1.194	1.190				
	Massa Específica dos Sólidos - Kg/m <sup>3</sup>	2.690	2.690	2.690				
	Índice de Vazios Máximo	1,270	1,253	1,260				
<b>MASSA ESPECÍFICA APARENTE SÊCA MÍNIMA (MÉDIA) = 1.261 kg/m<sup>3</sup></b>								
<b>DADOS DO EQUIPAMENTO</b>								
Molde nº =								
Disco Base da Sobrecarga nº =								
Disco Base da Sobrecarga Espessura =		1,296	CM					
Barra de Calibração Espessura =		0,640	CM					
Leituras Esquerda =		4,7982	4,8132	4,8192	<b>Média =</b>	<b>4,8163</b>		
Leituras Direita =		4,8228	4,8271	4,8172				
RI = Espessura Disco Base + Média Leituras Esquerda e Direita - Espessura Barras de Calibração (cm) =							<b>5,4723</b>	
Volume da Amostra = Volume do Molde - (RI-RF) * Área do Molde (cm <sup>3</sup> )								
<b>OBS.:</b>	Cliente :	<b>JACOBINA MINERAÇÃO E COMÉRCIO LTDA</b>						
	Obra :							
<b>Massa Esp. dos Sólidos = 2.690 Kg/m<sup>3</sup></b>	Local :	<b>MUNICÍPIO DE JACOBINA - BA.</b>				Data:	Resp.:	
						<b>28/03/2012</b>	<b>REGINALDO</b>	
<b>ÍNDICE DE VAZIOS MÁXIMO E MÍNIMO (NBR-12004/90 e 12051/91)</b>					Engº	Rel. nº.		
					Visto	Fl.. nº.		
<b>SOND.:</b>		<b>B02</b>	<b>AM.:</b>	<b>UNDERFLOW</b>				



CARACTERÍSTICAS DOS CORPOS DE PROVA ENSAIADOS									
ENSAIO Nº	SOND.: Nº	AM. Nº	UMIDADE (%)	MASSA ESPECÍFICA (Kg/m³)	GRAU DE SATURAÇÃO (%)	TENSÕES NA RUPTURA (Kpa)			
						σ <sub>3</sub>	σ <sub>1</sub> - σ <sub>3</sub>	u	
01	B02	UNDERFLOW	17,9	1.704	56	100	431	-26	
02			18,0	1.704	56	200	584	11	
03			18,1	1.705	56	400	755	112	
CLASSIFICAÇÃO TÁTIL - VISUAL									
AREIA FINA E MÉDIA SILTOSA, MARRON CLARA.						CORPO DE PROVA			
MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS =			2.690 (kg / m³)	Diam. =		50,2	mm		
VELOCIDADE DE CARREGAMENTO AXIAL =			0,1 (mm / min)	Altura =		100,5	mm		
OBS.:		Cliente : JACOBINA MINERAÇÃO E COMÉRCIO LTDA							
PARÂMETROS B:		Obra: 0							
CP-1 = 0,97 CP-2 = 0,95		Local : MUNICÍPIO DE JACOBINA - BA.							
CP-3 = 0,95		Data: 30/03/2012 Resp.: Reginaldo							
CORPOS DE PROVA MOLDADOS		ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL ADENSADO RÁPIDO SATURADO POR					Engº	Rel. Nº LAB-008/12-1	
		PERCOLAÇÃO E CONTRA PRESSÃO COM MEDIDA DE PRESSÃO NEUTRA					Visto:	Des. Nº	



01	02	03	
ACHATAMENTO	ACHATAMENTO	ACHATAMENTO	
MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS = 2.690 (kg / m³)		Diam. = 50,2 mm	
VELOCIDADE DE CARREGAMENTO AXIAL = 0,1 mm / min		Altura = 100,5 mm	
OBS.:	Cliente : JACOBINA MINERAÇÃO E COMÉRCIO LTDA		
SOND.: B02	Obra:		
AM.: UNDERFLOW	Local : MUNICÍPIO DE JACOBINA - BA.		
CONDIÇÕES DE MOLDAGEM:	Data: 30/03/2012		Resp.: Reginaldo
h = hót = 17,8 %	ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL ADENSADO RÁPIDO SATURADO POR		Engº
$\gamma_s = 0,90 \cdot \gamma_s \text{máx} = 1.446 \text{ kg/m}^3$	PERCOLAÇÃO E CONTRA PRESSÃO COM MEDIDA DE PRESSÃO NEUTRA		Rel. Nº LAB-008/12-1
		Visto:	Des. Nº



**CARACTERÍSTICAS DOS CORPOS DE PROVA ENSAIADOS**

ENSAIO Nº	SOND. Nº	AM. Nº	UMIDADE (%)	MASSA ESPECÍFICA (Kg/m³)	GRAU DE SATURAÇÃO (%)	TENSÕES NA RUPTURA (Kpa)		
						$\sigma_3$	$\sigma_1 - \sigma_3$	U
01	B02	UNDERFLOW	17,4	1.799	62	100	948	-226
02			17,4	1.799	62	200	1.126	-181
03			17,4	1.800	62	400	1.249	-30

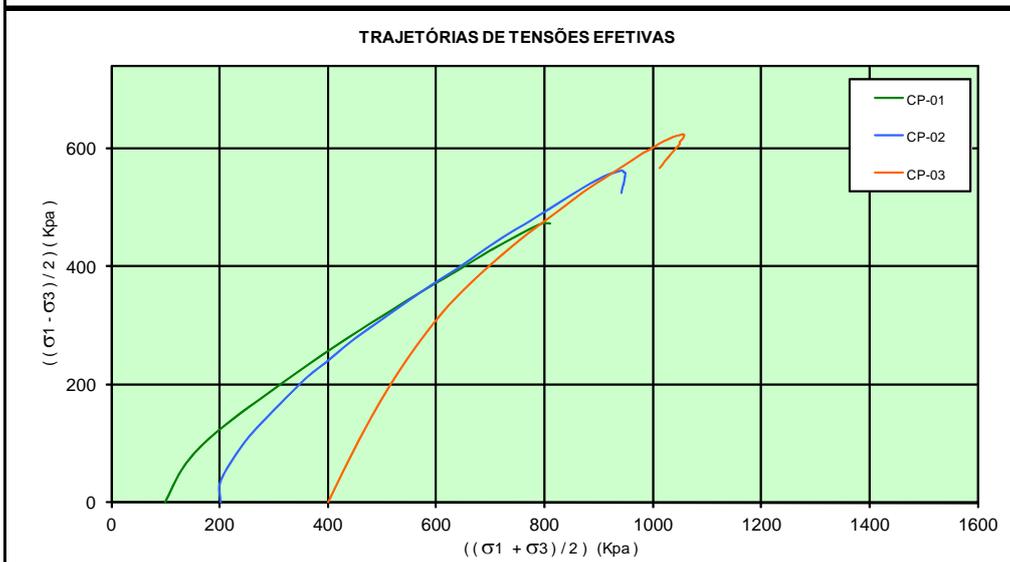
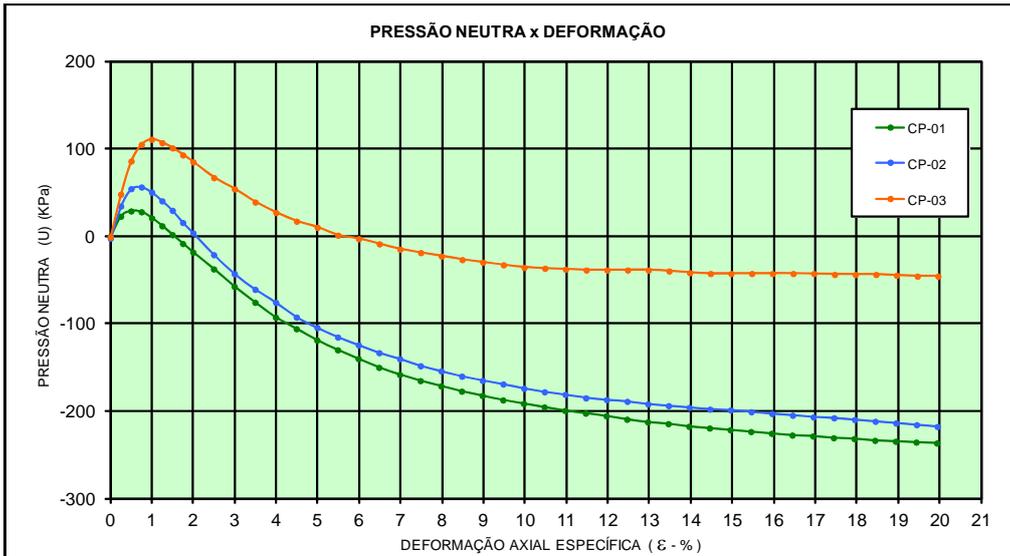
**CLASSIFICAÇÃO TÁTIL - VISUAL**

AREIA FINA E MÉDIA SILTOSA, MARROM CLARA.

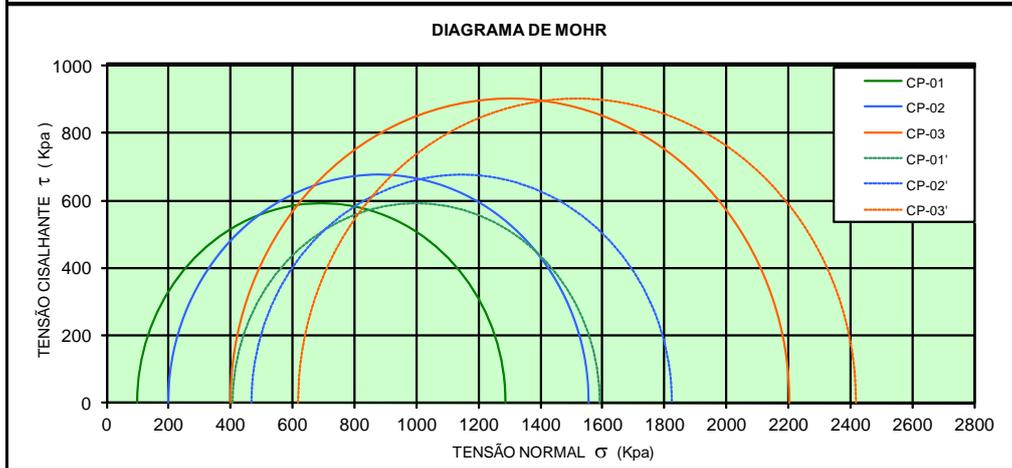
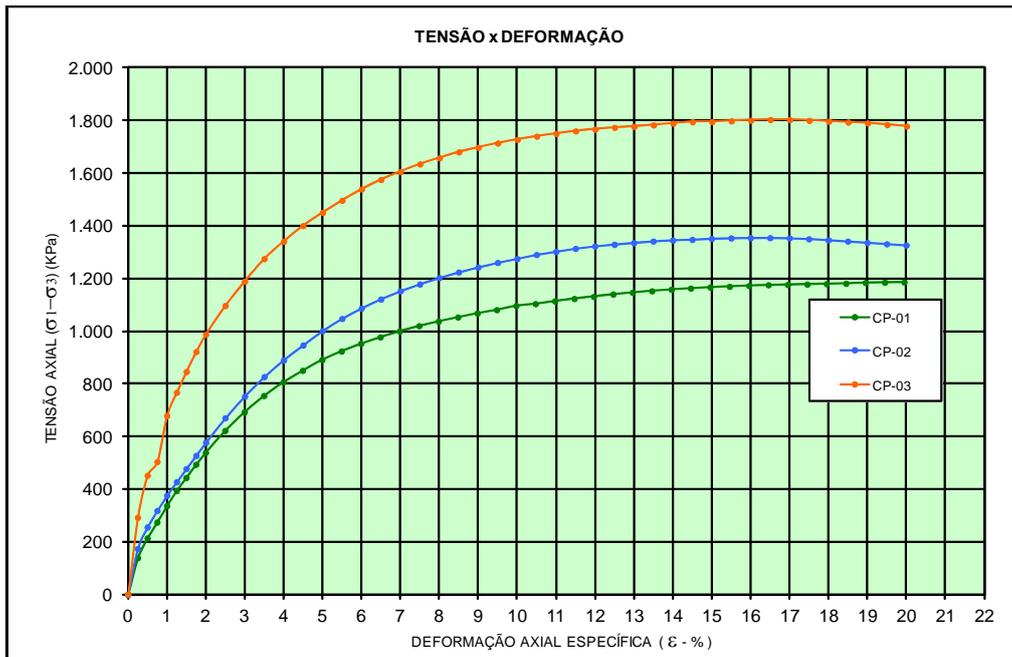
**CORPO DE PROVA**

MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS =	2.690 (kg / m³)	Diam. =	50,2 mm
VELOCIDADE DE CARREGAMENTO AXIAL =	0,1 (mm / min)	Altura =	100,5 mm

OBS.:	Ciente : JACOBINA MINERAÇÃO E COMÉRCIO LTDA	
PARÂMETROS B:	Obra: 0	
CP-1 = 0,95    CP-2 = 0,95	Local : MUNICÍPIO DE JACOBINA - BA.	Data: 20/04/2012    Resp.: Reginaldo
CP-3 = 0,96		Engº
CORPOS DE PROVA MOLDADOS	ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL ADENSADO RÁPIDO SATURADO POR PERCOLAÇÃO E CONTRA PRESSÃO COM MEDIDA DE PRESSÃO NEUTRA	Visto:
		Des. Nº



01	02	03	
ACHATAMENTO	ACHATAMENTO	ACHATAMENTO	
MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS = 2.690 (kg / m <sup>3</sup> )		Diam. = 50,2 mm	
VELOCIDADE DE CARREGAMENTO AXIAL = 0,1 mm / min		Altura = 100,5 mm	
OBS.: SOND.: B02 AM.: UNDERFLOW		Cliente : JACOBINA MINERAÇÃO E COMÉRCIO LTDA Obra: 0 Local : MUNICÍPIO DE JACOBINA - BA.	
CONDIÇÕES DE MOLDAGEM: h = h <sub>ót</sub> = 17,8 % $\gamma_s = 0,95 \cdot \gamma_s \text{máx} = 1.527 \text{ kg/m}^3$			
ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL ADENSADO RÁPIDO SATURADO POR PERCOLAÇÃO E CONTRA PRESSÃO COM MEDIDA DE PRESSÃO NEUTRA		Data: 20/04/2012	Resp.: Reginaldo
		Engº	Rel. Nº LAB-008/12-1
		Visto:	Des. Nº 21B



**CARACTERÍSTICAS DOS CORPOS DE PROVA ENSAIADOS**

ENSAIO Nº	SOND. Nº	AM. Nº	UMIDADE (%)	MASSA ESPECÍFICA (Kg/m³)	GRAU DE SATURAÇÃO (%)	TENSÕES NA RUPTURA (Kpa)		
						σ <sub>3</sub>	σ <sub>1</sub> -σ <sub>3</sub>	U
01	B02	UNDERFLOW	17,4	1.856	67	100	1.186	-307
1			17,4	1.857	67	200	1.355	-268
03			17,5	1.858	67	400	1.804	-216

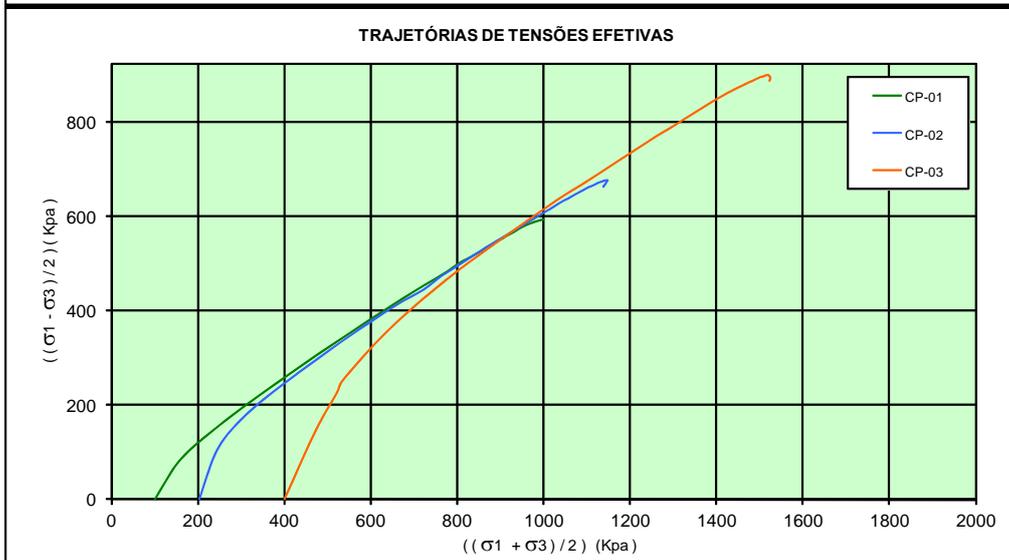
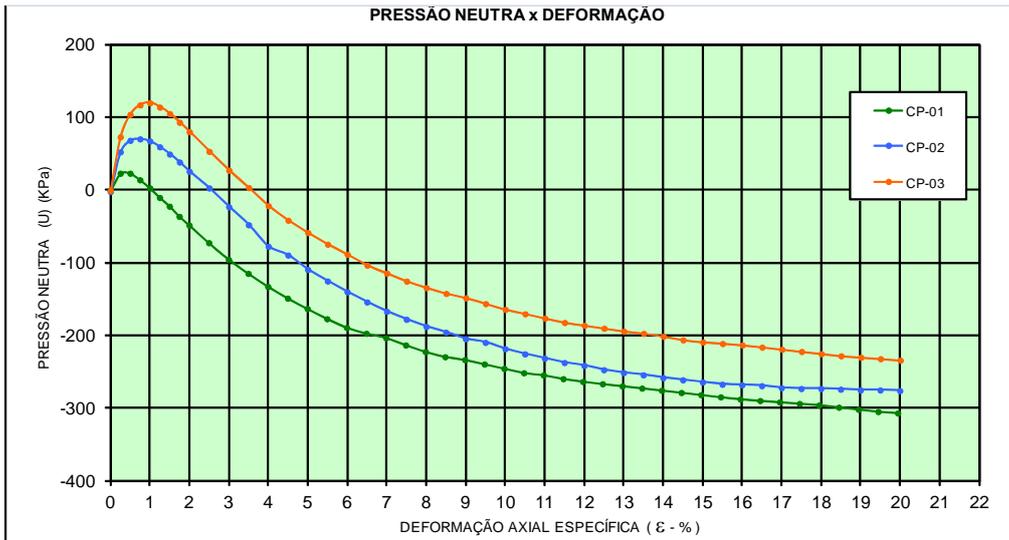
**CLASSIFICAÇÃO TÁTIL - VISUAL**

AREIA FINA E MÉDIA SILTOSA, MARROM CLARA.

**CORPO DE PROVA**

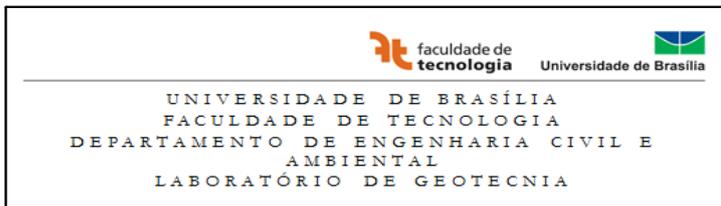
MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS =	2.690	(kg / m³)	Diam. =	50,2	mm
VELOCIDADE DE CARREGAMENTO AXIAL =	0,1	(mm / min)	Altura =	100,5	mm

OBS.:	Ciente : JACOBINA MINERAÇÃO E COMÉRCIO LTDA	
PARÂMETROS B:	Obra:	
CP-1 = 0,97 CP-2 = 0,99	Local : MUNICÍPIO DE JACOBINA - BA.	
CP-3 = 0,98		Data: 23/04/2012 Resp.: Reginaldo
CORPOS DE PROVA MOLDADOS	ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL ADENSADO RÁPIDO SATURADO POR	Engº
	PERCOLAÇÃO E CONTRA PRESSÃO COM MEDIDA DE PRESSÃO NEUTRA	Rel. Nº LAB-008/12-1
		Visto: Des. Nº 22A



01	02	03	
ACHATAMENTO	ACHATAMENTO	ACHATAMENTO	
MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS = <b>2.690</b> (kg / m <sup>3</sup> )		Diam. = 50,2 mm	
VELOCIDADE DE CARREGAMENTO AXIAL = <b>0,1</b> mm / min		Altura = 100,5 mm	
OBS.: SOND.: B02 AM.: UNDERFLOW		Cliente: <b>JACOBINA MINERAÇÃO E COMÉRCIO LTDA</b> Obra: Local: <b>MUNICÍPIO DE JACOBINA - BA.</b>	
CONDIÇÕES DE MOLDAGEM: h = h <sub>ót</sub> = 17,8 % γ <sub>s</sub> = 0,98.γ <sub>s</sub> máx = 1.575 kg/m <sup>3</sup>			
ENSAIO DE COMPRESSÃO TRIAXIAL ADENSADO RÁPIDO SATURADO POR PERCOLAÇÃO E CONTRA PRESSÃO COM MEDIDA DE PRESSÃO NEUTRA		Data: 23/04/2012	Resp.: Reginaldo
		Engº	Rel. Nº LAB-008/12-1
		Visto:	Des. Nº 22B

## A.2 Resultados dos Ensaio de Dano Mecânico Geotêxtil/*Underflow*



### Quantidade de ensaios

Ensaio - Dano Mecânico	Unid.	Quant.
Ensaio de dano mecânico Geotêxtil/ <i>Underflow</i>	ensaio	3

### Aplicação de cargas com macaco hidráulico

Tensão	
Diâmetro Contato	60 mm
	0,06 m

Área Contato	0,0028 m <sup>2</sup>
--------------	-----------------------

Força (Kgf)	Força (kN)	Tensão (kPa)
28,8514	0,2827	100
72,1284	0,7069	250
144,2568	1,4137	500
288,5136	2,8274	1000

### Aplicação da coluna de água

Coluna de água	
Coluna d' água	2,5 m.c.a
Pressão de ar	0,25 Bar (Kgf/cm <sup>2</sup> )
	25 Kpa

**Leituras Ensaio**

GT / Underflow			Ensaio 1.1 - GT 1							
s	min	Horas	100kPa		250kPa		500kPa		1000kPa	
			Leitura	Leitura (mm)	Leitura	Leitura (mm)	Leitura	Leitura (mm)	Leitura	Leitura (mm)
0	0	0	0	0	696	1,392	1029	2,058	1380	2,76
8	0,13	0,002	695	1,39	1029	2,058	1378	2,756	1820	3,64
15	0,25	0,004	696	1,392	1029	2,058	1379	2,758	1821	3,642
30	0,5	0,008	696	1,392	1029	2,058	1379	2,758	1821	3,642
60	1	0,017	696	1,392	1029	2,058	1379	2,758	1821	3,642
120	2	0,033	696	1,392	1029	2,058	1380	2,76	1821	3,642
240	4	0,067	696	1,392	1029	2,058	1380	2,76	1821	3,642
480	8	0,133	696	1,392	1029	2,058	1380	2,76	1822	3,644
900	15	0,25	696	1,392	1029	2,058	1380	2,76	1822	3,644
1800	30	0,5	696	1,392	1029	2,058	1380	2,76	1822	3,644
3600	60	1	696	1,392	1029	2,058	1380	2,76	1822	3,644
7200	120	2	696	1,392	1029	2,058	1380	2,76	1822	3,644

GT / Underflow			Ensaio 1.2 - GT 2							
s	min	Horas	100kPa		250kPa		500kPa		1000kPa	
			Leitura	Leitura (mm)	Leitura	Leitura (mm)	Leitura	Leitura (mm)	Leitura	Leitura (mm)
0	0	0	0	0	741	1,482	1102	2,204	1455	2,91
8	0,13	0,002	740	1,48	1102	2,204	1455	2,91	1946	3,892
15	0,25	0,004	740	1,48	1102	2,204	1455	2,91	1946	3,892
30	0,5	0,008	740	1,48	1102	2,204	1455	2,91	1946	3,892
60	1	0,017	740	1,48	1102	2,204	1455	2,91	1946	3,892
120	2	0,033	740	1,48	1102	2,204	1455	2,91	1947	3,894
240	4	0,067	741	1,482	1102	2,204	1455	2,91	1947	3,894
480	8	0,133	741	1,482	1102	2,204	1455	2,91	1947	3,894
900	15	0,25	741	1,482	1102	2,204	1455	2,91	1947	3,894
1800	30	0,5	741	1,482	1102	2,204	1455	2,91	1947	3,894
3600	60	1	741	1,482	1102	2,204	1455	2,91	1947	3,894
7200	120	2	741	1,482	1102	2,204	1455	2,91	1947	3,894

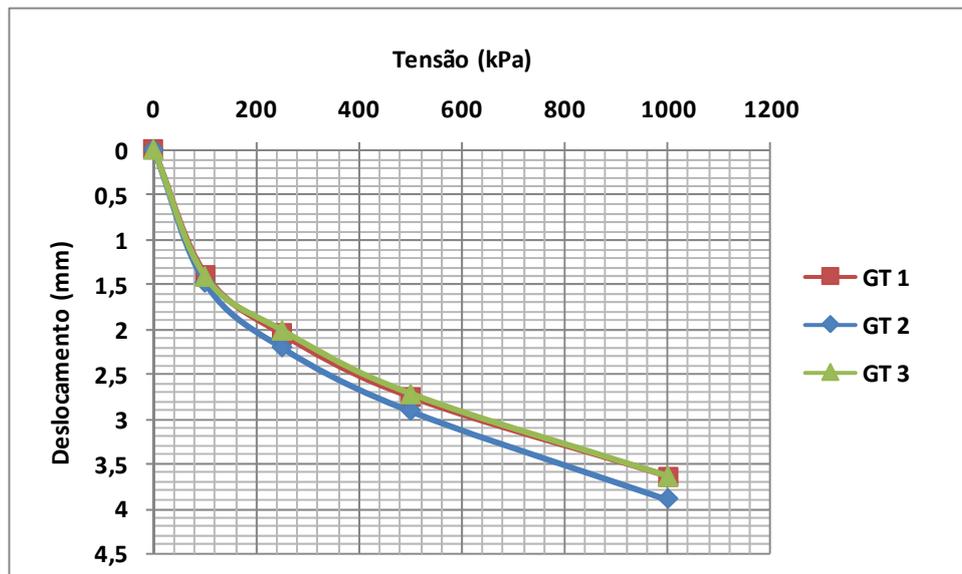
GT / Underflow			Ensaio 1.3 - GT 3							
s	min	Horas	100kPa		250kPa		500kPa		1000kPa	
			Leitura	Leitura (mm)	Leitura	Leitura (mm)	Leitura	Leitura (mm)	Leitura	Leitura (mm)
0	0	0	0	0	707	1,414	1006	2,012	1360	2,72
8	0,13	0,002	706	1,412	1006	2,012	1356	2,712	1818	3,636
15	0,25	0,004	707	1,414	1006	2,012	1358	2,716	1819	3,638
30	0,5	0,008	707	1,414	1006	2,012	1359	2,718	1819	3,638
60	1	0,017	707	1,414	1006	2,012	1359	2,718	1819	3,638
120	2	0,033	707	1,414	1006	2,012	1360	2,72	1819	3,638
240	4	0,067	707	1,414	1006	2,012	1360	2,72	1819	3,638
480	8	0,133	707	1,414	1006	2,012	1360	2,72	1819	3,638
900	15	0,25	707	1,414	1006	2,012	1360	2,72	1819	3,638
1800	30	0,5	707	1,414	1006	2,012	1360	2,72	1819	3,638
3600	60	1	707	1,414	1006	2,012	1360	2,72	1819	3,638
7200	120	2	707	1,414	1006	2,012	1360	2,72	1819	3,638

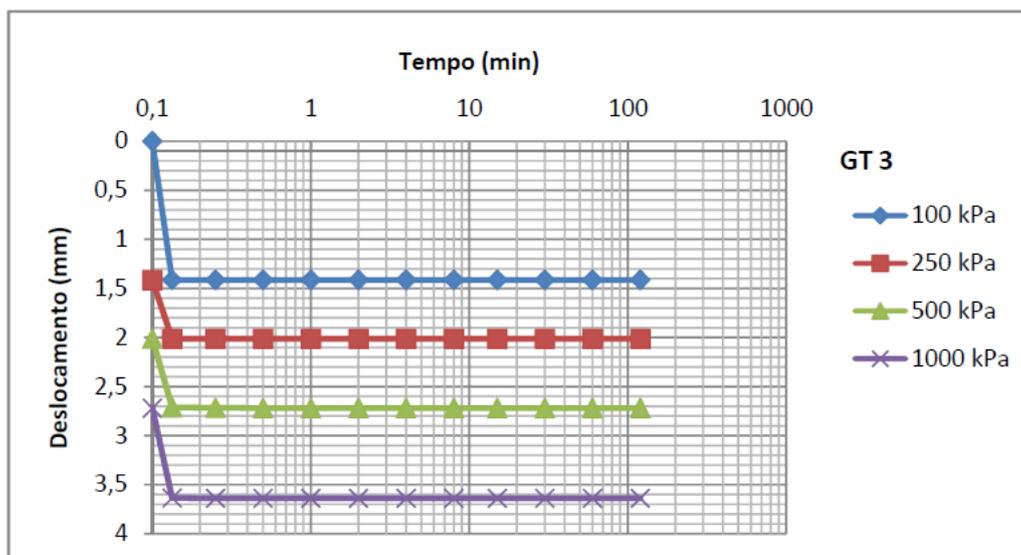
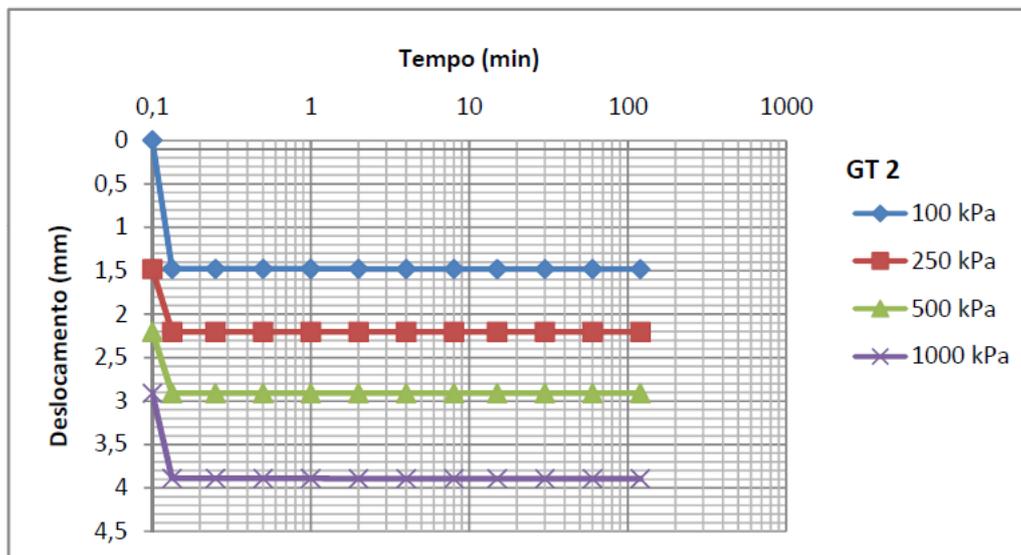
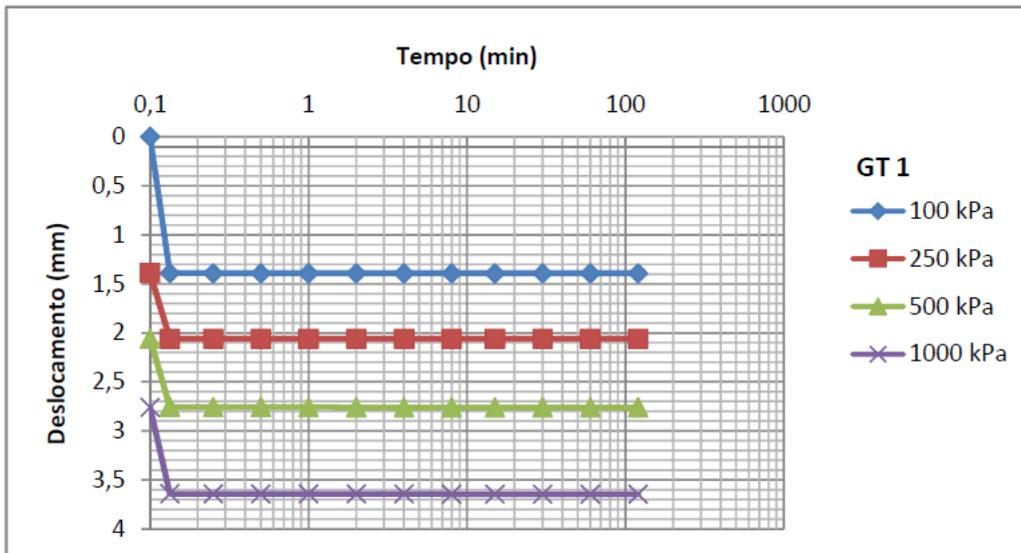
**Leitura Final Ensaios**

Ensaio 1.1 - GT 1						
	GT	Força (Kgf)	Força (kN)	Tensão (kPa)	Leitura	Leitura (mm)
		0	0	0	0	0
1	Under GT Areia	28,8514	0,2827	100	696	1,392
2		72,1284	0,7069	250	1029	2,058
3		144,2568	1,4137	500	1380	2,76
4		288,5136	2,8274	1000	1822	3,644

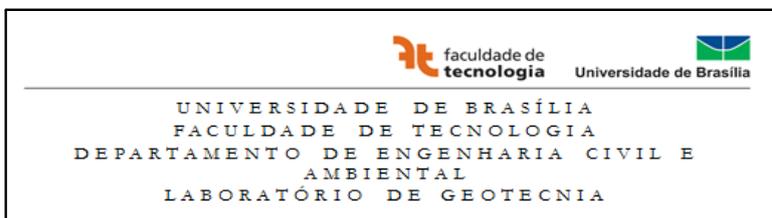
Ensaio 1.2 - GT 2						
	GT	Força (Kgf)	Força (kN)	Tensão (kPa)	Leitura	Leitura (mm)
		0	0	0	0	0
5	Under GT Areia	28,8514	0,2827	100	741	1,482
6		72,1284	0,7069	250	1102	2,204
7		144,2568	1,4137	500	1455	2,91
8		288,5136	2,8274	1000	1947	3,894

Ensaio 1.3 - GT 3						
	GT	Força (Kgf)	Força (kN)	Tensão (kPa)	Leitura	Leitura (mm)
		0	0	0	0	0
9	Under GT Areia	28,8514	0,0000	100	707	1,414
10		72,1284	0,7069	250	1006	2,012
11		144,2568	1,4137	500	1360	2,72
12		288,5136	2,8274	1000	1819	3,638





### A.3 Resultados dos Ensaios de Dano Mecânico Geomembrana/*Underflow* e Geomembrana/*Overflow*



#### Quantidade de ensaios

Ensaio - Dano Mecânico	Unid.	Quant.
Ensaio de dano mecânico Geomembrana de PEAD/ <i>Underflow</i>	ensaio	3
Ensaio de dano mecânico Geomembrana de PEAD/ <i>Overflow</i>	ensaio	3

#### Aplicação de cargas com macaco hidráulico

Tensão	
Diametro Contato	60 mm
	0,06 m

Area Contato	0,0028 m <sup>2</sup>
--------------	-----------------------

Força (Kgf)	Força (kN)	Tensão (kPa)
28,8514	0,2827	100
72,1284	0,7069	250
144,2568	1,4137	500
288,5136	2,8274	1000

#### Aplicação da coluna de água

Coluna de agua	
Coluna d' agua	2,5 m.c.a
Pressão de ar	0,25 Bar
	25 Kpa

**Leituras Ensaios**

GM texturizada 2 Faces / Underflow			Ensaio 1.1 - GM 1							
s	min	Horas	100kPa		250kPa		500kPa		1000kPa	
			Leitura	Leitura (mm)	Leitura	Leitura (mm)	Leitura	Leitura (mm)	Leitura	Leitura (mm)
0	0	0	0	0	1127	2,254	1386	2,772	1571	3,142
8	0,13	0,002	1119	2,238	1380	2,76	1565	3,13	1854	3,708
15	0,25	0,004	1119	2,238	1386	2,772	1565	3,13	1854	3,708
30	0,5	0,008	1119	2,238	1386	2,772	1565	3,13	1854	3,708
60	1	0,017	1119	2,238	1386	2,772	1565	3,13	1854	3,708
120	2	0,033	1119	2,238	1386	2,772	1565	3,13	1854	3,708
240	4	0,067	1119	2,238	1386	2,772	1565	3,13	1854	3,708
480	8	0,133	1127	2,254	1386	2,772	1565	3,13	1854	3,708
900	15	0,25	1127	2,254	1386	2,772	1568	3,136	1854	3,708
1800	30	0,5	1127	2,254	1386	2,772	1568	3,136	1854	3,708
3600	60	1	1127	2,254	1386	2,772	1568	3,136	1854	3,708
7200	120	2	1127	2,254	1386	2,772	1570	3,14	1876	3,752
14400	240	4	1127	2,254	1386	2,772	1571	3,142	1876	3,752

GM texturizada 2 Faces / Underflow			Ensaio 1.2 - GM 2							
s	min	Horas	100kPa		250kPa		500kPa		1000kPa	
			Leitura	Leitura (mm)	Leitura	Leitura (mm)	Leitura	Leitura (mm)	Leitura	Leitura (mm)
0	0	0	0	0	919	1,838	1136	2,272	1417	2,834
8	0,13	0,002	919	1,838	1136	2,272	1414	2,828	1769	3,538
15	0,25	0,004	919	1,838	1136	2,272	1414	2,828	1769	3,538
30	0,5	0,008	919	1,838	1136	2,272	1414	2,828	1770	3,54
60	1	0,017	919	1,838	1136	2,272	1414	2,828	1772	3,544
120	2	0,033	919	1,838	1136	2,272	1414	2,828	1773	3,546
240	4	0,067	919	1,838	1136	2,272	1415	2,83	1773	3,546
480	8	0,133	919	1,838	1136	2,272	1415	2,83	1773	3,546
900	15	0,25	919	1,838	1136	2,272	1416	2,832	1773	3,546
1800	30	0,5	919	1,838	1136	2,272	1416	2,832	1774	3,548
3600	60	1	919	1,838	1136	2,272	1417	2,834	1775	3,55
7200	120	2	919	1,838	1136	2,272	1417	2,834	1776	3,552
14400	240	4	919	1,838	1136	2,272	1417	2,834	1778	3,556

GM texturizada 2 Faces / Underflow			Ensaio 1.3 - GM 3							
s	min	Horas	100kPa		250kPa		500kPa		1000kPa	
			Leitura	Leitura (mm)	Leitura	Leitura (mm)	Leitura	Leitura (mm)	Leitura	Leitura (mm)
0	0	0	0	0	660	1,32	803	1,606	968	1,936
8	0,13	0,002	659	1,318	795	1,59	958	1,916	1200	2,4
15	0,25	0,004	660	1,32	799	1,598	959	1,918	1203	2,406
30	0,5	0,008	660	1,32	799	1,598	960	1,92	1204	2,408
60	1	0,017	660	1,32	803	1,606	961	1,922	1205	2,41
120	2	0,033	660	1,32	803	1,606	962	1,924	1205	2,41
240	4	0,067	660	1,32	803	1,606	963	1,926	1206	2,412
480	8	0,133	660	1,32	803	1,606	963	1,926	1206	2,412
900	15	0,25	660	1,32	803	1,606	964	1,928	1207	2,414
1800	30	0,5	660	1,32	803	1,606	965	1,93	1209	2,418
3600	60	1	660	1,32	803	1,606	966	1,932	1210	2,42
7200	120	2	660	1,32	803	1,606	966	1,932	1211	2,422
14400	240	4	660	1,32	803	1,606	968	1,936	1211	2,422

**Leituras Ensaios**

GM texturizada 1 Face / Overflow			Ensaio 2.1 - GM 4							
s	min	Horas	100kPa		250kPa		500kPa		1000kPa	
			Leitura	Leitura (mm)	Leitura	Leitura (mm)	Leitura	Leitura (mm)	Leitura	Leitura (mm)
0	0	0	0	0	1106	2,212	1426	2,852	1761	3,522
8	0,13	0,002	1100	2,200	1419	2,838	1751	3,502	2150	4,3
15	0,25	0,004	1101	2,202	1420	2,84	1752	3,504	2152	4,304
30	0,5	0,008	1102	2,204	1422	2,844	1753	3,506	2153	4,306
60	1	0,017	1103	2,206	1422	2,844	1754	3,508	2154	4,308
120	2	0,033	1103	2,206	1423	2,846	1754	3,508	2154	4,308
240	4	0,067	1104	2,208	1423	2,846	1754	3,508	2155	4,31
480	8	0,133	1104	2,208	1424	2,848	1755	3,51	2155	4,31
900	15	0,25	1104	2,208	1424	2,848	1756	3,512	2155	4,31
1800	30	0,5	1104	2,208	1425	2,85	1757	3,514	2155	4,31
3600	60	1	1104	2,208	1425	2,85	1758	3,516	2155	4,31
7200	120	2	1106	2,212	1426	2,852	1760	3,52	2155	4,31
14400	240	4	1106	2,212	1426	2,852	1761	3,522	2155	4,31

GM texturizada 1 Face / Overflow			Ensaio 2.2 - GM 5							
s	min	Horas	100kPa		250kPa		500kPa		1000kPa	
			Leitura	Leitura (mm)	Leitura	Leitura (mm)	Leitura	Leitura (mm)	Leitura	Leitura (mm)
0	0	0	0	0	1011	2,022	1338	2,676	1735	3,47
8	0,13	0,002	1000	2	1328	2,656	1720	3,44	2186	4,372
15	0,25	0,004	1005	2,01	1331	2,662	1724	3,448	2190	4,38
30	0,5	0,008	1006	2,012	1332	2,664	1725	3,45	2193	4,386
60	1	0,017	1007	2,014	1333	2,666	1725	3,45	2195	4,39
120	2	0,033	1008	2,016	1334	2,668	1726	3,452	2195	4,39
240	4	0,067	1008	2,016	1334	2,668	1727	3,454	2196	4,392
480	8	0,133	1009	2,018	1335	2,67	1728	3,456	2197	4,394
900	15	0,25	1009	2,018	1335	2,67	1731	3,462	2198	4,396
1800	30	0,5	1010	2,02	1335	2,67	1732	3,464	2199	4,398
3600	60	1	1010	2,02	1337	2,674	1734	3,468	2199	4,398
7200	120	2	1011	2,022	1338	2,676	1735	3,47	2201	4,402
14400	240	4	1011	2,022	1338	2,676	1736	3,472	2201	4,402

GM texturizada 1 Face / Overflow			Ensaio 2.3 - GM 6							
s	min	Horas	100kPa		250kPa		500kPa		1000kPa	
			Leitura	Leitura (mm)	Leitura	Leitura (mm)	Leitura	Leitura (mm)	Leitura	Leitura (mm)
0	0	0	0	0	757	1,514	984	1,968	1258	2,516
8	0,13	0,002	744	1,488	971	1,942	1240	2,48	1588	3,176
15	0,25	0,004	748	1,496	975	1,95	1244	2,488	1591	3,182
30	0,5	0,008	749	1,498	976	1,952	1245	2,49	1593	3,186
60	1	0,017	750	1,5	976	1,952	1248	2,496	1595	3,19
120	2	0,033	751	1,502	978	1,956	1249	2,498	1596	3,192
240	4	0,067	751	1,502	978	1,956	1250	2,5	1597	3,194
480	8	0,133	751	1,502	980	1,96	1252	2,504	1598	3,196
900	15	0,25	752	1,504	980	1,96	1254	2,508	1599	3,198
1800	30	0,5	755	1,51	981	1,962	1254	2,508	1601	3,202
3600	60	1	755	1,51	983	1,966	1256	2,512	1603	3,206
7200	120	2	757	1,514	984	1,968	1257	2,514	1606	3,212
14400	240	4	757	1,514	984	1,968	1258	2,516	1610	3,22

**Leitura Final Ensaio**

Ensaio 1.1 - GM 1						
	GM texturizada 2 Faces	Força (Kgf)	Força (kN)	Tensão (kPa)	Leitura	Leitura (mm)
		0	0	0	0	0
1	Under GM Areia	28,8514	0,2827	100	1127	2,254
2		72,1284	0,7069	250	1386	2,772
3		144,2568	1,4137	500	1571	3,142
4		288,5136	2,8274	1000	1876	3,752

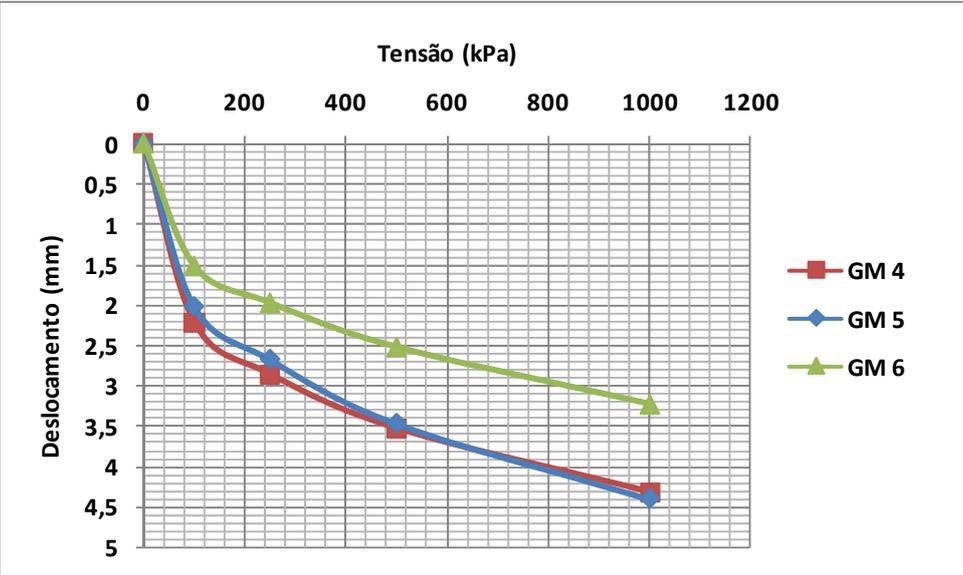
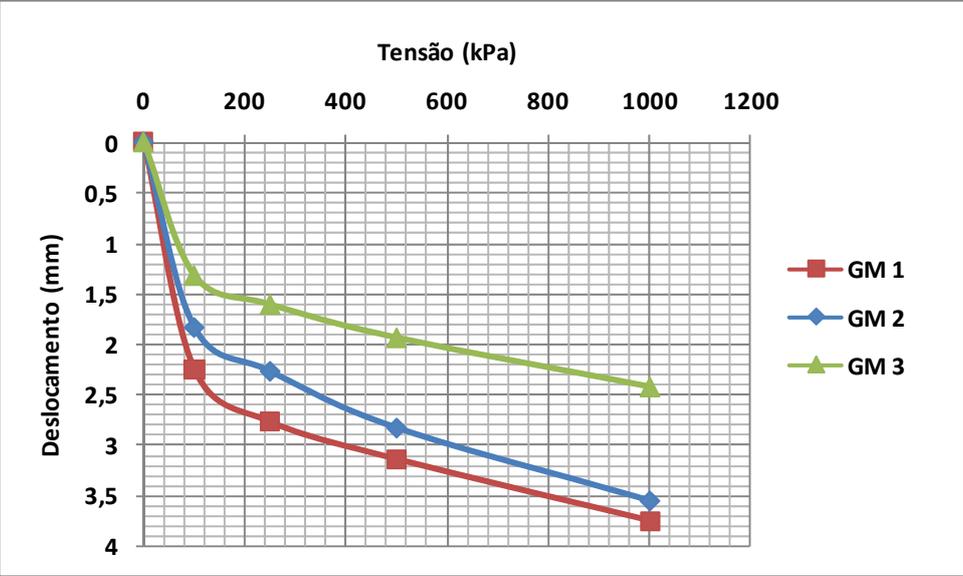
Ensaio 1.2 - GM 2						
	GM texturizada 2 Faces	Força (Kgf)	Força (kN)	Tensão (kPa)	Leitura	Leitura (mm)
		0	0	0	0	0
5	Under GM Areia	28,8514	0,2827	100	919	1,838
6		72,1284	0,7069	250	1136	2,272
7		144,2568	1,4137	500	1417	2,834
8		288,5136	2,8274	1000	1778	3,556

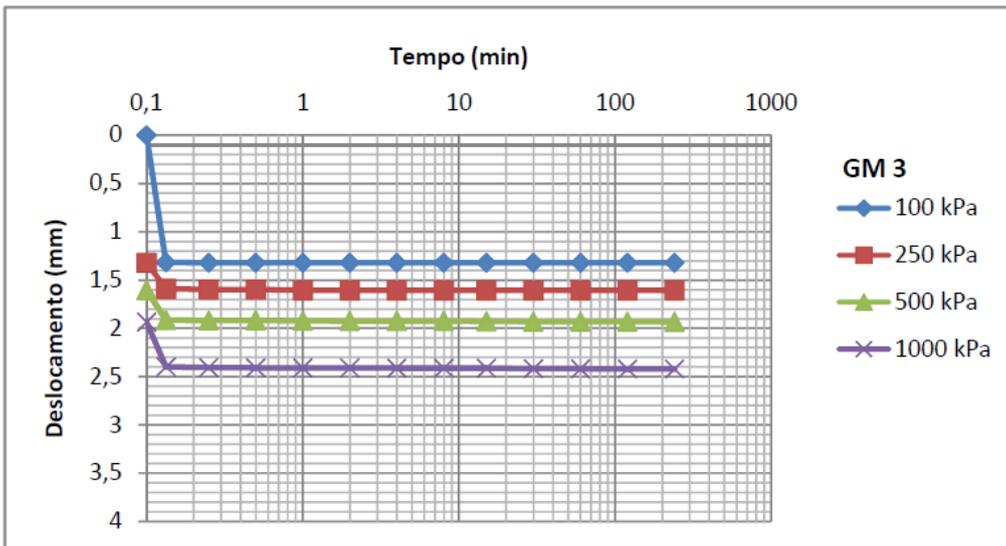
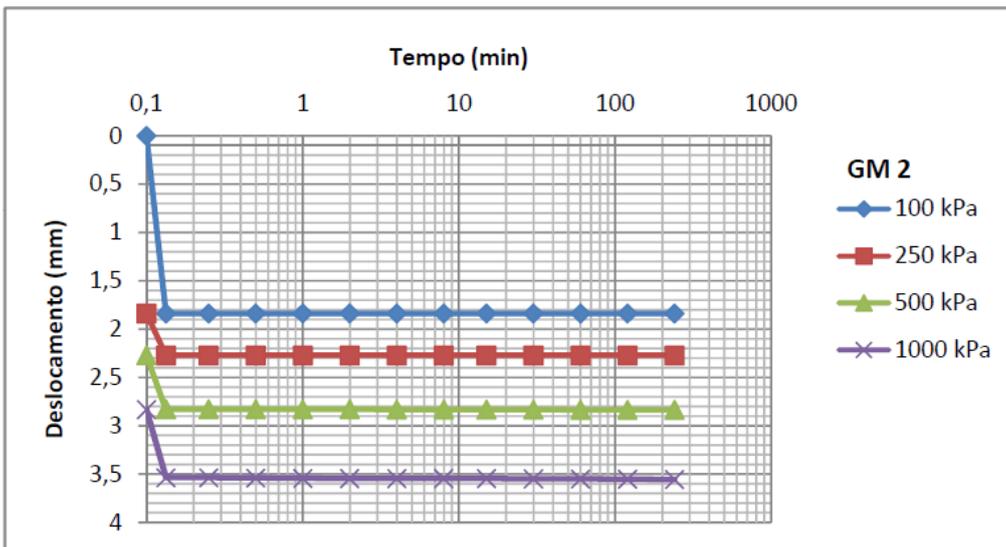
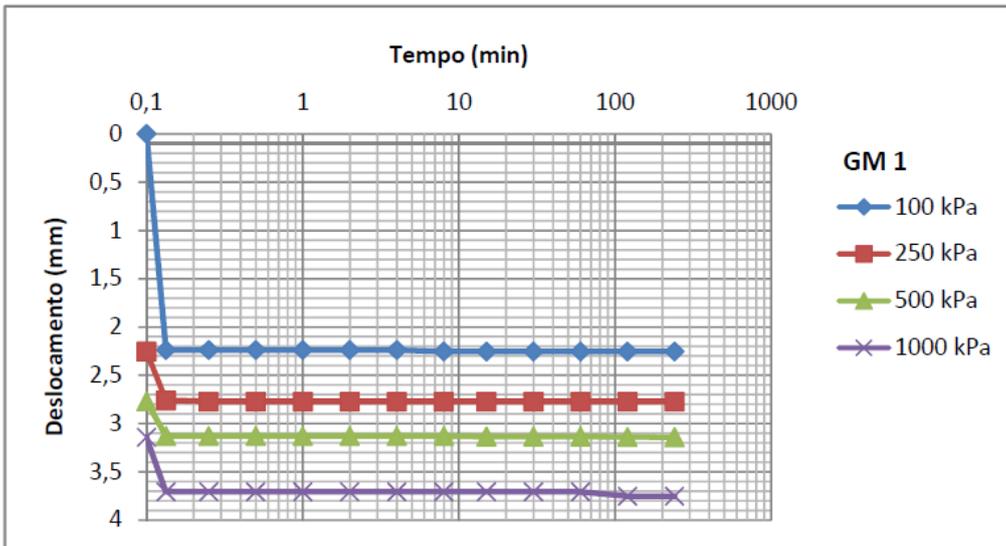
Ensaio 1.3 - GM 3						
	GM texturizada 2 Faces	Força (Kgf)	Força (kN)	Tensão (kPa)	Leitura	Leitura (mm)
		0	0	0	0	0
9	Under GM Areia	28,8514	0,2827	100	660	1,32
10		72,1284	0,7069	250	803	1,606
11		144,2568	1,4137	500	968	1,936
12		288,5136	2,8274	1000	1211	2,422

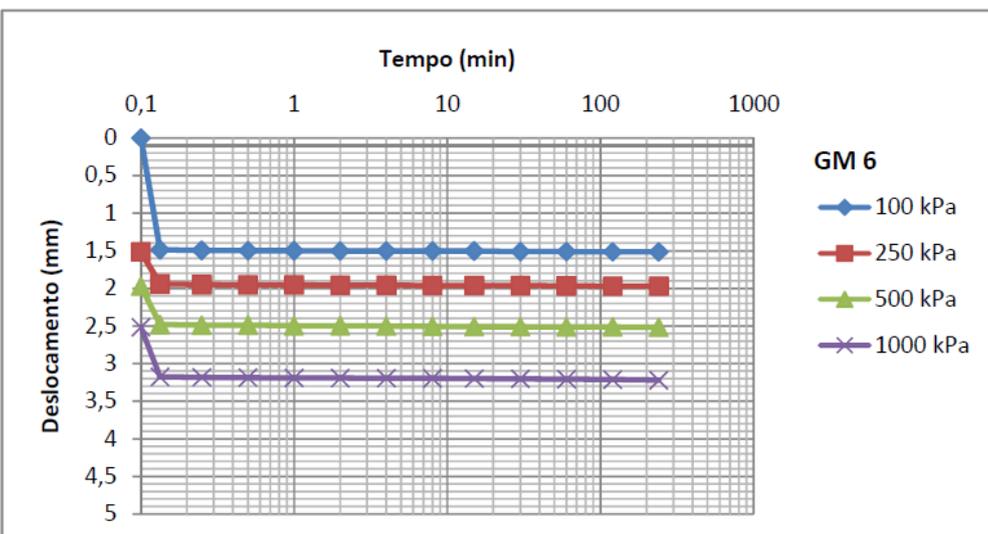
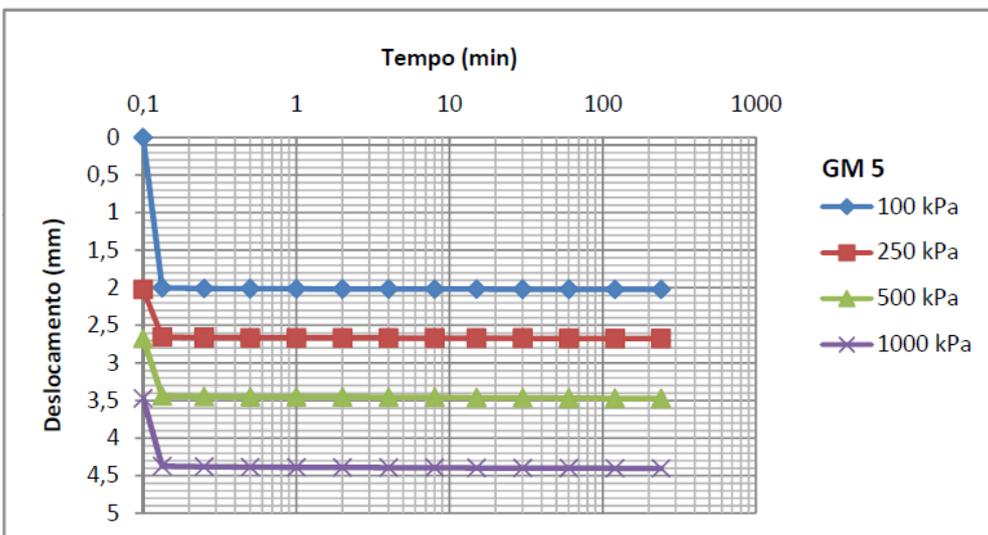
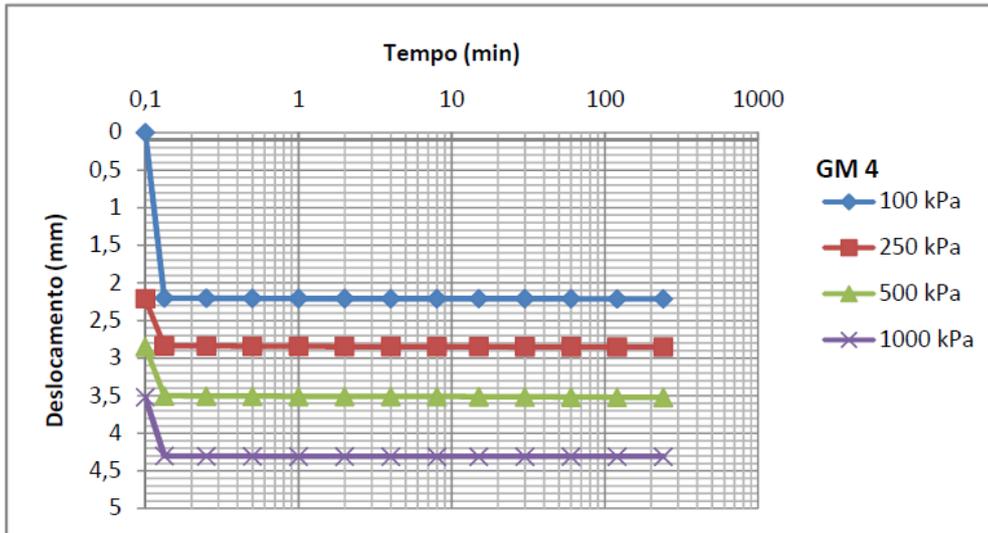
Ensaio 2.1 - GM 4						
	GM texturizada 1 Face	Força (Kgf)	Força (kN)	Tensão (kPa)	Leitura	Leitura (mm)
		0	0	0	0	0
13	Over - Face lisa GM GM Areia - Face rugosa GM	28,8514	0,2827	100	1106	2,212
14		72,1284	0,7069	250	1426	2,852
15		144,2568	1,4137	500	1761	3,522
16		288,5136	2,8274	1000	2155	4,31

Ensaio 2.2 - GM 5						
	GM texturizada 1 Face	Força (Kgf)	Força (kN)	Tensão (kPa)	Leitura	Leitura (mm)
		0	0	0	0	0
17	Over - Face lisa GM GM Areia - Face rugosa GM	28,8514	0,2827	100	1011	2,022
18		72,1284	0,7069	250	1338	2,676
19		144,2568	1,4137	500	1735	3,47
20		288,5136	2,8274	1000	2201	4,402

Ensaio 2.3 - GM 6						
	GM texturizada 1 Face	Força (Kgf)	Força (kN)	Tensão (kPa)	Leitura	Leitura (mm)
		0	0	0	0	0
21	Over - Face lisa GM GM Areia - Face rugosa GM	28,8514	0,2827	100	757	1,514
22		72,1284	0,7069	250	984	1,968
23		144,2568	1,4137	500	1258	2,516
24		288,5136	2,8274	1000	1610	3,22







#### A.4 Resultados do Ensaio de Resistência à Tração Simples das Amostras de Geotêxtil Virgens

