

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

**ANÁLISE NUMÉRICA DE ESTRADAS NÃO  
PAVIMENTADAS SUBMETIDAS A MANUTENÇÕES  
SUPERFICIAIS**

**BÁRBARA GONÇALVES MOURÃO**

**ORIENTADOR: ENNIO MARQUES PALMEIRA**  
**CO-ORIENTADOR: JUAN FELIX RODRIGUEZ REBOLLEDO**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA**

**PUBLICAÇÃO: G.DM-380/22**

**BRASÍLIA / DF: OUTUBRO / 2022**

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

**ANÁLISE NUMÉRICA DE ESTRADAS NÃO  
PAVIMENTADAS SUBMETIDAS A MANUTENÇÕES  
SUPERFICIAIS**

**BÁRBARA GONÇALVES MOURÃO**

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

**APROVADA POR:**

---

**ENNIO MARQUES PALMEIRA, PhD (Universidade de Brasília)  
(ORIENTADOR)**

---

**JUAN FELIX RODRIGUEZ REBOLLEDO, DSc (Universidade de Brasília)  
(CO-ORIENTADOR)**

---

**GREGÓRIO LUÍS SILVA ARAÚJO, DSc (Universidade de Brasília)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**IVONNE ALEJANDRA GUTIÉRREZ GÓNGORA, DSc (Universidade Católica de  
Brasília)  
(EXAMINADORA EXTERNA)**

**DATA: BRASÍLIA/DF, 13 de outubro de 2022.**

## **FICHA CATALOGRÁFICA**

MOURÃO, BÁRBARA GONÇALVES

Análise Numérica de Estradas não Pavimentadas Submetidas a Manutenções Superficiais [Distrito Federal] 2022.

xv, 80 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2022)

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

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Geossintéticos

2. Estrada não Pavimentada

3. Manutenção Superficial

4. Análise Numérica

I. ENC/FT/UnB

II. Mestre

## **REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA**

MOURÃO, B.G. (2022). Análise Numérica de Estradas não Pavimentadas Submetidas a Manutenções Superficiais, Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-380/22, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 80 p.

## **CESSÃO DE DIREITOS**

NOME DO AUTOR: Bárbara Gonçalves Mourão

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Análise Numérica de Estradas não Pavimentadas Submetidas a Manutenções Superficiais

GRAU / ANO: Mestre / 2022

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

---

Bárbara Gonçalves Mourão

Universidade de Brasília, Secretaria da Coordenação de Pós-Graduação em Geotecnia  
Campus Darcy Ribeiro, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Prédio SG-12,  
Universidade de Brasília. CEP 70910-900 – Brasília, DF – Brasil

E-mail: barbara.mourao@hotmail.com

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a Deus pela oportunidade de me aprofundar nessa área que tanto me encanta e por me acompanhar durante toda a trajetória percorrida.

Agradeço ainda pelos demais que contribuíram para essa conquista, especialmente os que cito a seguir.

À minha família e ao meu noivo Ricardo, por não medirem esforços para me apoiar, mesmo quando não posso retribuir.

Ao professor Ennio, por me orientar com muita disposição e sabedoria, sempre apoiando as minhas decisões e entendendo os momentos de maiores dificuldades.

Ao professor Juan, pela dedicada coorientação, fundamental sobretudo para o desenvolvimento da metodologia do trabalho.

Aos meus amigos Pedro, Emerson e Thamara, entre tantos outros que tive contato, pelas trocas de experiências que proporcionaram um ambiente de aprendizagem colaborativo e agradável.

Aos meus colegas de trabalho, por me incentivarem e mostrarem, com os próprios exemplos, que o conhecimento vale a pena.

À Universidade de Brasília, por disponibilizar as ferramentas necessárias para realização da pesquisa, principalmente o acesso ao programa de modelagem numérica PLAXIS 2D.

# ANÁLISE NUMÉRICA DE ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS SUBMETIDAS A MANUTENÇÕES SUPERFICIAIS

## RESUMO

Os geossintéticos têm se mostrado benéficos no reforço de solos, sobretudo em problemas de grandes deformações, tais como estradas não pavimentadas construídas sobre solos moles e submetidas a elevadas solicitações. Devido ao tráfego de maquinários pesados, essa situação ocorre ainda no período de construção da via, em que se faz necessário realizar manutenções superficiais para a execução das camadas de aterro. Diversos estudos experimentais indicaram uma melhora no desempenho mecânico de estradas não pavimentadas quando submetidas a restaurações superficiais. Nesse contexto, a presente pesquisa teve como objetivo estudar, por meio do Método dos Elementos Finitos, o comportamento de estradas não pavimentadas com e sem reforço submetidas a manutenções superficiais. As análises consistiram nas seguintes etapas: determinação das tensões geostáticas no subleito; inclusão da camada de aterro, bem como do reforço geossintético na interface entre materiais; aplicação de um carregamento distribuído sobre o aterro; descarregamento; execução da manutenção superficial a partir da configuração deformada do aterro; e reaplicação do carregamento. A metodologia desenvolvida foi validada pela comparação com resultados de ensaios presentes na literatura, indicando que a sequência construtiva descrita permite uma simulação mais realista do comportamento mecânico dessas estradas. As comparações foram feitas primeiro em termos de gráficos de tensões e deslocamentos na base da placa de carregamento. Foi observado que quando ativada a ferramenta de modelagem *Updated mesh* os resultados ficaram mais próximos do esperado, apresentando capacidades de carga última 45 a 59% maiores (nos casos reforçados) quando comparado aos resultados das análises convencionais. Além disso, pelo comportamento geral das curvas de isodeslocamentos, sugerem-se mecanismos de ruptura típicos de puncionamento nas análises sem reforço e de ruptura generalizada nas análises com reforço. Adicionalmente, foram obtidas informações relevantes como tensões de cisalhamento mobilizadas no sistema e deformação no reforço. Esta última também foi estudada por meio de comparações com equações empíricas, as quais forneceram ajuste satisfatório, mesmo quando variando fatores como a altura e a rigidez da camada de aterro.

# **NUMERICAL ANALYSIS OF UNPAVED ROADS SUBJECTED TO SURFACE MAINTENANCE**

## **ABSTRACT**

Geosynthetics have proven to be beneficial in reinforcing soils, especially in problems with large deformations, such as unpaved roads built on soft soils and subjected to high loads. Due to heavy machinery traffic, this situation occurs even during the construction period of the road, in which is necessary to perform surface maintenance for the execution of the fill layers. Several experimental studies have indicated an improvement in the mechanical performance of unpaved roads when subjected to surface maintenance. In this context, the present research aimed at studying, by means of the Finite Element Method, the behavior of unreinforced and reinforced unpaved roads subjected to surface maintenance. The analyses consisted of the following steps: determination of geostatic stresses in the subgrade; inclusion of the fill layer, as well as the geosynthetic reinforcement at the interface between the materials; application of a distributed load on the fill; unloading; execution of the surface maintenance from the deformed configuration of the fill; and reapplication of the load. The developed methodology was validated by comparisons with experimental results presented in the literature, indicating that these constructive steps allow a more realistic simulation of the mechanical behavior. The comparisons were made in terms of stress and displacement of the system at the base of the loading plate. It was observed that when Updated Mesh modeling tool was activated, the results were closer to what was expected, presenting 45 to 59% higher ultimate load capacities (in reinforced cases) when compared to the results of conventional analyses. Furthermore, due to the general behavior of total displacements curves, typical punching failure mechanisms are suggested in the analysis without reinforcement and general failure in the analysis with reinforcement. Additionally, relevant information was obtained such as shear stresses mobilized in the system and deformation in the reinforcement. This was also studied by comparisons with empirical equations, which provided a satisfactory fit, even when varying factors such as height and stiffness of the fill layer.

# SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
1.1	OBJETIVOS	2
1.1.1	OBJETIVO GERAL	2
1.1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
1.2	ESCOPO DO PROJETO	3
<b>2</b>	<b>REVISÃO DA LITERATURA</b>	<b>5</b>
2.1	ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS	5
2.1.1	DEFEITOS TÍPICOS	5
2.1.2	MANUTENÇÃO	6
2.2	GEOSSINTÉTICOS EM ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS	7
2.2.1	TIPOS E PRINCIPAIS FUNÇÕES	7
2.2.2	MECANISMOS DE REFORÇO	9
2.2.3	DESEMPENHO MECÂNICO	10
2.2.4	DIMENSIONAMENTO DE ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS	11
2.3	APLICAÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS EM ATERROS COMPACTADOS	11
2.3.1	ESTUDOS COM MANUTENÇÃO SUPERFICIAL	11
2.3.2	ESTUDOS COM ANÁLISE NUMÉRICA	13
2.4	MODELAGEM BASEADA NO MEF	15
2.4.1	USO DO SOFTWARE PLAXIS 2D	15
2.4.2	TIPOS DE ELEMENTOS	15
2.4.3	MODELO CONSTITUTIVO DE MOHR-COULOMB	16
2.4.4	PARÂMETROS DOS MATERIAIS	17
2.4.5	PARÂMETROS DE CONTROLE DE CÁLCULO	19
2.4.6	ANÁLISE DE RESULTADOS	20
<b>3</b>	<b>METODOLOGIA</b>	<b>22</b>
3.1	DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS	22
3.2	MATERIAIS UTILIZADOS	23
3.2.1	ENSAIO DE CUNHA (1991)	23
3.2.2	ENSAIO DE FERREIRA JR. (1995)	25
3.3	MODELAGEM NUMÉRICA	29
3.3.1	ASPECTOS GEOMÉTRICOS E CONDIÇÕES DE CONTORNO	29
3.3.2	MODELOS CONSTITUTIVOS E PARÂMETROS	32
3.3.3	PONTOS DE ANÁLISE	35
<b>4</b>	<b>RESULTADOS</b>	<b>36</b>
4.1	ENSAIO DE CUNHA (1991)	36
4.1.1	TENSÃO E DESLOCAMENTO NA BASE DA SAPATA	36

4.1.2	DESLOCAMENTOS NA ESTRADA.....	41
4.1.3	TENSÕES DE CISALHAMENTO NA ESTRADA .....	45
4.1.4	DEFORMAÇÃO NO REFORÇO.....	47
4.1.5	TENSÕES DE CISALHAMENTO NA INTERFACE DO REFORÇO .....	51
4.1.6	QUANTIDADE DE MATERIAL UTILIZADO NAS RESTAURAÇÕES.....	53
4.2	ENSAIO DE FERREIRA JR. (1995).....	54
4.2.1	TENSÃO E DESLOCAMENTO NA BASE DA SAPATA.....	54
4.2.2	DESLOCAMENTOS NA ESTRADA.....	59
4.2.3	TENSÕES DE CISALHAMENTO NA ESTRADA .....	62
4.2.4	DEFORMAÇÃO NO REFORÇO.....	64
4.2.5	TENSÕES DE CISALHAMENTO NA INTERFACE DO REFORÇO .....	68
4.3	AValiação DA DEFORMAÇÃO NO REFORÇO .....	69
4.3.1	ANÁLISES PARAMÉTRICAS.....	69
4.3.2	COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS EMPÍRICOS E NUMÉRICOS ...	71
<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>73</b>
5.1	CONCLUSÕES .....	73
5.2	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....	74
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>76</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Geotêxtil tecido de (a) fios; (b) laminetes (Spada, 1991 <i>apud</i> Freitas, 2003).....	8
Figura 2.2: Mecanismos de reforço: (a) pavimento sem geossintético, (b) pavimento com geossintético (Zornberg, 2017 - modificado).....	10
Figura 2.3: Mecanismo de ruptura desenvolvido no aterro (Palmeira, 1998 - modificado). ...	12
Figura 2.4: Deformação no reforço prevista por solução empírica e pelo Método dos Elementos Finitos (Burd, 1995). .....	13
Figura 2.5: Tensão de cisalhamento na interface do reforço geossintético pelo Método dos Elementos Finitos (Burd, 1995). .....	14
Figura 2.6: Critério de ruptura do modelo Mohr-Coulomb para um solo não coesivo (PLAXIS, 2021).....	16
Figura 2.7: Círculos de ruptura para diferentes estados de tensão usando – (a) Parâmetros efetivos (critério de Mohr-Coulomb); (b) Parâmetros não drenados (critério de Tresca). .....	18
Figura 2.8: Parâmetro numérico de controle de cálculo – <i>Arc-length</i> – (a) Ativado; (b) Desativado (PLAXIS, 2021).....	20
Figura 2.9: Perfil de recalques de um aterro sobre uma camada de fundação rígida – (a) Deslocamentos de fase; (b) Soma de deslocamentos de fases (5 camadas de construção); (c) Soma de deslocamentos de fases (10 camadas de construção). .....	21
Figura 3.1: Representação em perspectiva do modelo físico utilizado por Cunha (1991).....	22
Figura 3.2: Representação frontal do modelo físico utilizado por Ferreira Jr. (1995). .....	22
Figura 3.3: Curvas granulométricas dos materiais do aterro.....	24
Figura 3.4: Perfil de resistência não drenada do subleito (modificado – Cunha, 1991). .....	25
Figura 3.5: Curvas granulométricas dos materiais do aterro.....	26
Figura 3.6: Envoltórias de ruptura de ensaios de cisalhamento direto – Aterros A e B (Ferreira Jr., 1995).....	27
Figura 3.7: Faixa de variação da resistência não drenada (modificado – Ferreira Jr., 1995)...	28
Figura 3.8: Resultado do ensaio de tração no geossintético (Gomes, 1993 <i>apud</i> Ferreira Jr., 1995 - modificado). .....	28
Figura 3.9: Malha deformada de um ensaio de Cunha (1991) sem reforço geossintético (Etapa 4). .....	30
Figura 3.10: Malha deformada de um ensaio de Ferreira Jr. (1995) sem reforço geossintético (Etapa 4). .....	31

Figura 3.11: Representações típicas das manutenções superficiais e carregamentos distribuídos - (a) Etapa 1; (b) Etapa 2; (c) Etapa 3; (d) Etapa 4; (e) Etapa 5; (f) Etapa 6; (g); Etapa 7; (h) Etapa 8.....	31
Figura 3.12: Curva de resistência não drenada adotada para o subleito dos ensaios de Cunha (1991) com o aterro A. ....	33
Figura 3.13: Curva de resistência não drenada adotada para o subleito dos ensaios de Cunha (1991) com o aterro B (1995).....	34
Figura 3.14: Curva de resistência não drenada adotada para o subleito dos ensaios de Ferreira Jr. (1995) com o aterro A. ....	34
Figura 3.15: Curva de resistência não drenada adotada para o subleito dos ensaios de Ferreira Jr. (1995) com o aterro B. ....	34
Figura 3.16: Pontos previamente selecionados para o cálculo de tensões e deformações. ....	35
Figura 4.1: Tensão vertical <i>versus</i> deslocamento na base da sapata - ensaio de Cunha (1991) sem reforço geossintético - primeira manutenção – Aterro A. ....	37
Figura 4.2: Tensão vertical <i>versus</i> deslocamento na base da sapata - ensaio de Cunha (1991) com reforço geossintético - primeira manutenção – Aterro A. ....	37
Figura 4.3: Tensão vertical <i>versus</i> deslocamento na base da sapata - ensaio de Cunha (1991) sem reforço geossintético - primeira manutenção – Aterro B.....	38
Figura 4.4: Tensão vertical <i>versus</i> deslocamento na base da sapata - ensaio de Cunha (1991) com reforço geossintético - primeira manutenção – Aterro B. ....	38
Figura 4.5: Tensão vertical <i>versus</i> deslocamento na base da sapata - ensaio de Cunha (1991) sem reforço geossintético - segunda manutenção – Aterro A.....	39
Figura 4.6: Tensão vertical <i>versus</i> deslocamento na base da sapata - ensaio de Cunha (1991) com reforço geossintético - segunda manutenção – Aterro A. ....	39
Figura 4.7: Tensão vertical <i>versus</i> deslocamento na base da sapata - ensaio de Cunha (1991) sem reforço geossintético - segunda manutenção – Aterro B. ....	40
Figura 4.8: Tensão vertical <i>versus</i> deslocamento na base da sapata - ensaio de Cunha (1991) com reforço geossintético - segunda manutenção – Aterro B.....	40
Figura 4.9: Tensão vertical <i>versus</i> deslocamento na base da sapata - ensaio de Cunha (1991) sem reforço geossintético – Aterros A e B.....	41
Figura 4.10: Tensão vertical <i>versus</i> deslocamento na base da sapata - ensaio de Cunha (1991) com reforço geossintético – Aterros A e B. ....	41
Figura 4.11: Deslocamentos acumulados no Ponto de Análise 1 – Aterro A. ....	42

Figura 4.12: Deslocamentos acumulados na análise de Cunha (1991) sem reforço – Aterro A. .....	43
Figura 4.13: Deslocamentos acumulados na análise de Cunha (1991) com reforço – Aterro A. .....	43
Figura 4.14: Deslocamentos acumulados na análise de Cunha (1991) sem reforço – Aterro B. .....	44
Figura 4.15: Deslocamentos acumulados na análise de Cunha (1991) com reforço – Aterro B. .....	44
Figura 4.16: Tensão de cisalhamento relativa na análise de Cunha (1991) sem reforço – Aterro A. .....	45
Figura 4.17: Tensão de cisalhamento relativa na análise de Cunha (1991) com reforço – Aterro A. .....	46
Figura 4.18: Tensão de cisalhamento relativa na análise de Cunha (1991) sem reforço – Aterro B. .....	46
Figura 4.19: Tensão de cisalhamento relativa na análise de Cunha (1991) com reforço – Aterro B. .....	47
Figura 4.20: Força axial no geossintético - Aterro A.....	48
Figura 4.21: Deformação ao longo do reforço – Aterro A.....	49
Figura 4.22: Deformação ao longo do reforço – Aterro B.....	49
Figura 4.23: Deformação ao longo do reforço – comparação Aterros A e B. ....	50
Figura 4.24: Deformação no reforço ao final das etapas – Aterro A. ....	51
Figura 4.25: Deformação no reforço ao final das etapas – Aterro B. ....	51
Figura 4.26: Coeficiente “ $\lambda$ ” da solução empírica – Aterros A e B. ....	51
Figura 4.27: Tensões de cisalhamento na parte superior do reforço – Aterro A.....	52
Figura 4.28: Tensões de cisalhamento na parte superior do reforço – Aterro B.....	52
Figura 4.29: Tensões de cisalhamento na parte inferior do reforço – Aterro A.....	53
Figura 4.30: Tensões de cisalhamento na parte inferior do reforço – Aterro B.....	53
Figura 4.31: Tensão vertical <i>versus</i> deslocamento na base da sapata - ensaio de Ferreira Jr. (1995) sem reforço geossintético – primeira manutenção superficial – Aterro A. ....	55
Figura 4.32: Tensão vertical <i>versus</i> deslocamento na base da sapata - ensaio de Ferreira Jr. (1995) com reforço geossintético - primeira manutenção superficial – Aterro A. ....	56
Figura 4.33: Tensão vertical <i>versus</i> deslocamento na base da sapata - ensaio de Ferreira Jr. (1995) sem reforço geossintético - primeira manutenção superficial – Aterro B. ....	56

Figura 4.34: Tensão vertical <i>versus</i> deslocamento na base da sapata - ensaio de Ferreira Jr. (1995) com reforço geossintético - primeira manutenção superficial – Aterro B.....	56
Figura 4.35: Tensão vertical <i>versus</i> deslocamento na base da sapata - ensaio de Ferreira Jr. (1995) sem reforço geossintético - segunda manutenção superficial – Aterro A. ....	57
Figura 4.36: Tensão vertical <i>versus</i> deslocamento na base da sapata - ensaio de Ferreira Jr. (1995) sem reforço geossintético - segunda manutenção superficial – Aterro B.....	57
Figura 4.37: Tensão vertical <i>versus</i> deslocamento na base da sapata – ensaio de Ferreira Jr. (1995) com reforço geossintético - segunda manutenção superficial – Aterro B. ....	58
Figura 4.38: Tensão vertical <i>versus</i> deslocamento na base da sapata - ensaio de Ferreira Jr. (1995) sem reforço geossintético – Aterros A e B. ....	58
Figura 4.39: Tensão vertical <i>versus</i> deslocamento na base da sapata - ensaio de Ferreira Jr. (1995) com reforço geossintético – Aterros A e B.....	59
Figura 4.40: Deslocamentos acumulados no Ponto de Análise 1 – Aterro B. ....	59
Figura 4.41: Deslocamentos acumulados na análise de Ferreira Jr. (1995) sem reforço – Aterro A. ....	60
Figura 4.42: Deslocamentos acumulados na análise de Ferreira Jr. (1995) com reforço – Aterro A.....	60
Figura 4.43: Deslocamentos acumulados na análise de Ferreira Jr. (1995) sem reforço – Aterro B.....	61
Figura 4.44: Deslocamentos acumulados na análise de Ferreira Jr. (1995) com reforço – Aterro B.....	61
Figura 4.45: Tensão de cisalhamento relativa na análise de Ferreira Jr. (1995) sem reforço – Aterro A.....	62
Figura 4.46: Tensão de cisalhamento relativa na análise de Ferreira Jr. (1995) com reforço – Aterro A.....	63
Figura 4.47: Tensão de cisalhamento relativa na análise de Ferreira Jr. (1995) sem reforço – Aterro B.....	63
Figura 4.48: Tensão de cisalhamento relativa na análise de Ferreira Jr. (1995) com reforço – Aterro B.....	64
Figura 4.49: Força axial no geossintético - Aterro B. ....	65
Figura 4.50: Deformação ao longo do reforço – Aterro A.....	66
Figura 4.51: Deformação ao longo do reforço – Aterro B. ....	66
Figura 4.52: Deformação ao longo do reforço – comparação Aterros A e B. ....	66
Figura 4.53: Deformação no reforço ao final das etapas – Aterro A. ....	67

Figura 4.54: Deformação no reforço ao final das etapas – Aterro B. ....	67
Figura 4.55: Coeficiente $\lambda$ da solução empírica – Aterros A e B.....	68
Figura 4.56: Tensões de cisalhamento na parte superior do reforço – Aterro A.....	68
Figura 4.57: Tensões de cisalhamento na parte superior do reforço – Aterro B.....	69
Figura 4.58: Tensões de cisalhamento na parte inferior do reforço – Aterro A.....	69
Figura 4.59: Tensões de cisalhamento na parte inferior do reforço – Aterro B.....	69
Figura 4.60: Deformação ao longo do reforço para diferentes alturas de aterro – Cunha (1991) - Aterro B. ....	70
Figura 4.61: Deformação ao longo do reforço para diferentes alturas de aterro – ensaio de Ferreira Jr. (1995) - Aterro B. ....	70
Figura 4.62: Deformação no reforço ao final das etapas das análises de Cunha (1991).....	71
Figura 4.63: Deformação no reforço ao final das etapas das análises de Ferreira Jr. (1995)...	71
Figura 4.64: Coeficiente $\lambda$ da solução empírica – Aterros A e B.....	72

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Características dos materiais do aterro (Palmeira & Cunha, 1993). .....	24
Tabela 3.2: Características do material do subleito.....	24
Tabela 3.3: Características do geotêxtil. ....	25
Tabela 3.4: Características dos materiais do aterro.....	26
Tabela 3.5: Características do material do subleito.....	27
Tabela 3.6: Características do geotêxtil. ....	28
Tabela 3.7: Etapas das análises numéricas.....	29
Tabela 3.8: Parâmetros do material do aterro (Cunha, 1991). ....	32
Tabela 3.9: Parâmetros do material do subleito (Cunha, 1991). ....	32
Tabela 3.10: Parâmetros do material do aterro (Ferreira Jr., 1995). ....	32
Tabela 3.11: Parâmetros do material do subleito (Ferreira Jr., 1995).....	33
Tabela 4.1: Quantidade de material utilizado nos aterros. ....	53

## LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

MEF	Método dos Elementos Finitos
TBR	<i>Traffic Benefit Ratio</i>
b	Metade da largura da esteira do equipamento
b'	Medida horizontal do eixo de simetria ao ponto de inflexão do geossintético
p	Pressão vertical na superfície
r	Profundidade do afundamento de trilha de roda
S	Máximo recalque na superfície do subleito
T	Força axial no geossintético
$\beta$	Ângulo entre a direção da força T e a horizontal
$\lambda$	Ângulo entre a base da cunha do aterro e a horizontal
$\theta$	Ângulo de espraiamento
$\varepsilon$	Deformação média no geossintético
J	Módulo de deformação no geossintético
$\Delta_f$	Afundamento superficial
$\tau_1$	Tensão de cisalhamento
$\phi$	Ângulo de atrito
c	Intercepto coesivo
$\psi$	Ângulo de dilatância
$\sigma_1$	Tensão principal efetiva maior
$\sigma_2$	Tensão principal efetiva intermediária
$\sigma_3$	Tensão principal efetiva menor
f	Função de ruptura
g	Função de plastificação
$S_u$	Resistência ao cisalhamento não drenada
$S_{u,inc}$	Incremento de resistência não drenada
$S_{u,ref}$	Resistência não drenada de referência
$y_{ref}$	Cota de referência
$R_{inter}$	Fator de redução da resistência
$c_i$	Coesão na interface
$\phi_i$	Ângulo de atrito na interface
$c_{solo}$	Coesão do solo adjacente
$\phi_{solo}$	Ângulo de atrito do solo adjacente

EA	Rigidez axial
F	Força axial do reforço por unidade de largura
$\Delta L$	Alongamento do geossintético
L	Comprimento original do geossintético
G	Módulo de cisalhamento
$\nu$	Coefficiente de Poisson
E	Módulo de elasticidade
$\gamma$	Peso específico
$T_{MÁX}$	Força axial máxima
$\tau_{rel}$	Tensão de cisalhamento relativa

## 1 INTRODUÇÃO

De acordo com CNT (2021), a extensão total da malha rodoviária brasileira equivale a aproximadamente 1,72 milhões de quilômetros. Desse valor, as estradas não pavimentadas existentes representam um percentual de 78,5%, demonstrando sua predominância no modal rodoviário do país. Estas têm o importante papel socioeconômico de proporcionar a exploração de recursos naturais (florestas, mineração, etc.) e a distribuição de grande parte da produção agrícola, além de permitir que os moradores do campo tenham acesso a serviços de educação, saúde, lazer, dentre outros recursos disponíveis nas cidades (ODA, 1995).

Desta forma, é desejável que as estradas sejam mantidas em boas condições de uso. Segundo CNT (2021), a qualidade das rodovias impacta diretamente no desempenho dos veículos, no seu consumo de combustível e, conseqüentemente, nos níveis de emissão de poluentes e preços dos produtos finais transportados. Além disso, quando se trata de estradas reforçadas, as manutenções reduzem a periodicidade desses serviços e melhoram o desempenho mecânico da via, contribuindo inclusive para um melhor custo-benefício do uso do reforço (Ferreira Jr., 1995).

As estradas não pavimentadas, em geral, configuram problemas de grandes deformações, motivando o uso de alternativas de reforço como os geossintéticos, os quais têm sido utilizados com essa finalidade desde a década de 70. Dentre os seus benefícios, portanto, estão o aumento da vida útil da estrada, uma diminuição do custo de construção, por meio da diminuição da espessura da camada de aterro, além de um aumento do tempo necessário para a realização de manutenções periódicas (Calvarano *et al.*, 2016).

Os tipos de geossintéticos mais usados como elemento de reforço em estradas não pavimentadas são os geotêxteis e as geogrelhas. Os reforços, particularmente as geogrelhas, melhoram o desempenho das estradas sobretudo por realçarem o mecanismo de confinamento lateral, garantido pelo intertravamento entre geossintético e agregados, e pelo efeito membrana, mobilizado a partir do formato ondulado do geossintético, quando submetido a grandes deformações (Hana & Thakur, 2015). No caso de geotêxteis, estes podem também contribuir como elemento de separação, minimizando a contaminação do material de aterro por finos do subleito.

Alguns tipos de estradas não pavimentadas estão ainda mais suscetíveis a apresentarem deformações excessivas, tal como aquelas constituídas por subleitos de baixa resistência e submetidas a elevadas solicitações, as quais podem ocorrer durante o período de operação da

via ou durante a sua construção. Nos casos em que as estradas já se encontram disponíveis para uso, as elevadas solicitações podem se dar em função do tráfego intenso de veículos. Por outro lado, os carregamentos presentes durante a construção das estradas decorrem do trânsito de maquinários utilizados para transportar, espalhar e compactar o material do aterro (Palmeira, 1998). Desta forma, o tráfego nesse período é composto por veículos pesados e ocorre sobre finas camadas de aterro, favorecendo o surgimento das grandes deformações.

Em virtude dos afundamentos gerados pelo tráfego de equipamentos, durante a execução das camadas de aterro faz-se necessário um contínuo preenchimento das trilhas de rodas (Pearson, 2011). Alguns autores mostraram, de forma experimental, os benefícios das restaurações superficiais no desempenho mecânico das estradas, particularmente em casos reforçados, em que se observa uma tração adicional proporcionada no geossintético (Cunha, 1991; Ferreira Jr., 1995; Antunes, 2008; Góngora, 2011).

Sob a perspectiva da modelagem numérica, diversos trabalhos avaliaram o desempenho dos geossintéticos como elementos de reforço utilizando a formulação Lagrangiana do Método de Elementos Finitos (MEF), proposta por Bathe (1982) para modelar com sucesso os mecanismos de grandes deformações (Burd, 1995; Lai *et al.*, 2018; Mehta & Shah, 2021). Essa formulação considera a atualização das coordenadas nodais dos elementos durante a análise, embora não se restrinja a isso (PLAXIS, 2021). Em contrapartida, não se tem conhecimento de análises numéricas que considerem as manutenções superficiais necessárias desde a fase de construção das estradas.

Vale destacar que os trabalhos presentes na literatura contam com diversas análises paramétricas para avaliação da capacidade de carga das estradas. Todavia, os métodos de laboratório utilizados para avaliação da deformação no reforço apresentam menor confiabilidade, tendo em vista a dificuldade de obtenção dessa variável. Por conseguinte, torna-se mais relevante a avaliação da deformação no reforço via modelagem numérica.

## **1.1 OBJETIVOS**

### **1.1.1 OBJETIVO GERAL**

O objetivo dessa pesquisa é modelar, por meio de métodos numéricos, a realização de manutenções superficiais em estradas não pavimentadas reforçadas com geossintético e construídas sobre solos moles.

### **1.1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Desenvolver uma metodologia para simulação das manutenções superficiais, em estradas não pavimentadas reforçadas e sem reforço, por meio de análises tensão-deformação no software PLAXIS 2D;
- Validar a metodologia a ser desenvolvida a partir da comparação com resultados experimentais da literatura - Cunha (1991) e Ferreira Jr. (1995), buscando confirmar a influência das manutenções superficiais no desempenho mecânico das estradas;
- Obter resultados complementares aos ensaios de laboratório quanto ao comportamento da estrada como um todo, do reforço geossintético e das interfaces entre materiais;
- Comparar a deformação no reforço prevista pelo método empírico de Palmeira (1998) e calculada a partir dos resultados numéricos da pesquisa;
- Elaborar análises paramétricas para avaliação da influência da altura e competência da camada de aterro na deformação ao longo do reforço.

### **1.2 ESCOPO DO PROJETO**

Essa dissertação está estruturada em cinco capítulos. No Capítulo 1 é apresentada uma contextualização do tema abordado no trabalho e suas motivações, além dos objetivos traçados. No Capítulo 2 aborda-se a revisão da literatura relevante para o desenvolvimento da dissertação. Os assuntos tratados incluíram o ciclo de vida das estradas não pavimentadas, os geossintéticos como elementos de reforço, estudos de aplicação de caráter numérico e experimental e as principais ferramentas e fundamentações teóricas da modelagem computacional.

No Capítulo 3 são descritos os procedimentos dos ensaios experimentais adotados para a simulação numérica da presente pesquisa, bem como a geometria dos modelos físicos correspondentes. Esse capítulo conta ainda com a caracterização física dos materiais utilizados, sendo apresentados resultados de ensaios realizados nos materiais do aterro, subleito e geossintético. Ademais, é apresentada a metodologia utilizada na modelagem numérica proposta, a qual inclui aspectos geométricos e condições de contorno do problema, modelos constitutivos e parâmetros adotados, além de particularidades da modelagem necessárias para adequada análise de resultados.

No Capítulo 4 apresentam-se os resultados que viabilizam a validação da metodologia adotada, sendo destacado o tópico de tensão e deslocamento na base da placa de aplicação do carregamento. São apresentados ainda os deslocamentos e tensões de cisalhamento mobilizados nas estradas simuladas e as deformações provocadas no reforço. Foram realizadas análises

críticas, individuais e comparativas, de diferentes etapas de carregamento e combinações de geometrias e materiais.

Por fim, no Capítulo 5 são tratadas as considerações finais, incluindo as limitações da metodologia e sugestões para trabalhos futuros.

## **2 REVISÃO DA LITERATURA**

### **2.1 ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS**

As estradas não-pavimentadas, também chamadas de “estradas de terra”, são aquelas não revestidas por material betuminoso. Geralmente sua superfície de rolamento é composta por solo local, podendo conter ainda uma camada de material granular compactado sobre o subleito, chamada de revestimento primário (IPR, 2005).

#### **2.1.1 DEFEITOS TÍPICOS**

O estado da superfície de qualquer estrada depende das características da via, das intempéries, do tráfego e da manutenção (ODA, 1995). Segundo Sudarsanan *et al.* (2015), os principais problemas encontrados em estradas não pavimentadas estão relacionados com subleitos de baixa resistência. Em geral, apesar do baixo volume de tráfego, a exposição do leito da via à infiltração de águas superficiais e os sistemas de drenagens possivelmente ineficientes acarretam grandes deformações no subleito, formando as chamadas trilhas de roda.

De acordo com Baesso & Gonçalves (2003), Pearson (2011) e Santos *et al.* (2019), os defeitos mais comuns encontrados em estradas não pavimentadas são:

- Seção transversal imprópria

O greide da superfície de rolamento de uma estrada não pavimentada deve ser tal que permita o direcionamento das águas superficiais para os dispositivos de captação e escoamento (sarjetas, bigodes, dissipadores de energia).

- Drenagem inadequada

A inadequação do sistema de drenagem também pode provocar acúmulos de água na via, seja por falhas no dimensionamento, implantação ou manutenção dos dispositivos de drenagem.

- Corrugações

Esse defeito, também conhecido como “costela de vaca”, é caracterizado por deformações na pista de rolamento posicionadas em intervalos regulares, perpendicularmente ao sentido de fluxo do tráfego. Dentre os fatores que podem originá-lo, os mais comuns são a ação contínua do tráfego e a perda de agregados da camada superficial.

- Excesso de poeira

A formação de pó na via se deve à perda de material fino presente em excesso na camada superficial, podendo comprometer a visibilidade dos motoristas e a saúde da população local, bem como reduzir a vida útil dos motores dos veículos.

- Buracos

Essas anomalias podem ser causadas por fatores como: deficiências na composição da camada de revestimento primário, ausência de materiais ligantes na composição do pavimento, plataforma da estrada com drenagem e abaulamento transversal inadequados.

- Trilha de roda

As trilhas de roda são caracterizadas por deformações permanentes no revestimento ou subleito, resultantes do carregamento repetido do tráfego. Sua ocorrência se deve a uma baixa capacidade dos materiais constituintes do pavimento ou a uma drenagem superficial ineficiente.

- Perda de agregados

O desprendimento de agregados do leito da via ocorre sobretudo em função da ausência de materiais argilosos. Normalmente, com a intensa passagem de veículos, o material granular é posicionado junto às trilhas de roda ou nas áreas próximas aos bordos da pista.

### **2.1.2 MANUTENÇÃO**

Burningham & Stankevich (2005) definem as manutenções como atividades que objetivam preservar um bem. Segundo os autores, os tipos de manutenção de rodovias podem ser classificados em manutenção rotineira, periódica e de emergência. A manutenção rotineira compreende a realização de pequenas obras que visam garantir, a curto prazo, a transitabilidade e a segurança das estradas e prevenir a sua deterioração precoce. São exemplos a regularização da superfície da via e os remendos de buracos, bem como a limpeza de valas. A manutenção periódica, em geral, exige equipamentos especializados e pessoal qualificado para a realização de suas atividades, as quais buscam preservar a integridade estrutural da estrada, como é o caso do recascalhamento (PIARC, 1994 *apud* Ferreira, 2004). Por fim, a manutenção emergencial exige ações imediatas que visam desbloquear o tráfego interrompido, por exemplo, por um deslizamento de talude.

Chamorro (2012) comenta que, dada a acelerada taxa de deterioração observada em estradas não pavimentadas, as manutenções de rotina e periódicas devem ser realizadas com uma frequência maior do que as observadas em estradas pavimentadas.

Apesar da relevância das estradas não pavimentadas, a maioria dessas vias carecem de serviços de melhorias e manutenções. Segundo Santos *et al.* (2019), o desafio para a conservação dessas vias está inteiramente associado a uma correta operação técnica e logística de permanentes serviços especificamente direcionados para estradas de terra. O autor afirma que, frente à extensão dessa rede, a pavimentação não seria uma solução viável dados os elevados custos que seriam necessários para tal fim. Além disso, de acordo com IPR (2005) e Pearson (2011), somente a partir de um certo volume de tráfego torna-se economicamente mais vantajoso pavimentar a estrada do que mantê-la com o revestimento primário, sobretudo em função da diminuição dos custos operacionais dos veículos.

## **2.2 GEOSINTÉTICOS EM ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS**

Os geossintéticos podem ser definidos como produtos poliméricos, manufaturados ou naturais, para uso em obras geotécnicas e de proteção ambiental (Palmeira, 2018). Deshmukh *et al.* (2020) apresentam diversas vantagens desses produtos frente aos materiais convencionalmente utilizados na engenharia, tais como: rapidez e praticidade de instalação, controle de qualidade na fabricação, economia de espaço e de materiais naturais na obra.

De modo especial, o emprego desses materiais como reforço em estradas não pavimentadas tem crescido consideravelmente devido ao aumento da capacidade de carga do pavimento e redução da periodicidade dos serviços de manutenção, podendo resultar em economias significativas (Ferreira Jr., 1995).

### **2.2.1 TIPOS E PRINCIPAIS FUNÇÕES**

Os geossintéticos podem ser utilizados em diversos problemas geotécnicos, podendo desempenhar uma ou mais funções, sendo as principais (IGS, 2017):

- **Separação:** o geossintético atua separando camadas de diferentes materiais. Como exemplo, os geotêxteis são usados para evitar que materiais da base do pavimento penetrem em uma camada subjacente de solo mole, mantendo assim a integridade da estrada e a espessura das camadas conforme projeto. Os elementos de separação também contribuem para evitar que subleitos de granulação fina sejam bombeados para bases de estradas granulares permeáveis;
- **Filtração:** o geossintético atua de forma semelhante a um filtro de areia, permitindo que a água se mova pelo solo enquanto as partículas de solo são retidas a montante;
- **Reforço:** o geossintético atua melhorando a resistência de um maciço de solo e conferindo-lhe menor deformabilidade. Essa função é a responsável por possibilitar a

construção de aterros sobre solos moles ou a execução de taludes íngremes, dentre outras aplicações;

- Drenagem: o geossintético atua como um dreno para transportar fluidos através de solos menos permeáveis. Como exemplo, os geotêxteis são usados para dissipar poropressões na base de aterros rodoviários;
- Proteção: o geossintético atua na redução da erosão do solo causada pelo impacto da chuva e água superficial. De acordo com Palmeira (2018), o geossintético também pode ser utilizado para proteger outra camada de geossintético (contra danos mecânicos, por exemplo);
- Barreira: o geossintético age como uma barreira relativamente impermeável a fluidos ou gases. Um exemplo seria a utilização desse elemento para a contenção de lixiviados e resíduos.

Os tipos de geossintéticos mais usados como reforço em estradas não pavimentadas são os geotêxteis e as geogrelhas. Segundo Freitas (2003), os geotêxteis são divididos em três grupos diferenciados pela técnica adotada na fabricação do produto: não tecidos, tecidos e tricotados. Os geotêxteis tecidos são aqueles cujos fios ou laminetes são entrelaçados em direções pré-determinadas, geralmente ortogonais. Quando os elementos utilizados como base são os fios, formam-se padrões semelhantes a uma malha, como apresentado na Figura 2.1a, enquanto geotêxteis tecidos formados por laminetes têm arranjo análogo à Figura 2.1b. Os geotêxteis não tecidos, por sua vez, são formados pela disposição aleatória de fibras, e os geotêxteis tricotados têm seus fios entrelaçados por tricotamento.

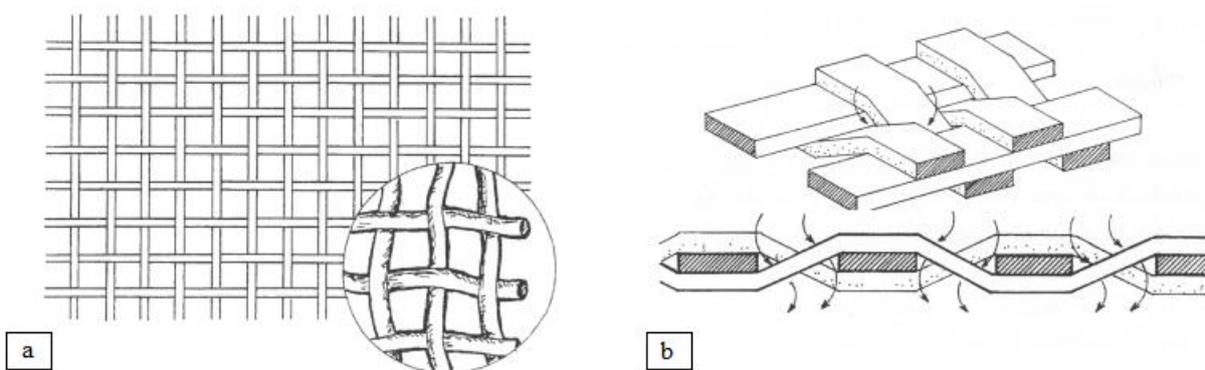


Figura 2.1: Geotêxtil tecido de (a) fios; (b) laminetes (Spada, 1991 *apud* Freitas, 2003)

De acordo com Hana & Thakur (2015), além da função de reforço, os geotêxteis não tecidos e tecidos podem exercer a função de separação, filtração e drenagem. Por outro lado, as

geogrelhas são mais conhecidas pelo benefício oferecido em termos de resistência e rigidez à tração. Segundo Palmeira (2018), esse tipo de geossintético também pode ser classificado conforme seu processo de manufatura (geogrelhas extrudadas, soldadas ou tecidas), mas pode ainda ser categorizado a depender da dimensão dos trechos de fibra em cada direção da geogrelha. Assim, quando comparadas com as geogrelhas biaxiais ou multiaxiais, as geogrelhas uniaxiais são aquelas de maior anisotropia, uma vez que a resistência e rigidez são significativamente maiores em uma das direções.

### **2.2.2 MECANISMOS DE REFORÇO**

Perkins & Ismeik (1997) apresentam três mecanismos de atuação do reforço em estradas: aumento da capacidade de carga, confinamento lateral e efeito membrana.

O aumento da capacidade de carga deve-se a uma alteração da superfície de ruptura do subleito de localizada para global, proporcionada por uma distribuição mais uniforme das cargas de tráfego na camada de base e por uma redução da tensão normal máxima no subleito (Giroud & Han, 2004). Segundo Zornberg (2017), solos não reforçados tendem a apresentar um ângulo de espraiamento das tensões relativamente estreito na camada de base, podendo levar à punção desse material sobre o solo de fundação (Figura 2.2a). Por outro lado, solos reforçados são caracterizados por um ângulo de espraiamento mais amplo e uma superfície de ruptura generalizada (Figura 2.2b).

O confinamento lateral na camada de base, também conhecido por “efeito ancoragem”, é causado por uma tensão horizontal induzida pelo intertravamento entre agregados e geossintético. O reforço é submetido à tração ao absorver parte da carga de cisalhamento provocada pelo carregamento do aterro, como mostrado na Figura 2b. Observa-se que são fatores relevantes tanto a rigidez do reforço quanto a resistência ao cisalhamento na interface solo-geossintético. Desta forma, esse mecanismo se torna mais evidente em aterros de materiais granulares graúdos reforçados com geogrelha (Palmeira, 2018), desde que as aberturas do reforço sejam compatíveis com as dimensões dos grãos de solo.

O efeito membrana é desenvolvido a partir do formato ondulado assumido pelo geossintético tensionado, sendo necessárias grandes deformações para mobilizar esse mecanismo. Nesse caso, imediatamente abaixo da área carregada, a membrana suporta parte da solicitação e dificulta o deslocamento vertical descendente na superfície do pavimento. Por outro lado, na região adjacente ao carregamento, o geossintético confina o material do subleito, diminuindo sua ascensão lateral (Palmeira, 2018; Burd, 1995). Essa configuração também pode ser observada na Figura 2b.

Milligan *et al.* (1989) apresentam ainda um mecanismo que corresponde à redução das tensões de cisalhamento no subleito. Isso ocorre à medida que as tensões horizontais na interface aterro-solo de fundação são transmitidas em carga de tração para o reforço. Desta forma, em condições ideais, a inclusão do reforço geossintético permitiria que fossem transmitidas ao subleito apenas tensões verticais.

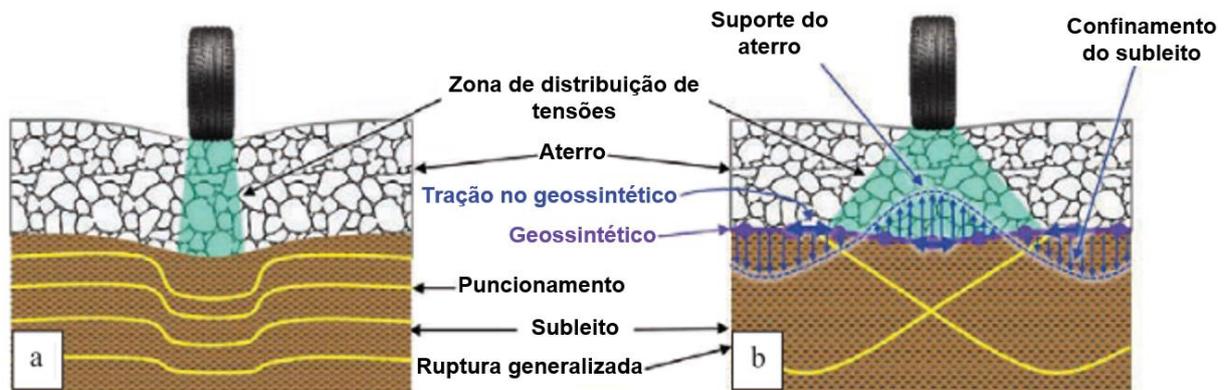


Figura 2.2: Mecanismos de reforço: (a) pavimento sem geossintético, (b) pavimento com geossintético (Zornberg, 2017 - modificado)

Destaca-se que, segundo Hana & Thakur (2015), as geogrelhas melhoram o desempenho das estradas sobretudo por meio do mecanismo de confinamento lateral, enquanto o geotêxtil o faz pela contribuição do efeito membrana.

### 2.2.3 DESEMPENHO MECÂNICO

Os principais fatores que influenciam no desempenho mecânico de pavimentos reforçados são: a aderência entre solo e reforço, as especificações do geossintético (resistência e rigidez à tração), as características do carregamento e a localização do geossintético dentro do sistema (Saad *et al.*, 2006). Segundo Palmeira (2018), o geossintético posicionado na interface entre aterro e solo de fundação maximiza a contribuição do reforço para a estabilidade do aterro contra um processo de ruptura generalizada.

Quanto aos tipos de carregamento, há evidências experimentais de que a resistência do solo reforçado aumenta sob o efeito de carregamento cíclico. Segundo Ashmawy e Bordeau (1995), ao carregar uma amostra triaxial repetidamente sem atingir a ruptura e, em seguida, recarregá-la monotonicamente, ocorre um aumento de resistência estática. Isso é atribuído ao fenômeno de compactação que acompanha os primeiros estágios do carregamento cíclico.

#### **2.2.4 DIMENSIONAMENTO DE ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS**

O dimensionamento de estradas não pavimentadas, com e sem reforço, consiste em definir a espessura da camada de aterro necessária para suportar determinado volume de tráfego. Dentre os métodos mais comuns presentes na literatura, estão os métodos de Giroud & Noiray (1981), de Oxford (Houlsby & Jewell, 1990; Jewell, 1996) e de Giroud & Han (2004). Estes podem ser classificados de acordo com o máximo afundamento de trilha de roda permitido, sendo o método de Oxford aplicável para situações de pequenos deslocamentos superficiais.

A respeito dos métodos de Giroud e Noiray (1981) e Giroud e Han (2004), além de permitirem maiores afundamentos de trilha de roda, estes também levam em conta explicitamente a influência do tráfego de veículos. Ressalta-se que o método de Giroud e Noiray (1981) é baseado no efeito membrana e foi concebido para o dimensionamento de estradas reforçadas com geotêxteis. Já o método de Giroud e Han (2004) é mais aplicável para estradas com grelhas, uma vez que é destacada a propriedade de módulo de estabilidade de abertura da grelha, embora a validade de utilização de tal módulo tenha sido questionada por outros pesquisadores (Tang *et al.*, 2008; Góngora, 2015, Palmeira, 2018).

### **2.3 APLICAÇÃO DE GEOSSINTÉTICOS EM ATERROS COMPACTADOS**

Diversos autores mostraram experimentalmente os benefícios do reforço no desempenho de aterros compactados, incluindo as estradas não pavimentadas após sucessivos reparos de superfície. No âmbito da modelagem numérica, embora a influência do reforço também tenha sido avaliada em aterros de diferentes finalidades e condições, não se tem conhecimento da consideração de restaurações superficiais nas análises.

#### **2.3.1 ESTUDOS COM MANUTENÇÃO SUPERFICIAL**

Cunha (1991) e Ferreira Jr. (1995) utilizaram modelos físicos para aplicação de um carregamento monotônico por placa rígida no aterro, simulando a condição de deformação plana, até ser atingido determinado afundamento. Posteriormente, foi realizada uma manutenção superficial e aplicado um novo estágio de carregamento, sendo repetido o processo. Os autores observaram maiores pressões na base da placa para o caso reforçado com reparos, sobretudo no segundo estágio de carregamento (após o primeiro reparo), quando comparado ao modelo sem manutenções, indicando maior rigidez do sistema.

Antunes (2008) e Góngora (2011) constataram o benefício dos reparos partir de ensaios com carga cíclica. Observou-se aumento no valor do TBR (*Traffic Benefit Ratio*), fator definido pela razão entre os números de ciclos de carga necessários para alcançar determinado afundamento superficial nas situações com e sem reforço, respectivamente.

Palmeira (1998) apresentou uma metodologia para estimar as deformações de tração no geossintético causadas pelo tráfego de veículos durante a construção da estrada. Assim, essa deformação pode ser considerada em conjunto com as deformações causadas pelo fluxo de veículos ao longo da operação da via para prever a deformação total do geossintético. O mecanismo de ruptura no aterro quando da aplicação do carregamento na superfície é representado pelo autor conforme a Figura 2.3.

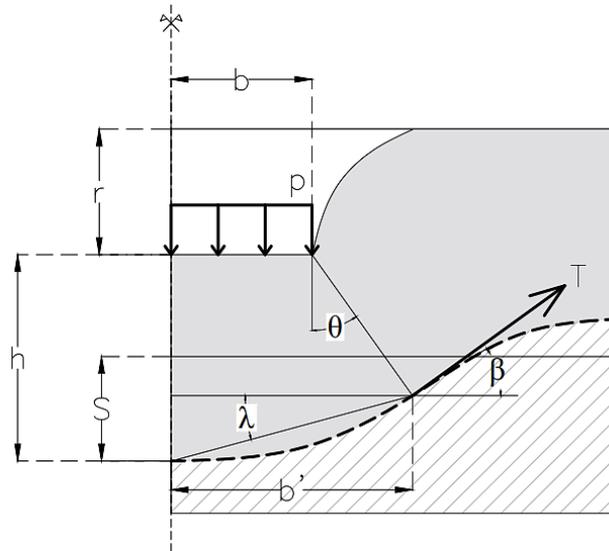


Figura 2.3: Mecanismo de ruptura desenvolvido no aterro (Palmeira, 1998 - modificado).

Onde:

$b$  é a metade da largura da área carregada na superfície;

$b'$  é a medida horizontal do eixo de simetria ao ponto de interseção com a linha definida pelo ângulo de espraçamento ( $\theta$ );

$p$  é a tensão vertical na superfície;

$r$  é a profundidade do primeiro afundamento;

$S$  é o máximo recalque da superfície do subleito;

$T$  é a força axial no geossintético;

$\beta$  é o ângulo entre a direção da força  $T$  e a horizontal;

$\lambda$  é o ângulo entre a base da cunha do aterro e a horizontal;

$\theta$  é o ângulo de espraçamento.

A deformação média no geossintético ( $\varepsilon$ ) pode ser encontrada pela expressão empírica descrita na Equação (2.1), a qual depende de  $\lambda$  (Equação (2.2)), obtida experimentalmente como uma função do deslocamento vertical  $S$  normalizado pela largura “ $B = 2b$ ” da área carregada. O trecho do geossintético utilizado para o cálculo da deformação média é aquele compreendido pelo eixo de simetria e o ponto de inflexão do geossintético, ou seja, a distância  $b'$ .

$$\varepsilon = 0.5 \sqrt{1 + 3,5 \tan^2(\lambda)} + \frac{0,27}{\tan(\lambda)} \ln \left( 1,87 \tan(\lambda) + \sqrt{1 + 3,5 \tan^2(\lambda)} \right) - 1 \quad (2.1)$$

$$\frac{\lambda}{\pi} = 0,156 + 0,133 \log \left( \frac{S}{B} \right) \quad (2.2)$$

No estudo supracitado, observou-se que a tensão vertical superficial suportada por um aterro, em condições de deformação plana e carregamento estático, é maior quando preenchidos os afundamentos gerados pelos veículos de construção, uma vez que as camadas de reparo aumentam localmente a espessura do aterro e garantem uma distribuição de tensões mais uniforme.

### 2.3.2 ESTUDOS COM ANÁLISE NUMÉRICA

Burd (1995) simulou o comportamento de uma estrada não pavimentada reforçada com geossintético e construída sobre argila mole, tendo como base os ensaios em modelo reduzido realizados por Love *et al.* (1987). A estrada foi simulada em condições de deformação plana sob carregamento monotônico e foi submetida a grandes deformações superficiais. Nesse estudo, a reação do geossintético foi expressa em termos dos seguintes fatores: (i) força axial “ $T$ ” no reforço normalizada pela sua rigidez à tração “ $J$ ”, para dois afundamentos de trilha de roda “ $\Delta_f$ ” diferentes (Figura 2.4); e (ii) tensão de cisalhamento “ $\tau$ ” nas interfaces superior e inferior do geossintético (Figura 2.5).

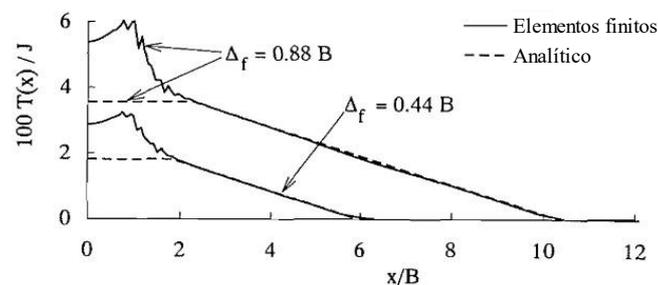


Figura 2.4: Deformação no reforço prevista por solução empírica e pelo Método dos Elementos Finitos (Burd, 1995).

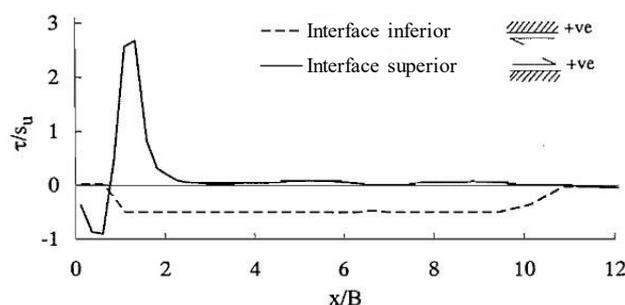


Figura 2.5: Tensão de cisalhamento na interface do reforço geossintético pelo Método dos Elementos Finitos (Burd, 1995).

Pimentel (2007) utilizou o programa PLAXIS 2D para a realização de retroanálises do modelo físico de Ferreira Jr. (1995), ensaio que buscou representar uma estrada não pavimentada sobre solo mole, com e sem a presença de geotêxtil. Foram realizadas ainda análises paramétricas, para estudo da capacidade de carga do sistema, em que foi avaliada a influência do posicionamento e rigidez do geossintético, a altura da camada de aterro e a resistência não drenada da camada de solo mole. Destaca-se que foi simulado apenas o primeiro estágio do carregamento monotônico realizado por Ferreira Jr. (1995), sendo desconsideradas as manutenções superficiais presentes no referido estudo.

Nuñez (2015) empregou o software PLAXIS 2D para estudar o comportamento de vias não pavimentadas, reforçadas e sem reforço, submetidas a carregamentos monotônicos. Foram simulados, em condições axissimétricas, os ensaios realizados por Antunes (2008) e Góngora (2011) e, em condição de deformação plana, o ensaio de Fannin (1986). Além disso, o autor simulou o comportamento desses modelos sob o efeito de cargas estáticas equivalentes a carregamentos cíclicos, conforme proposta de Jewell (1996).

Calvarano *et al.* (2017) analisou o comportamento de estradas não pavimentadas sem reforço e reforçadas com geogrelha, quando construídas sobre subleito de baixa resistência. Simulou-se por meio do software ABAQUS a aplicação de carregamentos cíclicos em uma análise axissimétrica, tendo como base os ensaios realizados por Leng & Gabr (2002). Foram utilizados modelos constitutivos elastoplásticos para os materiais do aterro e fundação e um modelo elástico-linear para o geossintético. Os autores observaram que houve menor afundamento superficial em uma estrada reforçada em comparação com outra não reforçada e com o dobro de altura do aterro, levando a uma economia do material necessário para manutenção.

Hegde & Palsule (2020) destacaram a eficácia do reforço geossintético para melhorar o desempenho mecânico de subleitos submetidos a carregamentos cíclicos. Foram realizadas análises bidimensionais e tridimensionais no PLAXIS 2D, sendo utilizado no reforço

geossintético o modelo constitutivo elástico, e nos materiais do aterro o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb associado a ferramentas numéricas do programa para simular o amortecimento real do material viscoso. Os autores chegaram a conclusões compatíveis com os resultados de ensaios realizados em laboratório.

Patil *et al.* (2020) apresentaram um estudo, via PLAXIS 2D, de aterros compactados reforçados e compostos por resíduos pozolânicos submetidos a um carregamento monotônico. Observou-se que as análises realizadas subestimaram a capacidade de carga de laboratório, sendo que as variações encontradas foram significativamente maiores nos casos reforçados do que nas análises sem reforço, sugerindo que as contribuições do reforço têm papel importante na modelagem.

## **2.4 MODELAGEM BASEADA NO MEF**

A seguir serão apresentadas as principais características da ferramenta computacional utilizada na modelagem via Método dos Elementos Finitos.

### **2.4.1 USO DO SOFTWARE PLAXIS 2D**

O PLAXIS 2D é um software de elementos finitos desenvolvido para realizar análises bidimensionais de tensão-deformação em engenharia geotécnica. Seu uso foi escolhido na presente pesquisa sobretudo pela larga aplicação em problemas de solos reforçados, tal como observado no item 2.3.2, e pelas ferramentas favoráveis para análises de grandes deformações (item 2.4.5).

Diversos modelos constitutivos estão incluídos no programa para representar o comportamento de solos (linear elástico, *Hardening soil*, Mohr-Coulomb, Cam-Clay modificado). Na dissertação, será utilizado o modelo de Mohr-Coulomb, que se destaca pela sua simplicidade matemática e significado físico claro dos parâmetros dos materiais (Labuz & Zang, 2012).

### **2.4.2 TIPOS DE ELEMENTOS**

As camadas de solo podem ser modeladas a partir de elementos triangulares de 6 ou 15 nós. A integração numérica do elemento de 6 nós envolve 3 pontos de Gauss, enquanto o processo de integração do elemento de 15 nós envolve 12 pontos de Gauss. Os elementos de 15 nós, apesar de implicarem maior tempo computacional, são preferíveis para realizar análises axissimétricas e para obter cargas de ruptura ou fatores de segurança, uma vez que estes são geralmente superestimados quando utilizados elementos de 6 nós.

Além dos elementos de solo, são disponibilizados pelo programa elementos estruturais para a representação de placas, vigas, ancoragens e geogrelhas (válido para geotêxteis e geogrelhas), e elementos de interface compatíveis para simular a interação solo-estrutura.

### 2.4.3 MODELO CONSTITUTIVO DE MOHR-COULOMB

O modelo de Mohr-Coulomb, essencialmente, é um modelo constitutivo elástico perfeitamente plástico composto por uma parte elástica, baseada na lei de Hooke, e uma parte plástica, baseada no critério próprio do modelo, conforme a Figura 2.6. Contudo, muitas aplicações de engenharia utilizam o critério de falha de Mohr-Coulomb juntamente com uma lei de fluxo simples fundamentada em ângulo de dilatância constante, entre outras melhorias adicionais propostas na literatura. Assim, tais modificações mantêm a simplicidade e familiaridade do modelo, mas expandem suas habilidades de modelagem, permitindo a simulação de características complementares do comportamento do solo (Taborda *et al.*, 2022).

Da mesma forma, no software PLAXIS o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, descrito pela Equação (2.3), é combinado com uma função de plastificação de formulação distinta (Equação (2.4)), caracterizando uma lei de fluxo não associada (PLAXIS, 2021). Vale destacar que no programa, bem como no presente trabalho, não é feita distinção de nomenclatura em função das modificações realizadas no modelo constitutivo convencional de Mohr-Coulomb.

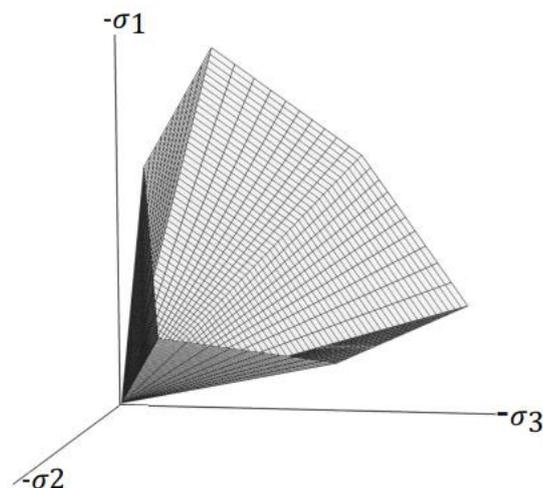


Figura 2.6: Critério de ruptura do modelo Mohr-Coulomb para um solo não coesivo (PLAXIS, 2021).

$$\begin{aligned}
f_{1a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin(\phi) - c\cos(\phi) \leq 0 & a) \\
f_{2a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\sin(\phi) - c\cos(\phi) \leq 0 & b) \\
f_{2a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin(\phi) - c\cos(\phi) \leq 0 & c) \\
f_{2b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin(\phi) - c\cos(\phi) \leq 0 & d) \\
f_{3a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin(\phi) - c\cos(\phi) \leq 0 & e) \\
f_{3b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\sin(\phi) - c\cos(\phi) \leq 0 & f)
\end{aligned} \tag{2.3}$$

$$\begin{aligned}
g_{1a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin(\psi) \leq 0 & a) \\
g_{1b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\sin(\psi) \leq 0 & b) \\
g_{2a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin(\psi) \leq 0 & c) \\
g_{2b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin(\psi) \leq 0 & d) \\
g_{3a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin(\psi) \leq 0 & e) \\
g_{3b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\sin(\psi) \leq 0 & f)
\end{aligned} \tag{2.4}$$

Onde:

$f$  é a função de ruptura;

$g$  é a função de plastificação;

$\phi$  é o ângulo de atrito;

$c$  é o intercepto coesivo;

$\psi$  é o ângulo de dilatância;

$\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$  são as tensões principais efetivas.

#### 2.4.4 PARÂMETROS DOS MATERIAIS

No modelo de Mohr-Coulomb, o parâmetro de coesão pode ser usado para modelar a coesão efetiva  $c'$  do solo, em combinação com um ângulo de atrito  $\phi'$ . Isto pode ser feito não apenas para o comportamento drenado do solo, mas também se o tipo de drenagem do material for definido como não drenado (tipo A), pois em ambos os casos o programa realizará uma análise de tensões efetivas.

Alternativamente, o parâmetro de coesão pode ser utilizado para modelar a resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ), em combinação com um ângulo de atrito nulo, quando o tipo de drenagem é definido como não drenado (tipo B ou C). Nestes casos, o critério de falha de Mohr-Coulomb (Figura 2.7a) reduz-se ao conhecido critério de Tresca (Figura 2.7b). Destaca-

se que no comportamento não drenado (tipo C) tanto a resistência quanto a rigidez são definidas em termos de propriedades não drenadas, enquanto no comportamento não drenado (tipo B) só a rigidez é definida em termos de propriedades efetivas, podendo ser calculadas as poropressões desenvolvidas na modelagem.

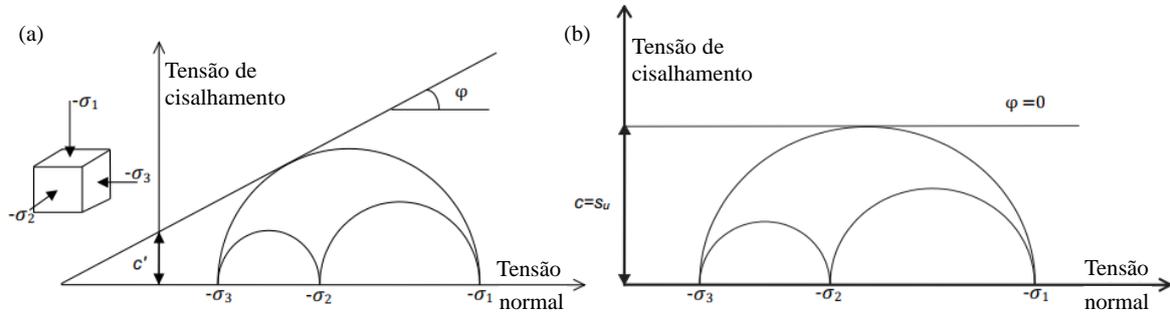


Figura 2.7: Círculos de ruptura para diferentes estados de tensão usando – (a) Parâmetros efetivos (critério de Mohr-Coulomb); (b) Parâmetros não drenados (critério de Tresca).

Nas opções avançadas do modelo, é possível especificar valores de coesão, resistência não drenada ou módulo de elasticidade variáveis com a profundidade. Nesse caso, o valor do incremento por unidade de profundidade também deverá ser fornecido, juntamente com a cota de referência ( $y_{ref}$ ) a partir da qual este será aplicado. Desta forma, para qualquer coordenada  $y$  e acima de  $y_{ref}$ , a resistência não drenada, por exemplo, será igual ao valor de referência ( $S_{u,ref}$ ). Por outro lado, para qualquer coordenada  $y$  e abaixo de  $y_{ref}$  a Equação (2.5) será válida:

$$S_u(y) = S_{u,ref} + (y_{ref} - y) S_{u,inc} ; y < y_{ref} \quad (2.5)$$

Onde:

$S_{u,ref}$  é a resistência não drenada de referência;

$S_{u,inc}$  é o incremento de resistência não drenada;

$y_{ref}$  é a cota de referência.

As propriedades dos elementos de interface estão relacionadas com os parâmetros do modelo constitutivo do solo circundante. No caso do modelo de Mohr-Coulomb, o comportamento da interface é condicionado pelo fator  $R_{inter}$ , utilizado como redutor dos parâmetros de resistência tal como descrito nas Equações (2.6) e (2.7):

$$c_i = R_{inter} c_{solo} \quad (2.6)$$

$$\tan(\phi_i) = R_{inter} \tan(\phi_{solo}) \quad (2.7)$$

Onde:

$R_{inter}$  é o fator de redução da resistência;

$c_i$  é a coesão (adesão) na interface;

$\phi_i$  é o ângulo de atrito na interface;

$c_{solo}$  é a coesão do solo adjacente;

$\phi_{solo}$  é o ângulo de atrito do solo adjacente.

Quanto ao reforço geossintético, este é modelado por um elemento estrutural cuja única propriedade é a rigidez axial (EA). Normalmente, esse parâmetro é fornecido pelo fabricante e pode ser determinado a partir da primeira parte do diagrama de deformação axial em função da força aplicada no sentido longitudinal, conforme Equação (2.8):

$$EA = \frac{F}{\Delta L/L} \quad (2.8)$$

Onde:

F é a força axial do reforço por unidade de largura;

$\Delta L$  é o alongamento do geossintético;

L é o comprimento original do geossintético.

## **2.4.5 PARÂMETROS DE CONTROLE DE CÁLCULO**

O programa PLAXIS 2D conta com um procedimento de cálculo automático para solucionar problemas não lineares. No entanto, são disponibilizados para o usuário parâmetros manuais de ajuste, os quais são divididos em parâmetros numéricos, tais como o *Arc-length* e o *Gradual error reduction*, e parâmetros de controle de deformação, como o *Updated mesh*.

### **2.4.5.1 ARC-LENGTH CONTROL**

O procedimento iterativo adotado quando ativado o “controle de comprimento de arco” é mostrado na Figura 2.8a, enquanto na Figura 2.8b é abordado um caso de colapso sem essa ferramenta selecionada. Logo, o procedimento mencionado deve ser usado para problemas controlados por carga, mas pode ser desativado para análises controladas por deslocamentos.

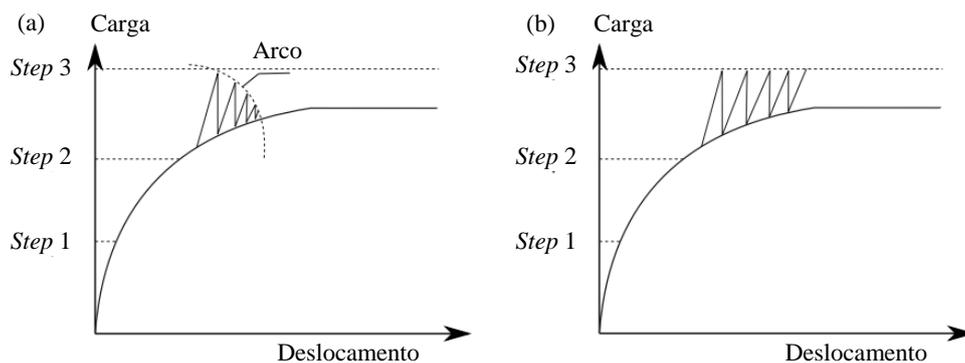


Figura 2.8: Parâmetro numérico de controle de cálculo – *Arc-length* – (a) Ativado; (b) Desativado (PLAXIS, 2021).

### 2.4.5.2 GRADUAL ERROR REDUCTION

A “redução gradual do erro” é utilizada para acelerar os procedimentos de cálculo em casos de convergência muito lenta, como por vezes acontece em problemas com plastificações não associadas.

### 2.4.5.3 UPDATED MESH

Na análise convencional de elementos finitos, as equações de equilíbrio não são influenciadas pela mudança de geometria da malha, o que geralmente é uma boa aproximação quando as deformações associadas são relativamente pequenas. No entanto, para que os problemas de grandes deformações sejam adequadamente representados pelo método, algumas características especiais precisam ser consideradas, tais como a atualização das coordenadas da malha durante a análise e a inclusão de termos adicionais na matriz de rigidez dos elementos. No software PLAXIS 2D, isso é feito automaticamente quando selecionada a opção de controle de deformações *Updated mesh* (Malha atualizada), cujos procedimentos de cálculo são baseados em uma abordagem conhecida como formulação Lagrangiana Atualizada, proposta por Bathe (1982).

### 2.4.6 ANÁLISE DE RESULTADOS

O Menu de Deformações do programa conta com diversas opções para visualizar os deslocamentos e deformações da malha de elementos finitos. Entre as possibilidades de análise de deslocamentos, as quais podem ser representadas por setas ou isolinhas, tem-se as seguintes: (i) deslocamentos totais; (ii) deslocamentos das fases; (iii) soma de deslocamentos de fases; (iv) deslocamentos incrementais.

A opção de “deslocamentos totais” contém os diferentes componentes dos deslocamentos acumulados ao final da última etapa de cálculo; os “deslocamentos incrementais” correspondem

aos deslocamentos que ocorreram dentro de uma etapa de cálculo; os “deslocamentos de fase” são calculados pela diferença entre os deslocamentos ao final da fase de cálculo vigente e da fase de cálculo anterior; e a “soma de deslocamentos de fases” equivale ao acumulado dos deslocamentos de fase obtidos em etapas anteriores.

Essa última modalidade é muito utilizada na simulação de aterros construídos em etapas. O uso de deslocamentos totais nessa situação, por exemplo, levaria à interpretação equivocada de que os maiores deslocamentos ocorrem na superfície, quando a expectativa é que ocorram na região central do aterro. Na Figura 2.9 são apresentados resultados típicos obtidos pelas opções descritas, sendo destacado que o perfil de deslocamentos será tanto mais suave quanto mais camadas de construção forem previstas.



Figura 2.9: Perfil de recalques de um aterro sobre uma camada de fundação rígida – (a) Deslocamentos de fase; (b) Soma de deslocamentos de fases (5 camadas de construção); (c) Soma de deslocamentos de fases (10 camadas de construção).

No Menu de Tensões também são disponibilizadas diversas opções para análise, incluindo as tensões normais (totais e efetivas) e de cisalhamento. No programa, a tensão de cisalhamento relativa ( $\tau_{rel}$ ) é uma medida da proximidade do estado de tensão com a envoltória de ruptura e corresponde à razão entre as tensões mobilizadas e resistentes.

### 3 METODOLOGIA

Foram analisados os ensaios de carregamento monotônico realizados por Cunha (1991) e Ferreira Jr. (1995).

#### 3.1 DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS

Cunha (1991) e Ferreira Jr. (1995) desenvolveram modelos reduzidos construídos na escala 1/10, conforme apresentado na Figura 3.1 e na Figura 3.2. Cada modelo é composto basicamente pelos seguintes itens: caixa metálica com face frontal em acrílico e dimensões de 80 cm × 22 cm × 30 cm; camada drenante inferior e superior; camadas de aterro, subleito e reforço geossintético; prensa automática com capacidade de 50 kN e duas placas metálicas para aplicação de cargas, sendo uma destas utilizada apenas na etapa de adensamento do solo mole empregado no subleito.

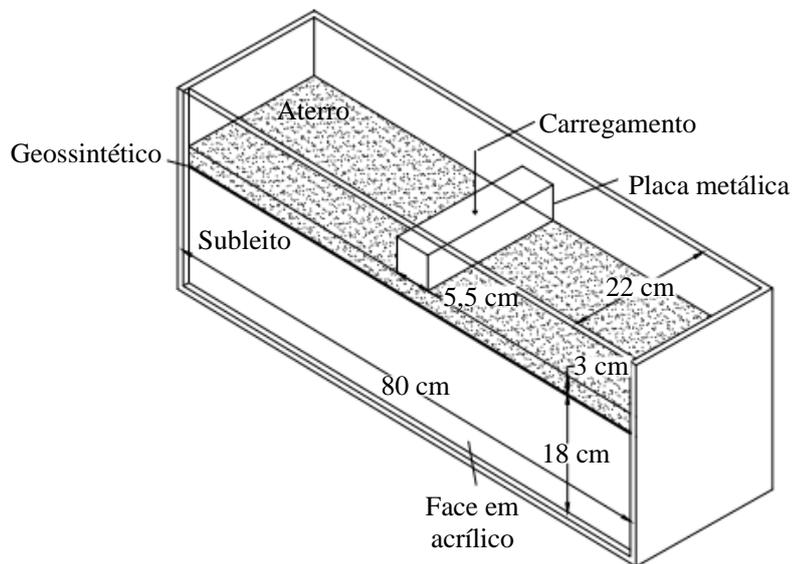


Figura 3.1: Representação em perspectiva do modelo físico utilizado por Cunha (1991).

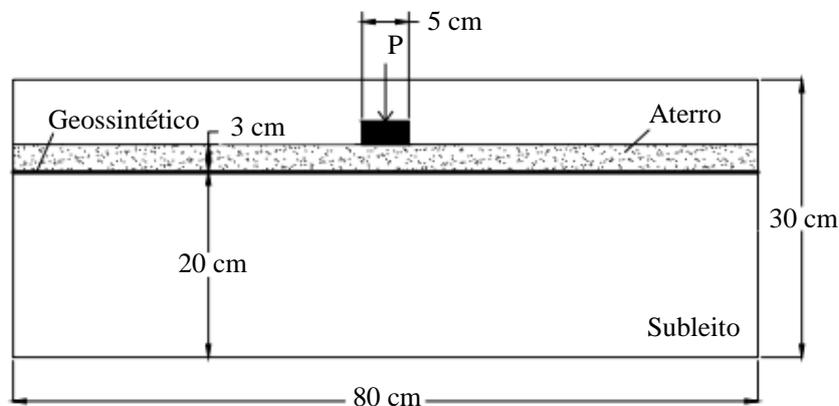


Figura 3.2: Representação frontal do modelo físico utilizado por Ferreira Jr. (1995).

A preparação do ensaio consistia na montagem de sucessivas camadas no interior da caixa metálica, iniciando-se pelo geossintético que atuava como drenagem de fundo e posteriormente pelas camadas de subleito, de reforço com geotêxtil (quando aplicável) e da camada drenante superior para evitar a saída de material durante o adensamento, o qual foi realizado neste estágio do processo usando-se uma placa que cobria toda a área da caixa. Em seguida, procedia-se com a execução da camada de aterro pelo método de “chuva de areia”.

A placa metálica era então posicionada sobre a camada de aterro para aplicação de um carregamento monotônico centrado a uma taxa de deslocamento vertical constante de 1,5 mm/min, o que garantia a condição de rompimento não drenado do solo mole. Após atingida a capacidade de carga da estrada, a superfície do aterro era restaurada com o mesmo material utilizado inicialmente, realizando-se, portanto, o preenchimento do afundamento gerado pela sapata. Por fim, era realizada uma nova fase de carregamento, análoga à primeira. A ruptura da estrada ocorria para deslocamentos verticais da ordem de 20 a 25 mm.

## **3.2 MATERIAIS UTILIZADOS**

A seguir são apresentadas as principais características dos materiais que compõem os modelos em análise.

### **3.2.1 ENSAIO DE CUNHA (1991)**

Foram ensaiados quatro tipos de materiais de aterro, dos quais dois (A e B) foram compostos por uma mistura de caulim e areias de fina a média. Estes foram classificados quanto à qualidade do material para a construção de estradas não pavimentadas, tendo como base a faixa granulométrica ideal proposta por John (1987). A qualidade do material tipo A é considerada adequada, uma vez que a curva granulométrica correspondente se enquadra na faixa de valores recomendados. Por outro lado, o material tipo B é considerado como de má qualidade, em função de 80% da distribuição granulométrica não atender à especificação recomendada. A Figura 3.3 apresenta as curvas granulométricas desses materiais, bem como a faixa de valores sugerida por John (1987) na escala do modelo. As características adicionais dos materiais empregados no aterro são apresentadas na Tabela 3.1.

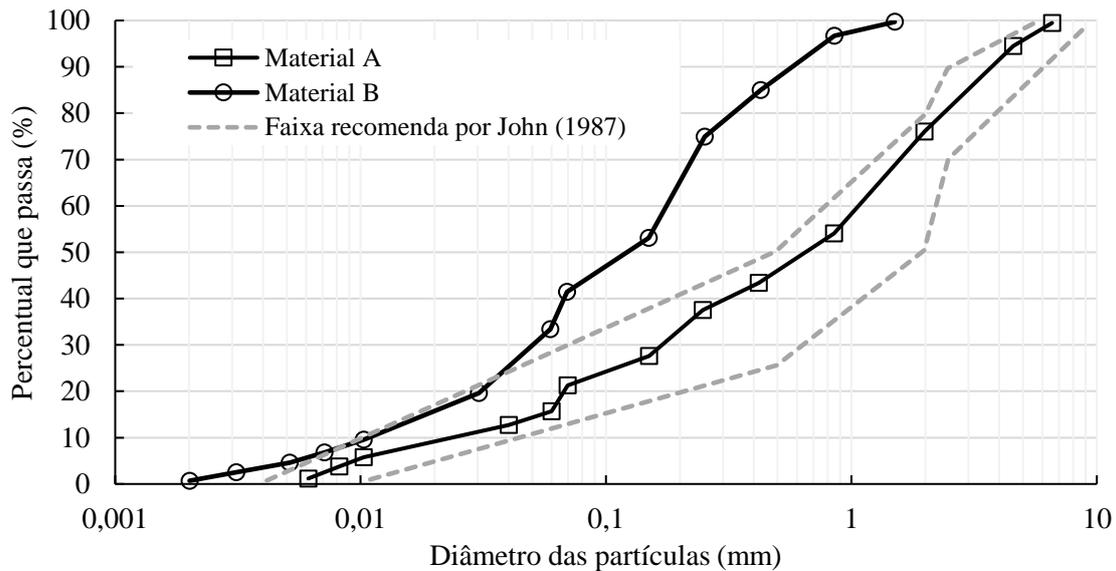


Figura 3.3: Curvas granulométricas dos materiais do aterro.

Tabela 3.1: Características dos materiais do aterro (Palmeira & Cunha, 1993).

Característica	Material A	Material B
Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	21	20
Permeabilidade (10 <sup>-4</sup> cm/s)	103	5
Índice de vazios	0,5	0,6
Ângulo de atrito de pico (°) <sup>(a)</sup>	50	35
Ângulo de atrito no estado crítico (°) <sup>(a)</sup>	38	31
Ângulo de atrito aterro-geotêxtil (°) <sup>(a)</sup>	45	30

(a) A partir de ensaios de cisalhamento direto.

O solo mole de fundação foi simulado por meio de uma mistura de água e caulim, caracterizando-se granulometricamente como um silte. Nos ensaios realizados, essa mistura apresentou comportamento não drenado e resistência crescente com a profundidade, de modo semelhante ao que tipicamente se encontra em condições de campo. A Tabela 3.2 apresenta as principais características do material empregado no subleito após a etapa de adensamento. Vale destacar para a resistência não drenada foi adotado um valor médio dentro do bulbo de tensões estimado na camada, o qual teve como base a largura do carregamento aplicado.

Tabela 3.2: Características do material do subleito.

Característica	Valor
Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	21
Grau saturação (%)	100
Permeabilidade pelo ensaio de carga variável (10 <sup>-5</sup> cm/s)	4,0
Índice de vazios	0,66
Teor de umidade médio (%)	23
Resistência não drenada média a 55 mm de profundidade (kPa)	2,3

A Figura 3.4 apresenta o perfil de resistência não drenada médio obtido para a camada de subleito por meio de ensaios *Vane Test*. Segundo Cunha (1991), Serrato (1990) realizou ensaios de placa diretamente sobre a camada mole de fundação e obteve uma relação entre o módulo de cisalhamento “G” (a 50% da deformação de ruptura) e a resistência não-drenada “Su” de aproximadamente 27. Esse resultado foi próximo do valor de  $G/Su \cong 31$  obtido por Burd (1986) a partir de retroanálises dos ensaios realizados por Love (1984). Assim, o módulo de elasticidade (E) a ser utilizado na modelagem poderá ser estimado pela Equação (3.1).

$$E = 2G(1 + \nu) \quad (3.1)$$

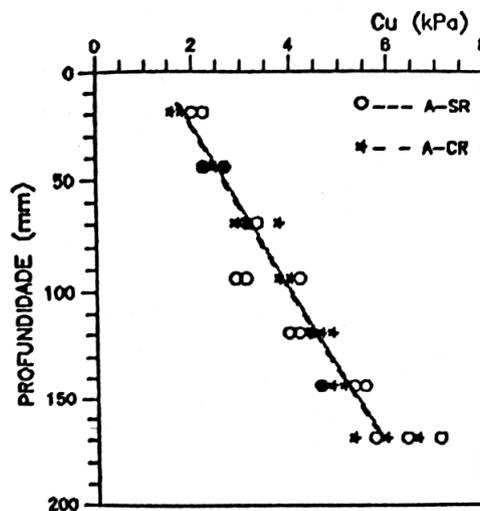


Figura 3.4: Perfil de resistência não drenada do subleito (modificado – Cunha, 1991).

O material utilizado como reforço é um modelo de geotêxtil tipo não tecido agulhado. A Tabela 3.3 apresenta suas principais características, de acordo com o fabricante.

Tabela 3.3: Características do geotêxtil.

Característica	Valor
Resistência à tração na ruptura (kN/m)	2,73
Deformação na ruptura (%)	153
Rigidez à tração média (kN/m)	4,9
Gramatura (g/m <sup>2</sup> )	75

### 3.2.2 ENSAIO DE FERREIRA JR. (1995)

Na construção das camadas de aterro dos modelos ensaiados foram utilizados três tipos de materiais, sendo dois deles (materiais A e B) obtidos por meio da combinação de outros solos, fazendo-se uso das recomendações propostas por John (1987) quanto à distribuição granulométrica. De acordo com o critério apresentado, o aterro do tipo A é classificado como

de boa qualidade, enquanto o material do tipo B, devido a não atender 80% da especificação supracitada, pode ser considerado como de má qualidade. As curvas granulométricas destes materiais, assim como os limites inferior e superior da faixa granulométrica proposta por John (1987) são apresentados na Figura 3.5 (escala do modelo). Os resultados do programa de ensaios realizado nesses materiais são apresentados na Tabela 3.4, sendo os parâmetros de resistência baseados nos ensaios de cisalhamento direto mostrados na Figura 3.6.

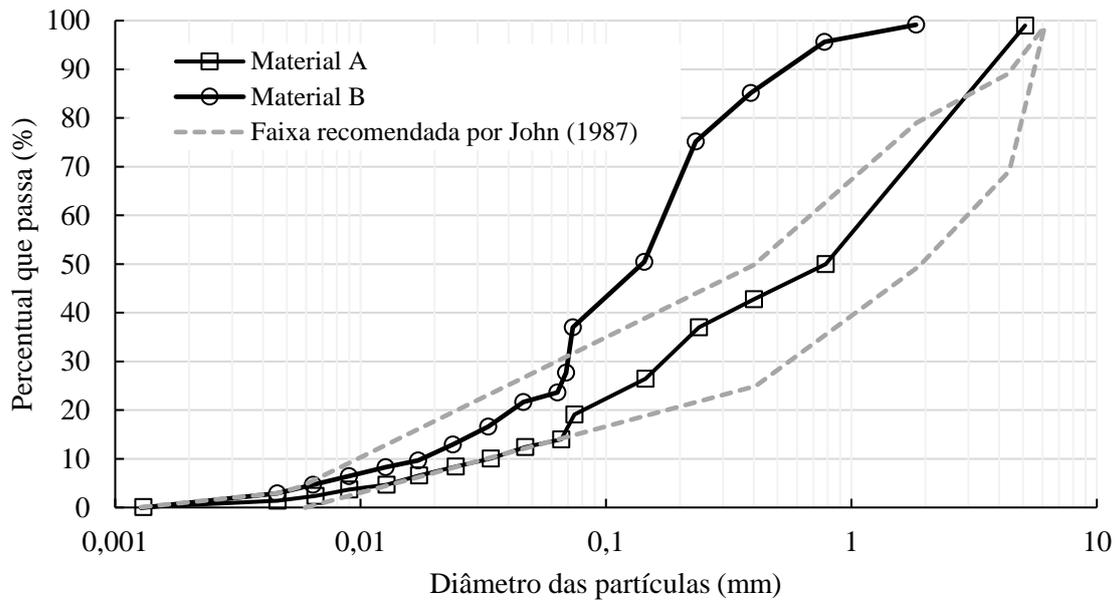


Figura 3.5: Curvas granulométricas dos materiais do aterro.

Tabela 3.4: Características dos materiais do aterro.

<b>Característica</b>	<b>Material A</b>	<b>Material B</b>
Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	18	16
Índice de vazios	0,51	0,71
Permeabilidade (m/s)	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>
Ângulo de atrito efetivo (°)	38	34,8
Ângulo de atrito aterro-geotêxtil (°)	37,5	34,8

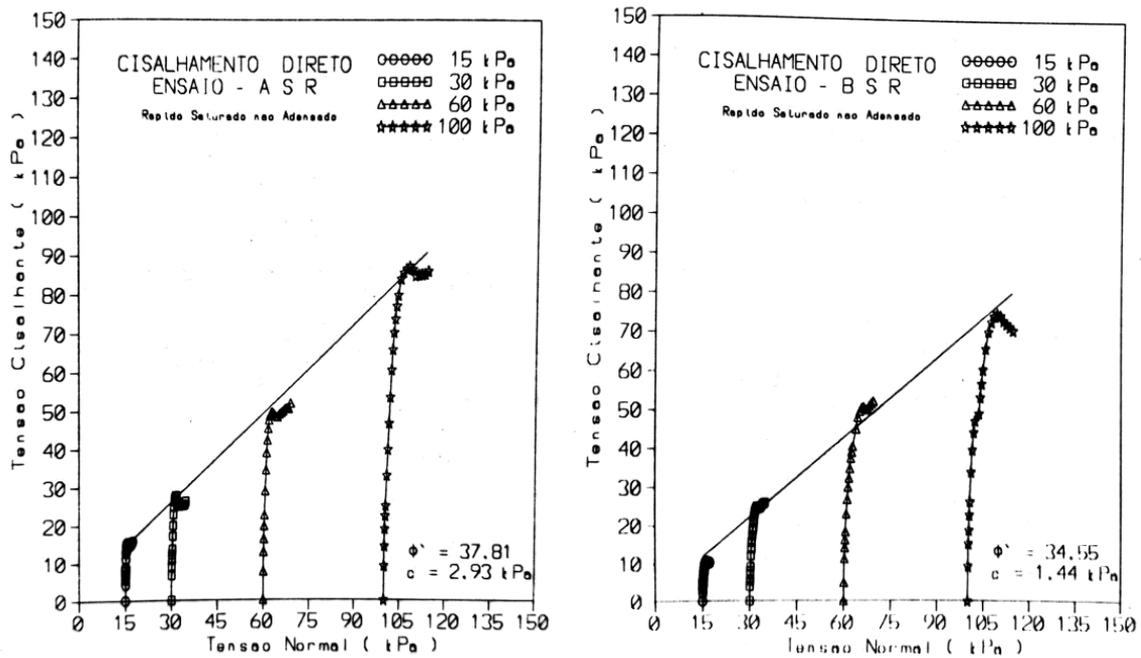


Figura 3.6: Envolvórias de ruptura de ensaios de cisalhamento direto – Aterros A e B (Ferreira Jr., 1995).

O material utilizado para representar o solo mole do subleito foi o caulim dolomítico, com granulometria própria de um silte. Segundo o autor, embora o caulim não simule uma argila quanto à granulometria das partículas, a semelhança de comportamentos encontrada (comportamento não drenado e baixa permeabilidade) possibilitou uma comparação satisfatória. Na Tabela 3.5 são indicadas as propriedades da camada mole de fundação após a execução dos ensaios, e na Figura 3.7 é apresentada a faixa de variação de resistência não drenada da camada.

Tabela 3.5: Características do material do subleito.

Característica	Valor
Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	17,5
Grau saturação (%)	100
Índice de vazios	0,64
Teor de umidade médio (%)	23
Resistência não drenada média a 50 mm de profundidade (kPa)	2,5

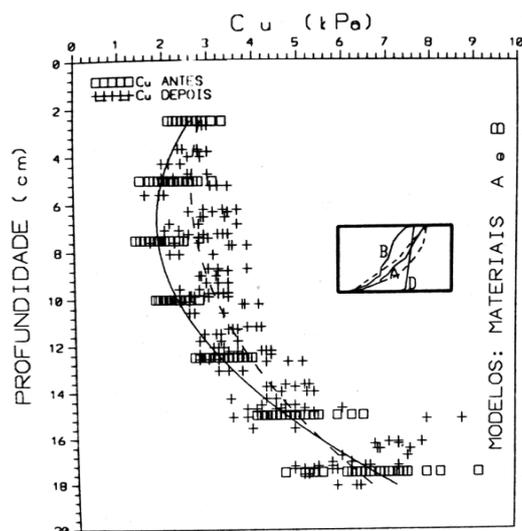


Figura 3.7: Faixa de variação da resistência não drenada (modificado – Ferreira Jr., 1995).

O material empregado para simular o reforço geossintético foi um geotêxtil do tipo não tecido de poliéster agulhado, cujas principais características são apresentadas na Tabela 3.6. Os valores apresentados foram baseados no ensaio de tração em tira larga realizado por Gomes (1993) *apud* Ferreira Jr. (1995), sendo utilizado os primeiros estágios do ensaio para determinação da rigidez à tração média, conforme apresentado na Figura 3.8.

Tabela 3.6: Características do geotêxtil.

Característica	Valor
Resistência à tração na ruptura (kN/m)	3,3
Deformação na ruptura (%)	70
Rigidez à tração média (kN/m)	5,4
Gramatura (g/m <sup>2</sup> )	70

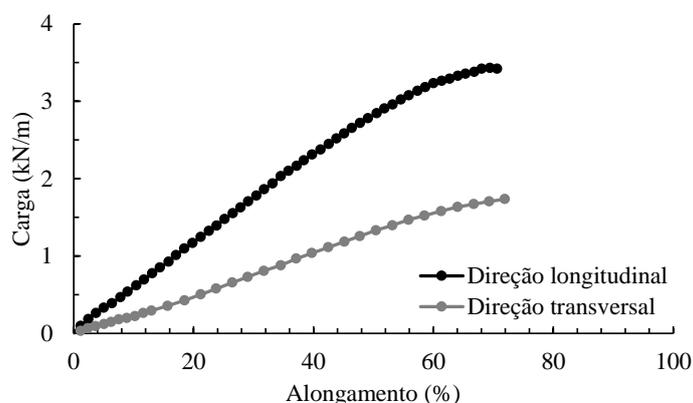


Figura 3.8: Resultado do ensaio de tração no geossintético (Gomes, 1993 *apud* Ferreira Jr., 1995 - modificado).

### 3.3 MODELAGEM NUMÉRICA

Foram realizadas análises tensão-deformação, em condição de deformação plana, utilizando o Método dos Elementos Finitos por meio do software PLAXIS 2D. As propriedades dos materiais foram modeladas em função do fator de escala geométrico utilizado.

#### 3.3.1 ASPECTOS GEOMÉTRICOS E CONDIÇÕES DE CONTORNO

Aproveitou-se a simetria dos modelos físicos para representação de apenas metade das geometrias nas análises, sendo o sistema de eixos posicionado na linha de simetria e na interface entre aterro e subleito. Nas laterais dos modelos foram restringidos os deslocamentos horizontais, enquanto na base restringiu-se os deslocamentos de ambas as direções (vertical e horizontal). Foram adotadas malhas com elementos de 15 nós refinadas nas regiões próximas à aplicação do carregamento.

As simulações consideraram a ferramenta *Use gradual error reduction* no modo ativado e a ferramenta *Arc-length control* no modo inativo, visando otimizar o processo de convergência dos resultados, além de considerarem casos com e sem a opção *Updated mesh*. Foram adotadas as seguintes etapas: determinação das tensões geostáticas na camada correspondente ao subleito; inclusão da camada de aterro, bem como do reforço geossintético e respectivos elementos de interface (no caso das análises com reforço); aplicação de um carregamento distribuído sobre a placa rígida na superfície do aterro; remoção do carregamento aplicado; inserção da camada de manutenção superficial; e reaplicação do carregamento. A Tabela 3.7 apresenta as etapas supracitadas numeradas em sequência e detalhadas por tipo de análise.

Tabela 3.7: Etapas das análises numéricas.

<b>Etapa</b>	<b>Tipo de análise</b>	<b>Geometria</b>	<b>Carregamento</b>
0	Procedimento $K_0$	Subleito	-
1	Plástica	Subleito, aterro e geossintético	-
2	Plástica	Subleito, aterro e geossintético	Primeiro carregamento
3	Plástica	Subleito, aterro e geossintético	Descarregamento
4	Plástica	Subleito, aterro, geossintético e 1ª manutenção superficial	-
5	Plástica	Subleito, aterro, geossintético e 1ª manutenção superficial	Segundo carregamento
6	Plástica	Subleito, aterro, geossintético e 1ª manutenção superficial	Descarregamento
7	Plástica	Subleito, aterro, geossintético, 1ª e 2ª manutenção superficial	-
8	Plástica	Subleito, aterro, geossintético, 1ª e 2ª manutenção superficial	Terceiro carregamento

Nota: Nas análises sem reforço o geossintético foi desconsiderado.

O carregamento sobre a placa rígida foi aplicado em incrementos, de acordo com o método automático de controle de carga do programa. Abordagem semelhante foi adotada por Patil *et al.* (2020). Além disso, garantiu-se que as análises fossem interrompidas quando atingidos os deslocamentos especificados entre 20 e 25 mm, a depender do valor obtido em cada ensaio experimental, exceto nos casos em que a ruptura do sistema ocorreu antes do esperado.

A geometria das manutenções superficiais, ativadas nas Etapas 4 e 7 (Tabela 3.7), foram definidas a partir da configuração deformada do aterro nas etapas imediatamente anteriores, ou seja, quando presente no modelo apenas a parcela de deformação plástica resultante da solicitação aplicada. Para tanto, na geometria inicial da análise foram incluídos polígonos cujo material correspondente se ajustasse à região de afundamento no aterro, de modo a simular sua restauração. Na Figura 3.9 e Figura 3.10 são apresentadas as disposições do aterro ao final da Etapa 4 para dois casos sem reforço, com destaque para as regiões de origem e destino do material de manutenção durante as simulações. Essas regiões foram identificadas, respectivamente, pelas letras “Y” e “Z”.

Vale ressaltar que o software não permite exportar e, conseqüentemente, importar a geometria da malha deformada. Portanto, a geometria utilizada na região “Y” da Figura 3.9 foi determinada a partir de um processo iterativo, em que um retângulo inicial foi posteriormente otimizado conforme ajustes necessários para preenchimento da região “Z”.

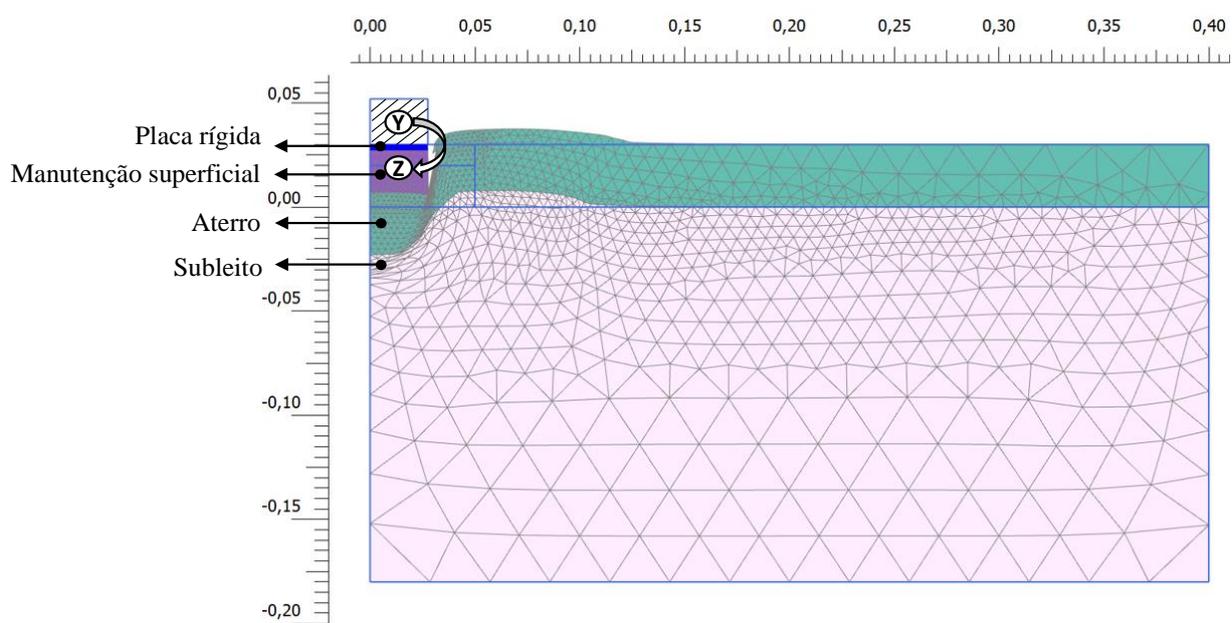


Figura 3.9: Malha deformada de um ensaio de Cunha (1991) sem reforço geossintético (Etapa 4).

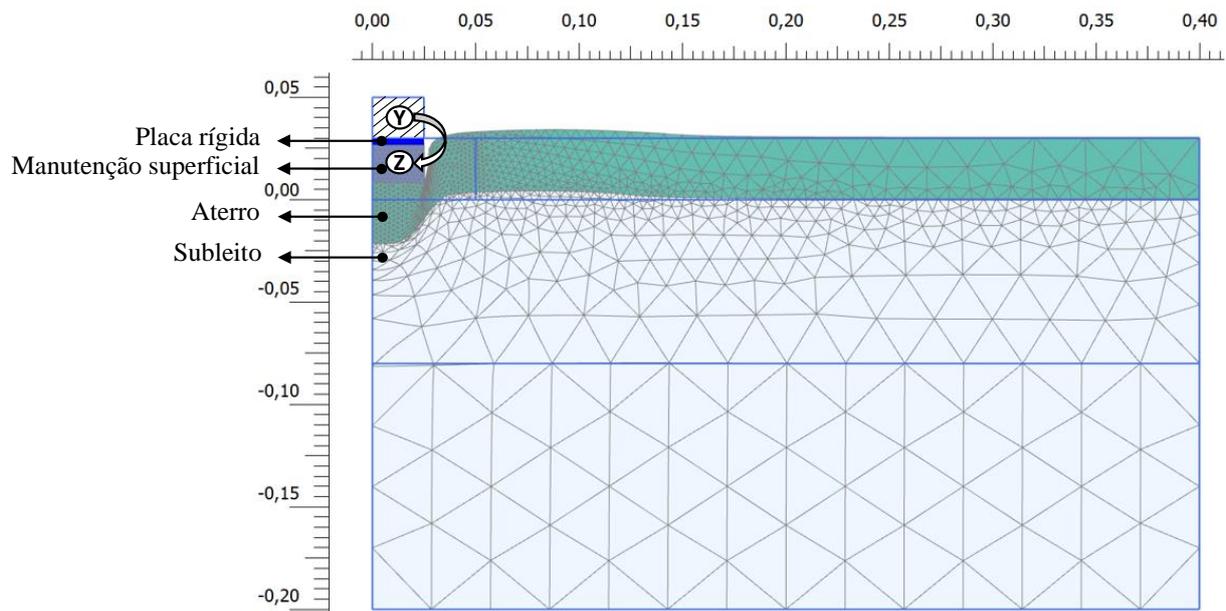


Figura 3.10: Malha deformada de um ensaio de Ferreira Jr. (1995) sem reforço geossintético (Etapa 4).

Outrossim, tendo em vista que foram analisados ensaios em modelo reduzido, o polígono utilizado como material de preenchimento da manutenção (região “Y”) também apresentou pequenas dimensões, sendo considerado pelo software como um polígono inválido. Desta forma, fez-se necessário delimitar a geometria desejada a partir da subdivisão de um polígono com dimensões maiores do que as mínimas aceitáveis. Adotou-se, portanto, um retângulo de dimensões iguais a 4 cm x 8 cm. Na Figura 3.11 são apresentadas as representações típicas das manutenções superficiais e carregamentos para cada etapa de análise, com destaque para o polígono de referência supracitado.

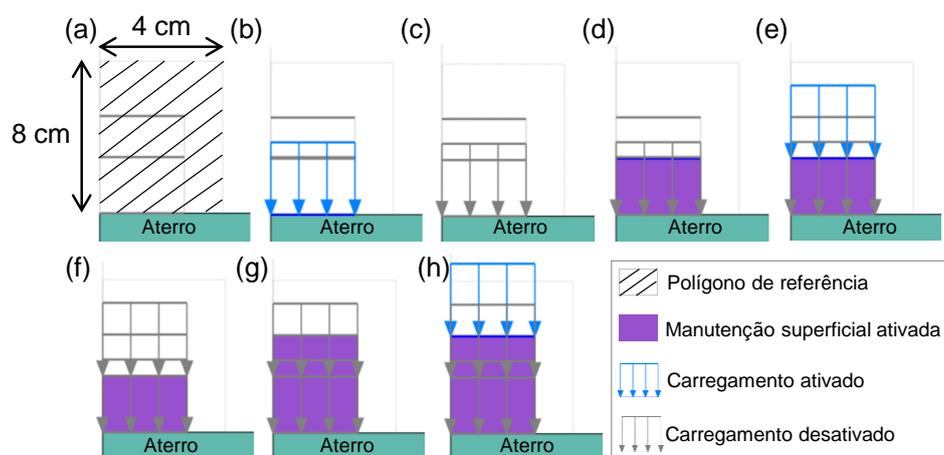


Figura 3.11: Representações típicas das manutenções superficiais e carregamentos distribuídos - (a) Etapa 1; (b) Etapa 2; (c) Etapa 3; (d) Etapa 4; (e) Etapa 5; (f) Etapa 6; (g) Etapa 7; (h) Etapa 8.

### 3.3.2 MODELOS CONSTITUTIVOS E PARÂMETROS

Os materiais do aterro e subleito foram representados pelo modelo constitutivo de Mohr-Coulomb. Os valores dos parâmetros elásticos, coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) e módulo de elasticidade ( $E$ ), foram obtidos por retroanálise de ensaios sem reforço geossintético, tendo como referência resultados presentes na literatura. No caso do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), adotou-se o valor de 0,3 para o aterro e de 0,49 para o subleito, de modo a simular, no solo mole, a incompressibilidade decorrente do comportamento não drenado. Quanto ao módulo de elasticidade, utilizou-se a Equação (3.1) para estimativa, a qual fornece valores entre 185 e 201 kN/m<sup>2</sup> considerando os dados de  $S_u$  médio da Tabela 3.2 (2,3 kN/m<sup>2</sup>) e Tabela 3.5 (2,5 kN/m<sup>2</sup>). Portanto, adotou-se  $E = 200$  kN/m<sup>2</sup>.

Por outro lado, os valores de coesão ( $c'$ ), ângulo de atrito ( $\phi'$ ), ângulo de dilatância ( $\psi$ ), peso específico ( $\gamma$ ) e resistência não drenada ( $S_u$ ) foram obtidos a partir dos trabalhos de referência. As camadas de subleito foram simuladas com parâmetros na condição não drenada (drenagem tipo C), enquanto os materiais de aterro foram simulados na condição drenada. Vale destacar que para os materiais do aterro foram adotados valores residuais de coesão e ângulo de atrito, além de ângulos de dilatância nulos, tendo em vista o comportamento plástico esperado. Da Tabela 3.8 à Tabela 3.11 são apresentados os parâmetros utilizados nas análises.

Tabela 3.8: Parâmetros do material do aterro (Cunha, 1991).

Material	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi cv'$ (°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$E$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu$
Aterro A	2,9	38	18	850	0,3
Aterro B	1,4	31	16	400	0,3

Tabela 3.9: Parâmetros do material do subleito (Cunha, 1991).

Material	$S_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$E$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu$
Subleito A	$1,7 + 28,5 y $	21	200	0,49
Subleito B	$1,1 + 27 y $	21	200	0,49

Tabela 3.10: Parâmetros do material do aterro (Ferreira Jr., 1995).

Material	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi cv'$ (°)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$E$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu$
Aterro A	2,9	38	18	850	0,3
Aterro B	1,4	34,8	16	400	0,3

Tabela 3.11: Parâmetros do material do subleito (Ferreira Jr., 1995).

Material	$S_u (y > y_{ref})$ (kN/m <sup>2</sup> )	$S_u (y < y_{ref})$ (kN/m <sup>2</sup> )	$y_{ref}$ (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	E (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu$
Subleito A	2,8	$2,8 + 29[(y_{ref} - y)]$	-0,08	17,5	200	0,49
Subleito B	2	$2 + 35[(y_{ref} - y)]$	-0,08	17,5	200	0,49

Na presente pesquisa, foi utilizada uma resistência não drenada crescente com a profundidade para a camada do subleito, tal como observado nos resultados de ensaios de laboratório apresentados nos itens 3.2.1 e 3.2.2. Nas modelagens de Cunha (1991), em que o comportamento se mostrou linearmente crescente com a profundidade, adotou-se uma única reta de cada ensaio para ajuste dos resultados (Figura 3.12 e Figura 3.13). Por outro lado, nas modelagens de Ferreira Jr. (1995), a camada de subleito foi dividida em dois trechos, sendo o trecho superior representado por um valor médio de resistência não drenada e o inferior descrito por uma equação linear, conforme Figura 3.14 e Figura 3.15.

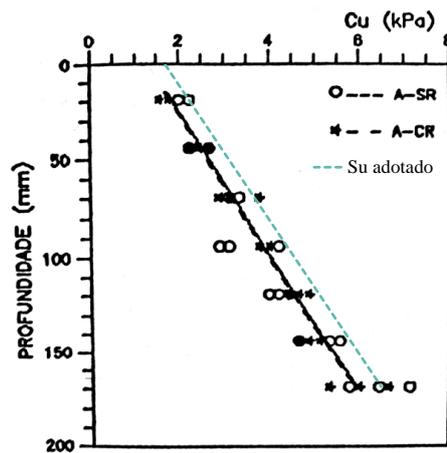


Figura 3.12: Curva de resistência não drenada adotada para o subleito dos ensaios de Cunha (1991) com o aterro A.

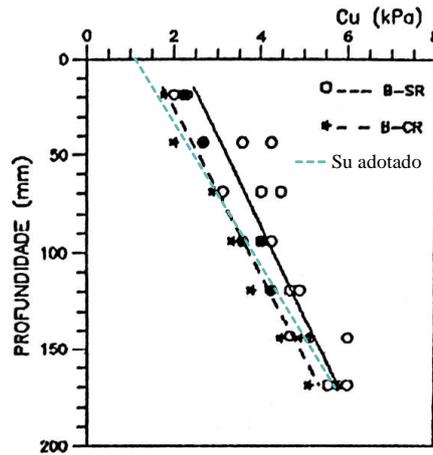


Figura 3.13: Curva de resistência não drenada adotada para o subleito dos ensaios de Cunha (1991) com o aterro B (1995).

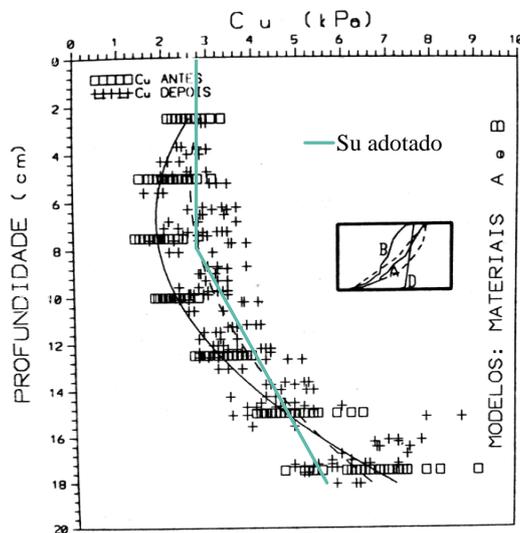


Figura 3.14: Curva de resistência não drenada adotada para o subleito dos ensaios de Ferreira Jr. (1995) com o aterro A.

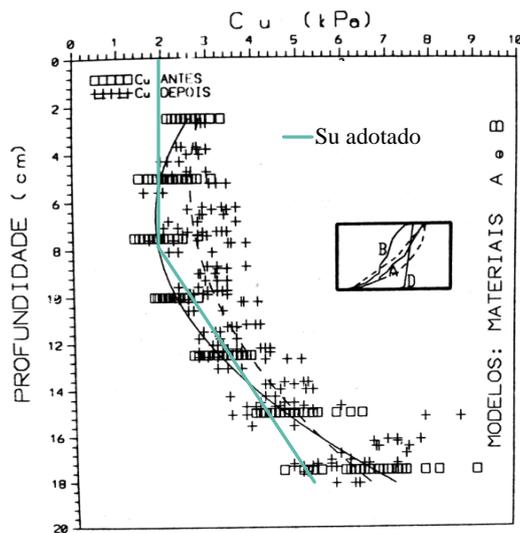


Figura 3.15: Curva de resistência não drenada adotada para o subleito dos ensaios de Ferreira Jr. (1995) com o aterro B.

O elemento de “geogrelha” foi utilizado na modelagem do reforço geossintético, assim como o modelo constitutivo elástico, tendo como único parâmetro de entrada a rigidez à tração (EA) do material. Utilizou-se nas simulações de Cunha (1991) e Ferreira Jr. (1995) os valores de 4,9 e 5,4 kN/m, respectivamente, conforme apresentado pelos autores.

As interações entre o geossintético e os materiais circundantes foram simuladas por elementos de “interface”, de acordo os parâmetros do solo adjacente à interface superior (aterro) e inferior (subleito), conforme apresentado na Tabela 3.1 e Tabela 3.4. Atribuiu-se, portanto, valor igual a 1 para o fator  $R_{inter}$ .

Na modelagem das placas de carregamento foi utilizado o elemento do tipo “placa” com o modelo constitutivo elástico, sendo adotados os parâmetros correspondentes a uma placa rígida de módulo de elasticidade igual a 200 GPa.

### 3.3.3 PONTOS DE ANÁLISE

Alguns nós e pontos de Gauss foram selecionados antes da realização das análises para a concepção de gráficos tensão-deformação. Optou-se por pontos posicionados no eixo de simetria e imediatamente abaixo das placas de aplicação do carregamento, possibilitando a comparação com os resultados experimentais utilizados para calibração dos modelos. Na Figura 3.16 são apresentados os pontos selecionados para a realização de uma análise com manutenções superficiais (regiões “Y1” e “Y2”), em que o Ponto 1 foi utilizado na comparação com os resultados do primeiro carregamento, o Ponto 2 nas comparações do segundo carregamento e o Ponto 3 para avaliações do terceiro carregamento.

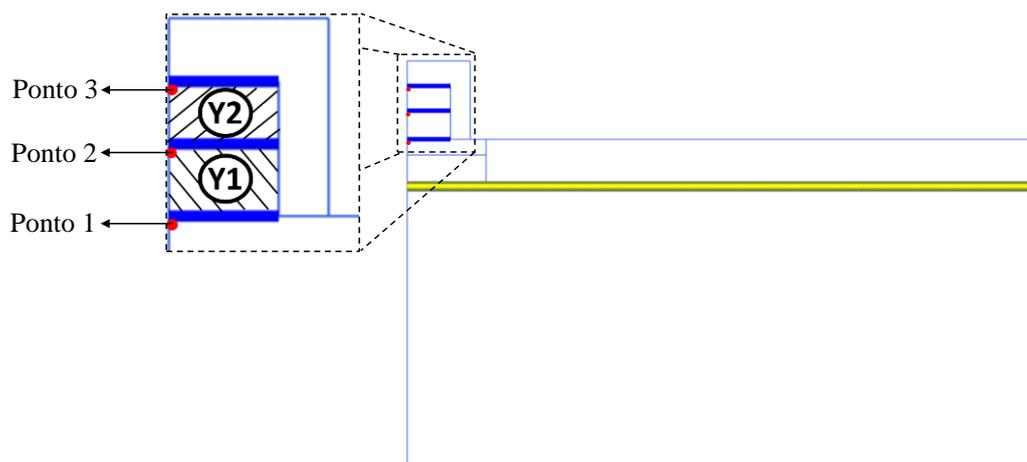


Figura 3.16: Pontos previamente selecionados para o cálculo de tensões e deformações.

## 4 RESULTADOS

Nos itens 4.1 e 4.2 apresentam-se os resultados das simulações dos ensaios de Cunha (1991) e Ferreira Jr. (1995), respectivamente, de modo a validar a modelagem numérica proposta. Em seguida, é avaliada, por meio de análises paramétricas, a influência da variação de altura das camadas de aterro na deformação do reforço (item 4.3).

### 4.1 ENSAIO DE CUNHA (1991)

#### 4.1.1 TENSÃO E DESLOCAMENTO NA BASE DA SAPATA

Os resultados desse tópico foram as principais ferramentas para validação do modelo numérico de Cunha (1991), uma vez que as condições de carga e deslocamento superficiais aplicadas em laboratório podem ser igualmente reproduzidas na modelagem numérica, permitindo uma comparação mais assertiva do comportamento do sistema ao longo da realização dos ensaios.

##### 4.1.1.1 PRIMEIRA MANUTENÇÃO SUPERFICIAL

O desempenho mecânico das estradas foi representado por meio de gráficos de tensão na base da placa ( $p$ ) em função do deslocamento vertical da superfície da estrada ( $\delta$ ), conforme apresentado na Figura 4.1 à Figura 4.4. A tensão vertical  $p$  foi normalizada pela resistência não drenada característica, definida no ensaio experimental ( $S_u$ ), enquanto o deslocamento  $\delta$  foi normalizado pela largura da placa de carregamento ( $B$ ). Assim como concluído experimentalmente, as análises com restaurações superficiais apresentaram maior capacidade de carga última da estrada quando comparadas às análises sem manutenções.

Observou-se que as análises modeladas com a opção *Updated mesh* se mostraram mais coerentes com os resultados esperados. Estas análises foram referenciadas como “Numérico - Up”, enquanto as análises convencionais foram identificadas como “Numérico”. Foi observada uma diferença mais pronunciada no ensaio com reforço geossintético, cujo ganho de capacidade de carga é potencializado pelo efeito membrana, mobilizado a grandes deformações. Portanto, considerou-se pertinente a utilização da função *Updated mesh*, a qual é válida para problemas dessa natureza.

Quando comparados os valores finais de  $p/S_u$  obtidos nos estudos experimental e numérico após a primeira manutenção, as variações estão entre 2-6% nos ensaios com e sem reforço, tendo como base as análises realizadas com *Updated mesh*. Nas análises convencionais, os resultados nos casos sem reforço são subestimados em 12–27% e nos casos reforçados em 55–59%.

As maiores divergências entre a modelagem realizada e os resultados experimentais residem na rigidez do sistema, particularmente na análise sem reforço do aterro B. Nota-se que nessa

análise o trecho inicial do resultado experimental indica uma rigidez menor do que os trechos seguintes, o que foi explicado por Ferreira Jr. (1995) como um afofamento do material do aterro localizado acima da região de reforço submetida ao descarregamento. Essa nova configuração, que tende a ser uma superfície inclinada, pode fazer com que o carregamento só seja aplicado em sua totalidade a partir do ponto de inflexão observado na curva. Contudo, o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, adotado na modelagem, não é adequado para reproduzir esse comportamento. Por outro lado, pode ser observado no resultado experimental que o trecho linear que sucede o inicial tem inclinação próxima ao encontrado numericamente, indicando rigidez semelhante.

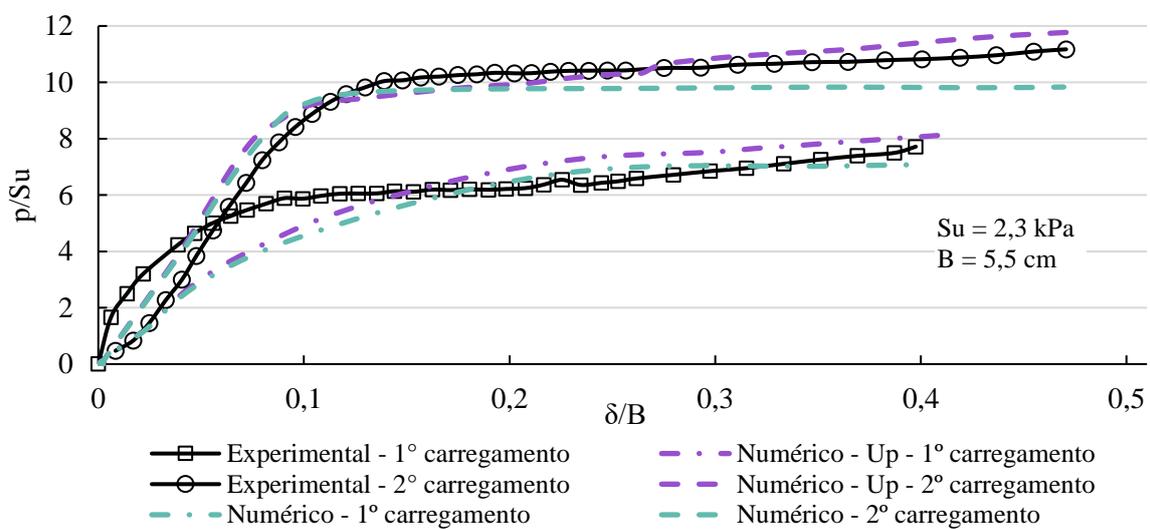


Figura 4.1: Tensão vertical *versus* deslocamento na base da sapata - ensaio de Cunha (1991) sem reforço geossintético - primeira manutenção – Aterro A.

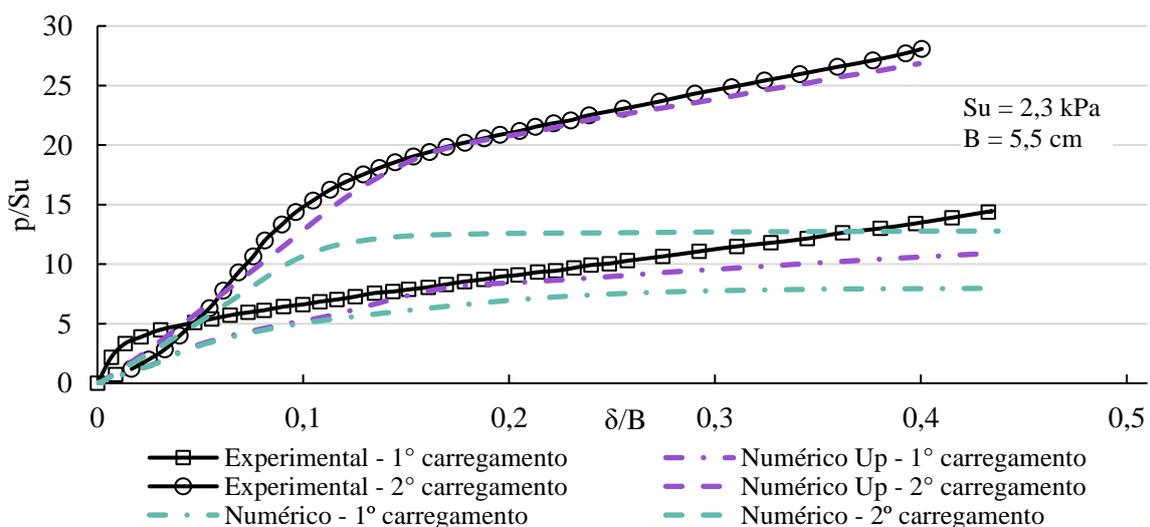


Figura 4.2: Tensão vertical *versus* deslocamento na base da sapata - ensaio de Cunha (1991) com reforço geossintético - primeira manutenção – Aterro A.

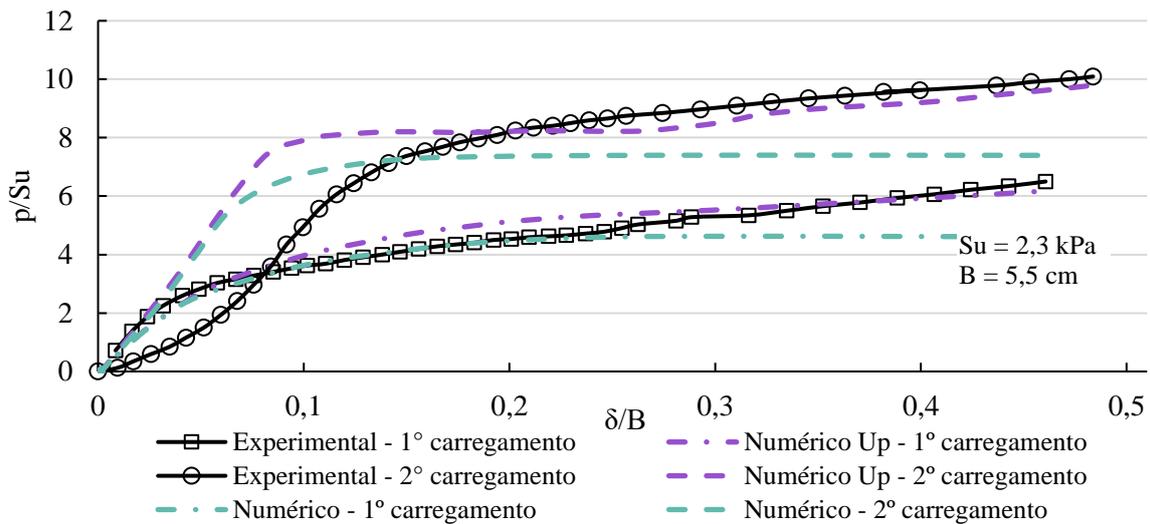


Figura 4.3: Tensão vertical *versus* deslocamento na base da sapata - ensaio de Cunha (1991) sem reforço geossintético - primeira manutenção – Aterro B.

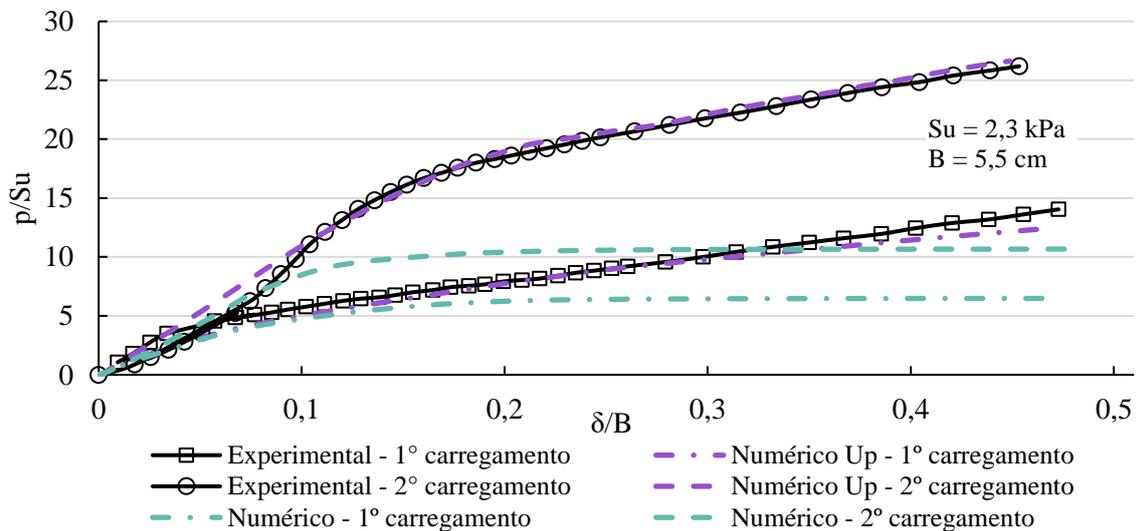


Figura 4.4: Tensão vertical *versus* deslocamento na base da sapata - ensaio de Cunha (1991) com reforço geossintético - primeira manutenção – Aterro B.

#### 4.1.1.2 SEGUNDA MANUTENÇÃO SUPERFICIAL

Nas avaliações da segunda manutenção superficial foram realizadas apenas as análises com a opção *Updated mesh*, tendo sido confirmada sua utilidade desde as análises da primeira manutenção. Destaca-se que os resultados referentes ao tópico em questão foram apresentados juntamente com as curvas representativas da primeira manutenção superficial, apresentadas no tópico anterior, visando proporcionar uma análise comparativa entre todos os estágios de carregamento. As diferenças encontradas com relação ao valor de  $p/S_u$  do estudo experimental foram de 6–7% nos casos sem reforço e de 18–19% nos casos reforçados.

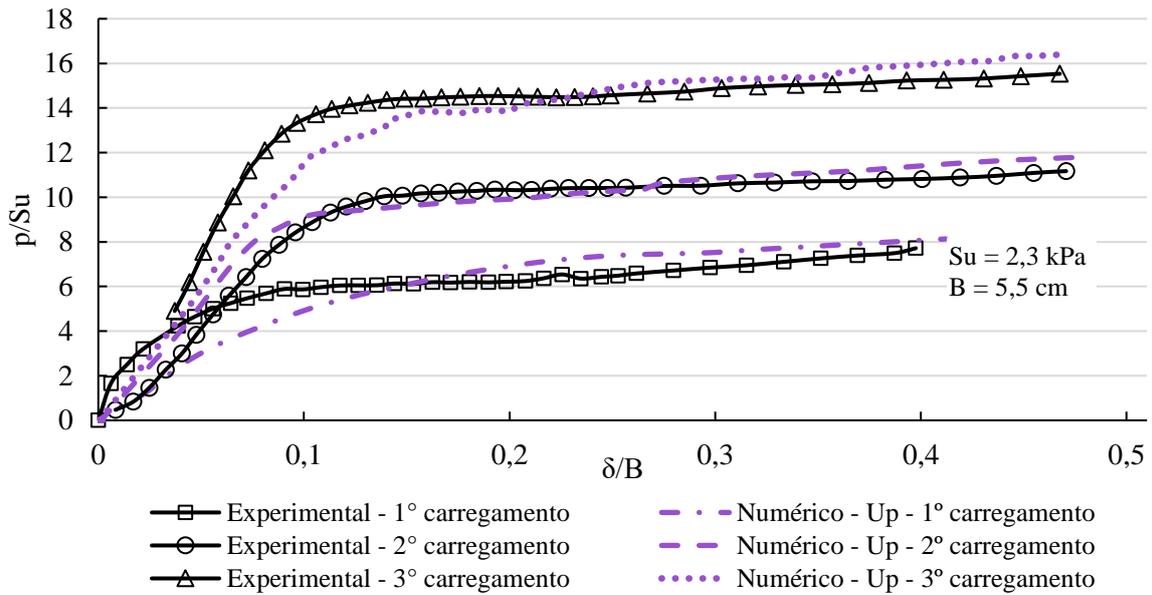


Figura 4.5: Tensão vertical *versus* deslocamento na base da sapata - ensaio de Cunha (1991) sem reforço geossintético - segunda manutenção – Aterro A.

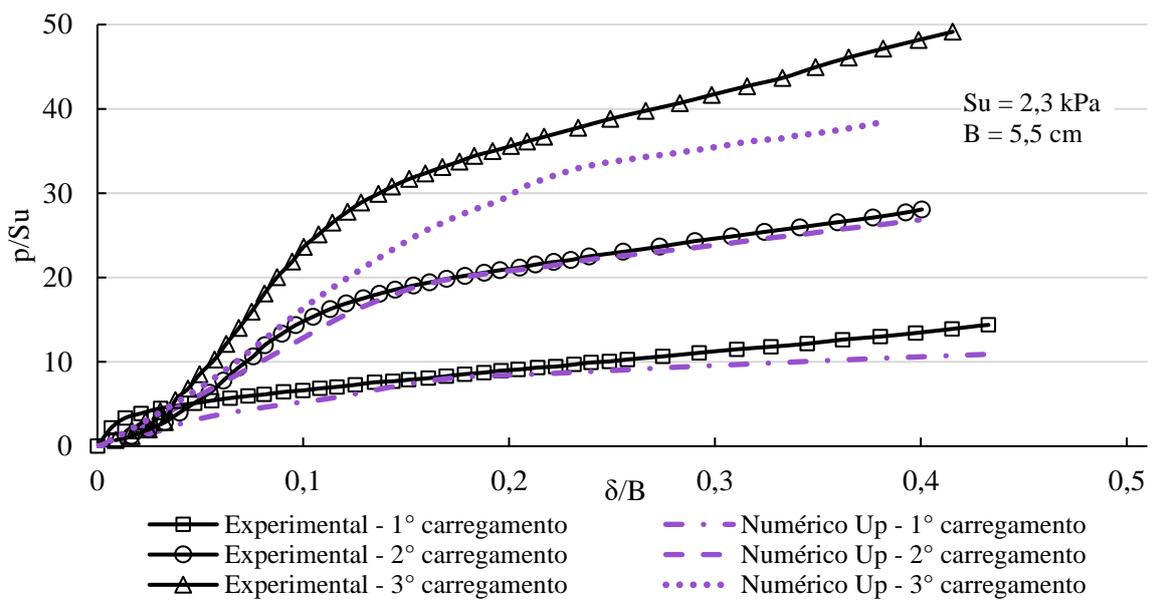


Figura 4.6: Tensão vertical *versus* deslocamento na base da sapata - ensaio de Cunha (1991) com reforço geossintético - segunda manutenção – Aterro A.

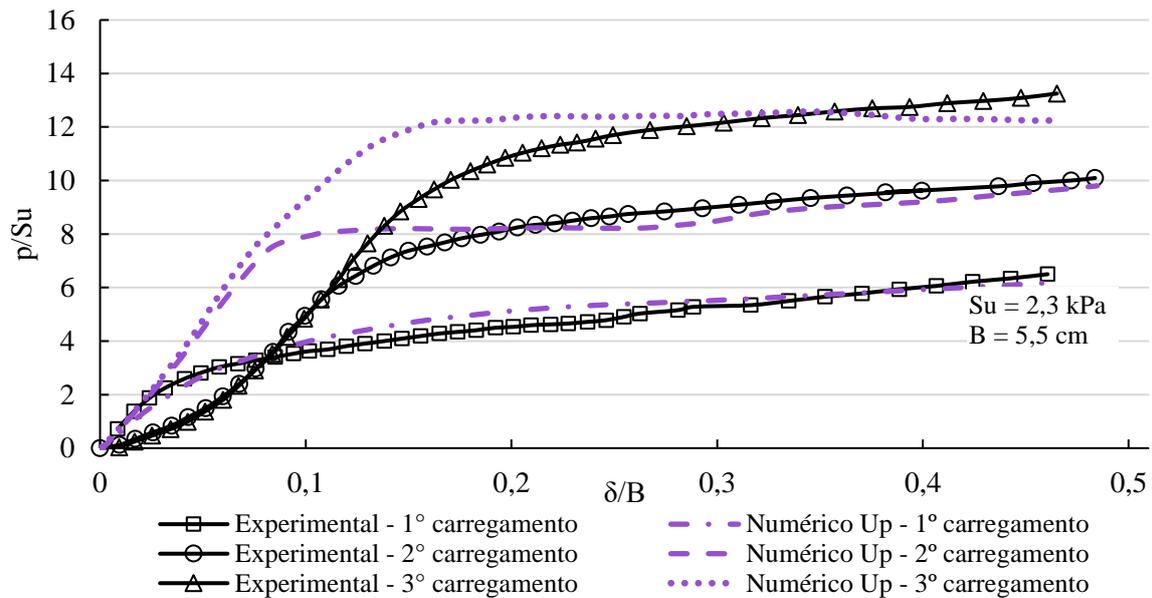


Figura 4.7: Tensão vertical *versus* deslocamento na base da sapata - ensaio de Cunha (1991) sem reforço geossintético - segunda manutenção – Aterro B.

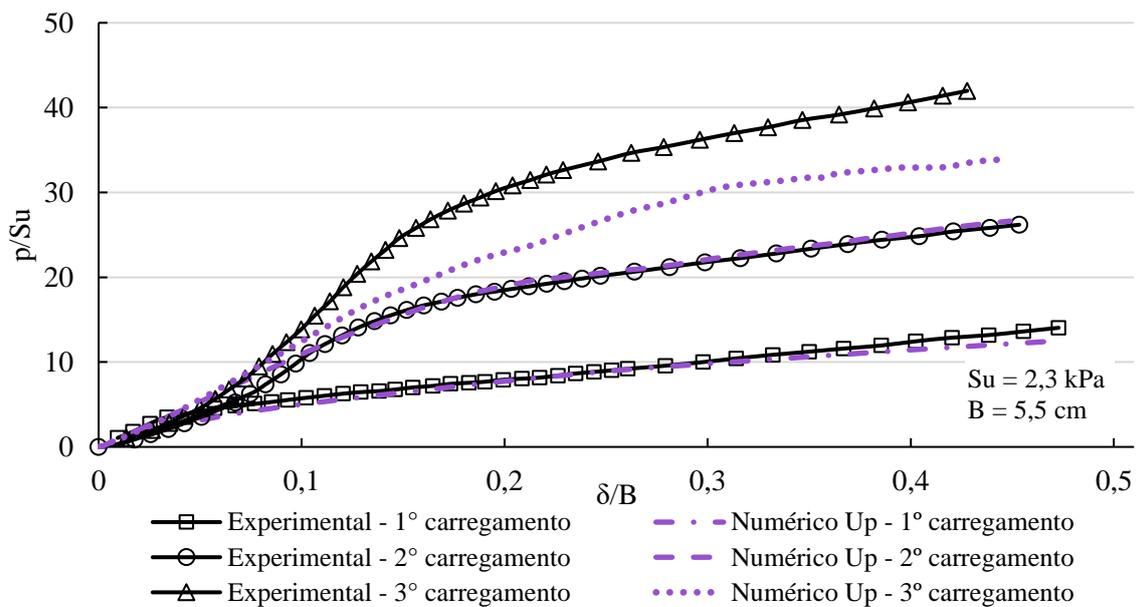


Figura 4.8: Tensão vertical *versus* deslocamento na base da sapata - ensaio de Cunha (1991) com reforço geossintético - segunda manutenção – Aterro B.

#### 4.1.1.3 COMPARAÇÃO ENTRE ATERROS DE DIFERENTES QUALIDADES

Ao comparar os resultados encontrados para os materiais A e B pela Figura 4.9 e Figura 4.10, observa-se que, apesar dos diferentes módulos de elasticidade aplicados nos aterros, o Aterro A se mostrou mais rígido, o que é esperado para uma camada de material mais competente. Desta forma, embora o Aterro B não reforçado tenha apresentado grandes divergências de rigidez em relação ao ensaio experimental, como apresentado anteriormente na Figura 4.3, observa-se coerência de comportamento com relação ao aterro A.

Resultado parecido foi observado na comparação das tensões na base da sapata ao final de cada ensaio realizado. Os valores referentes ao Aterro A se mostraram superiores àqueles referentes ao Aterro B, conforme esperado, mesmo havendo maiores divergências, com relação aos resultados experimentais, no terceiro estágio de carregamento dos ensaios reforçados, cujos resultados foram apresentados previamente na Figura 4.6 e Figura 4.8.

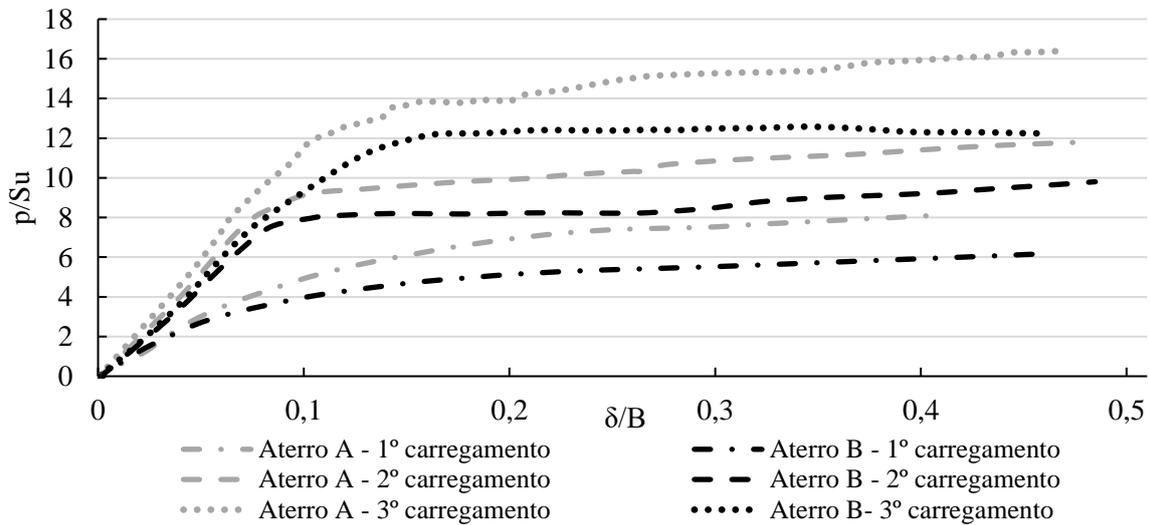


Figura 4.9: Tensão vertical versus deslocamento na base da sapata - ensaio de Cunha (1991) sem reforço geossintético – Aterros A e B.

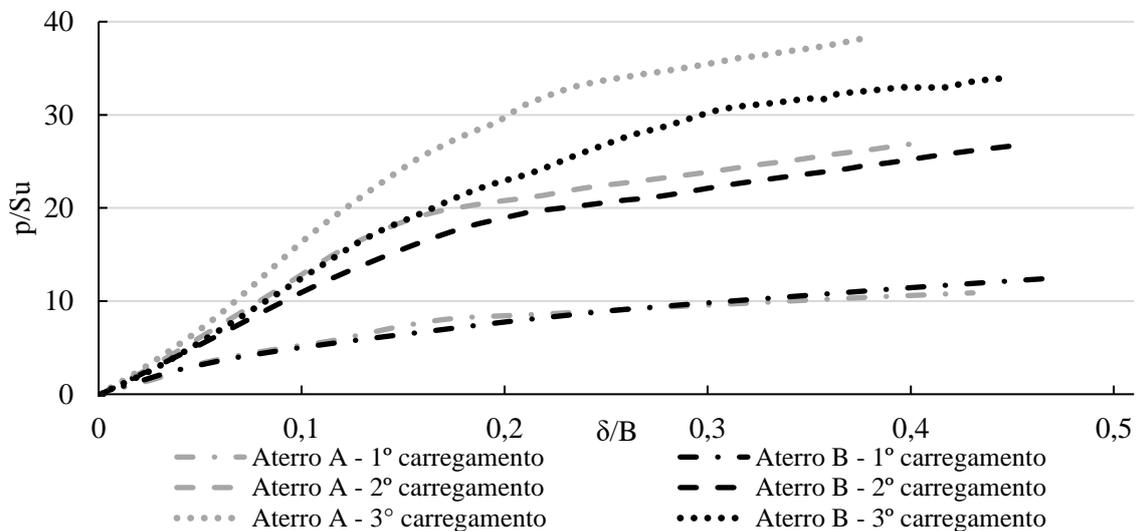


Figura 4.10: Tensão vertical versus deslocamento na base da sapata - ensaio de Cunha (1991) com reforço geossintético – Aterros A e B.

#### 4.1.2 DESLOCAMENTOS NA ESTRADA

Foi observado que nas etapas de descarregamento os deslocamentos nas regiões a serem restauradas têm sentido inverso ao de aplicação da carga e se mostram mais significativos nas análises com geossintético, o qual é responsável por parte do deslocamento ascendente do aterro

posicionado acima. Desta forma, nas análises reforçadas observam-se maiores diferenças entre os campos de deslocamentos das etapas consecutivas de carga e descarga. Tomando como referência o Ponto de Análise 1, definido na Figura 3.16, pode-se observar pela Figura 4.11 que as variações de deslocamentos do Aterro A nas transições Etapa 2 - Etapa 3 e Etapa 5 - Etapa 6, apresentadas anteriormente na Tabela 3.7, são mais acentuadas na análise com reforço, resultando em um deslocamento acumulado final inferior ao da análise sem reforço.

Em contrapartida, nas análises não reforçadas as regiões restauradas apresentam deslocamentos acumulados mais próximos dos afundamentos realizados pela placa rígida, uma vez que os efeitos do descarregamento são menos intensos nesse caso. Na análise do aterro A, por exemplo, verifica-se que os deslocamentos acumulados no sistema após 3 estágios de carga atingiram valores da ordem de 70 mm, sendo esse valor mais próximo dos 63 mm acumulados da análise não reforçada.

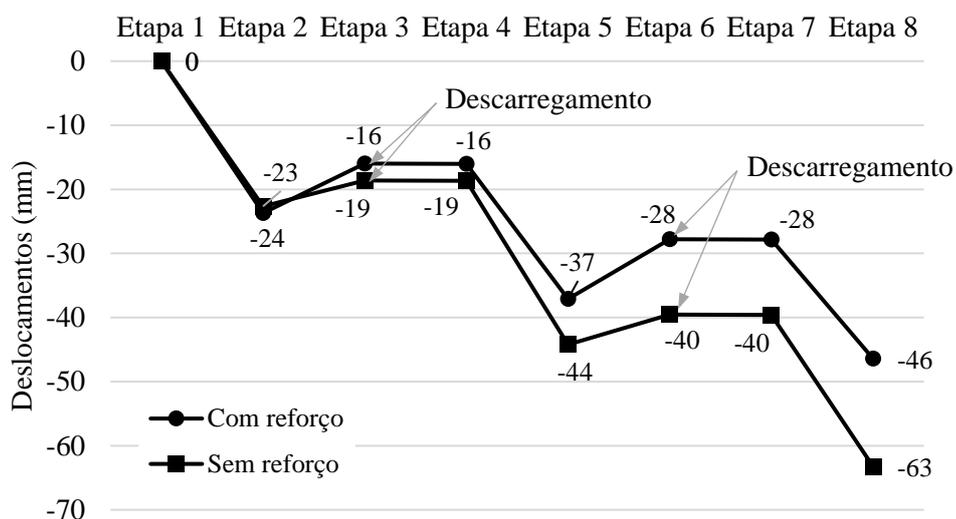


Figura 4.11: Deslocamentos acumulados no Ponto de Análise 1 – Aterro A.

Na Figura 4.12 à Figura 4.15 são apresentados os campos de deslocamentos a partir da opção “soma de deslocamentos de fases” do PLAXIS 2D, adequada para análises de sequências construtivas, como discutido no tópico 2.4.6. Foi utilizada a mesma escala gráfica em todas as etapas, a fim de possibilitar a comparação entre ensaios distintos e avaliar a evolução dos deslocamentos ao longo de cada ensaio. Os resultados são compatíveis com o comportamento apresentado na Figura 4.11 e refletem o mecanismo de ruptura generalizada, nas análises reforçadas, e de puncionamento, nas análises sem reforço. Além disso, observa-se na análise sem reforço do Aterro B um comportamento típico de aterro menos competente, em que os deslocamentos ocorrem de modo mais desuniforme.

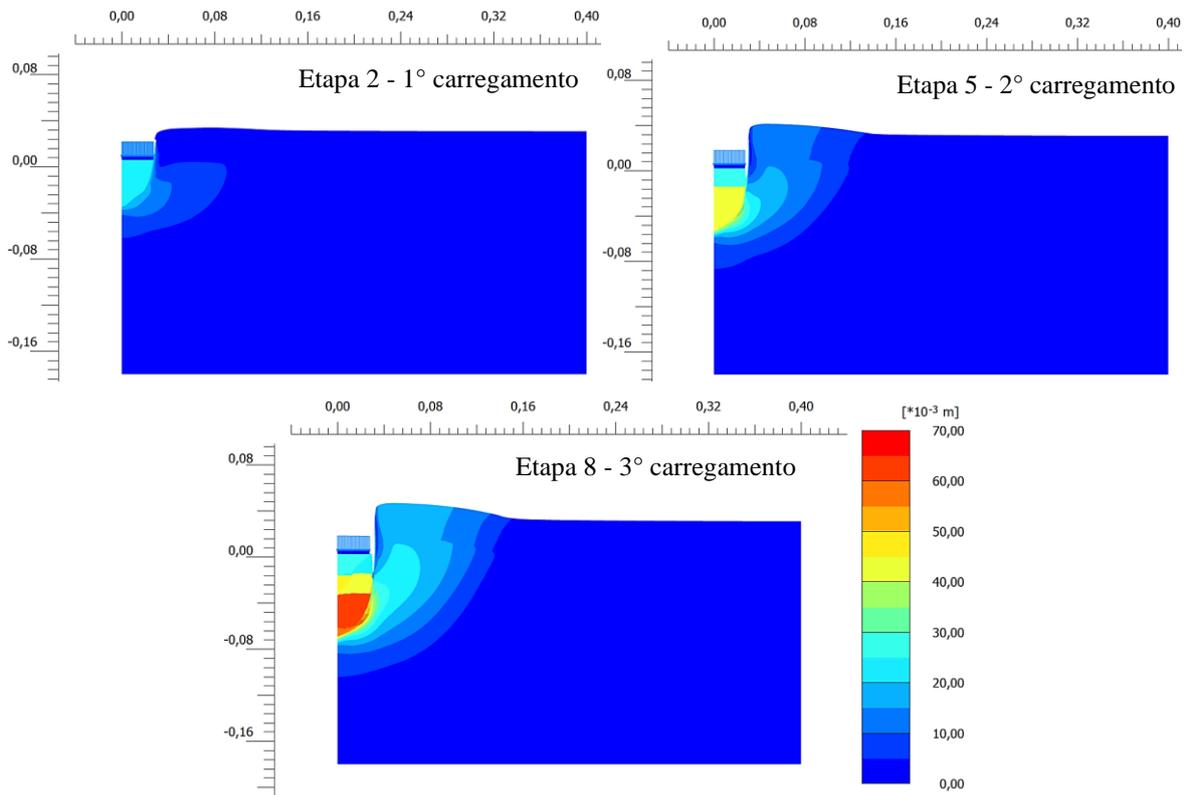


Figura 4.12: Deslocamentos acumulados na análise de Cunha (1991) sem reforço – Aterro A.

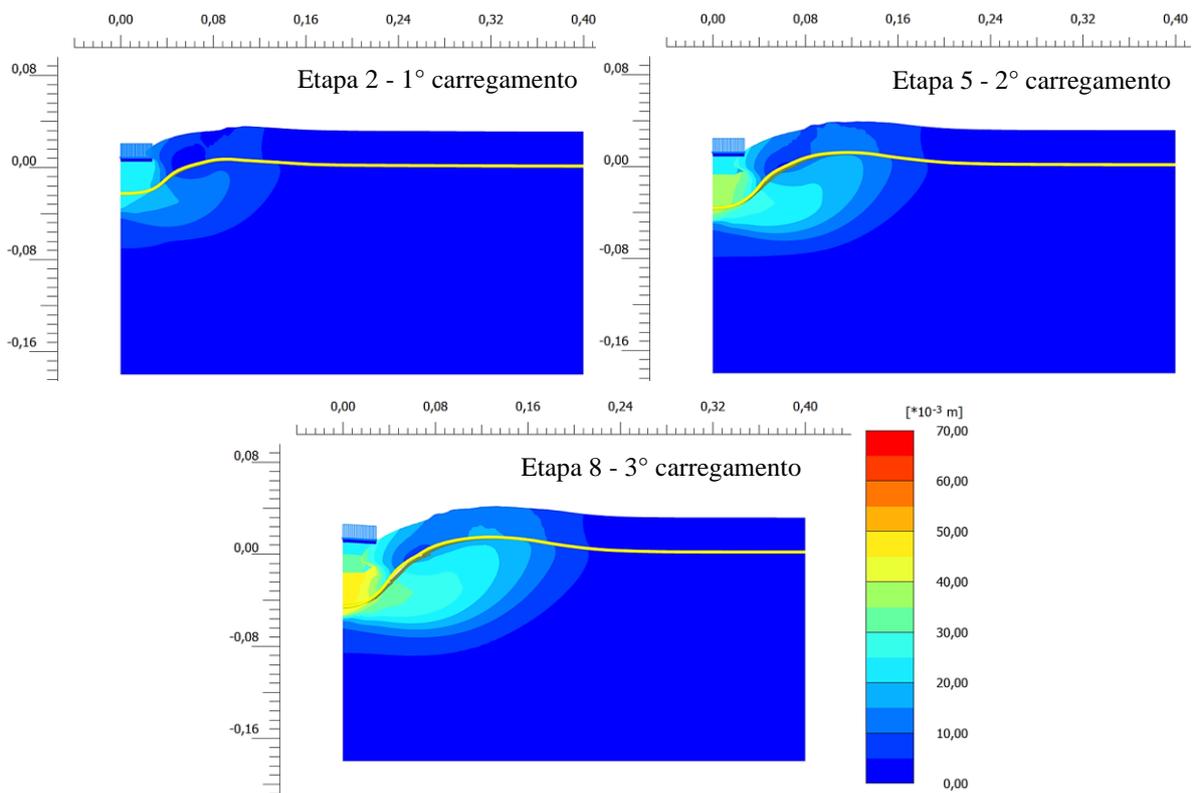


Figura 4.13: Deslocamentos acumulados na análise de Cunha (1991) com reforço – Aterro A.

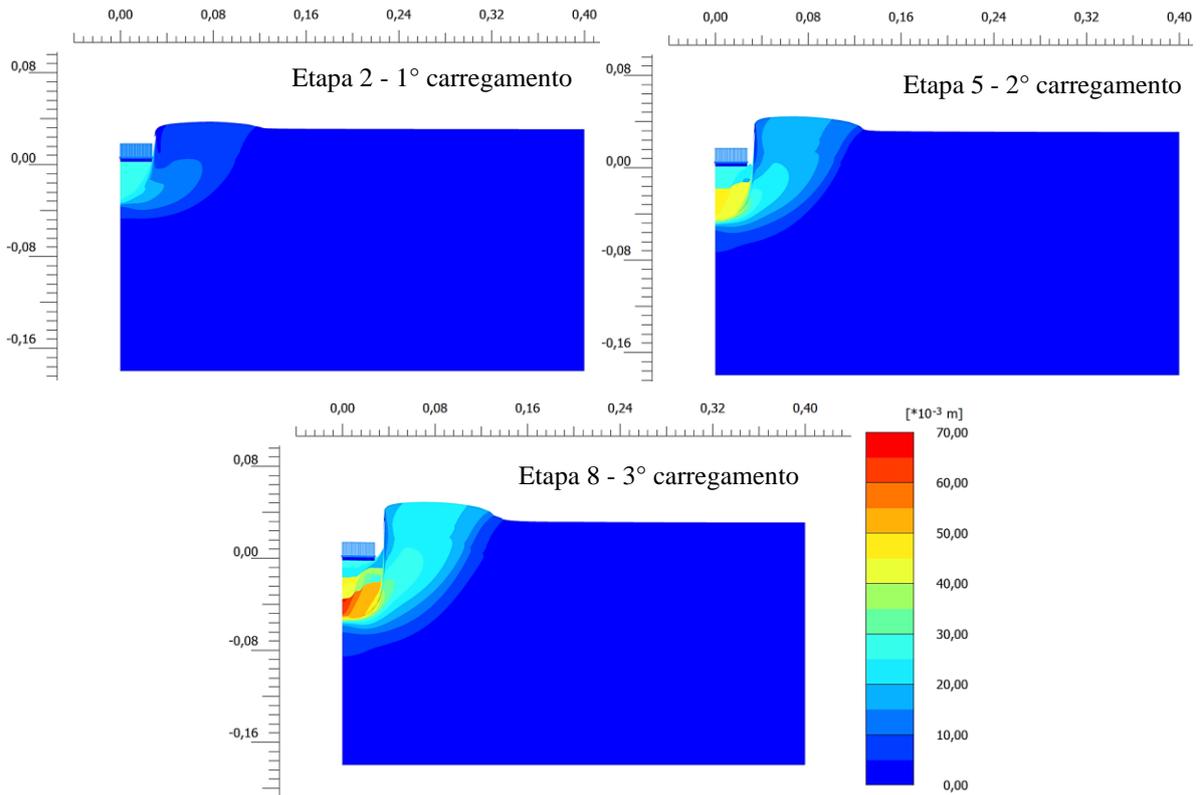


Figura 4.14: Deslocamentos acumulados na análise de Cunha (1991) sem reforço – Aterro B.

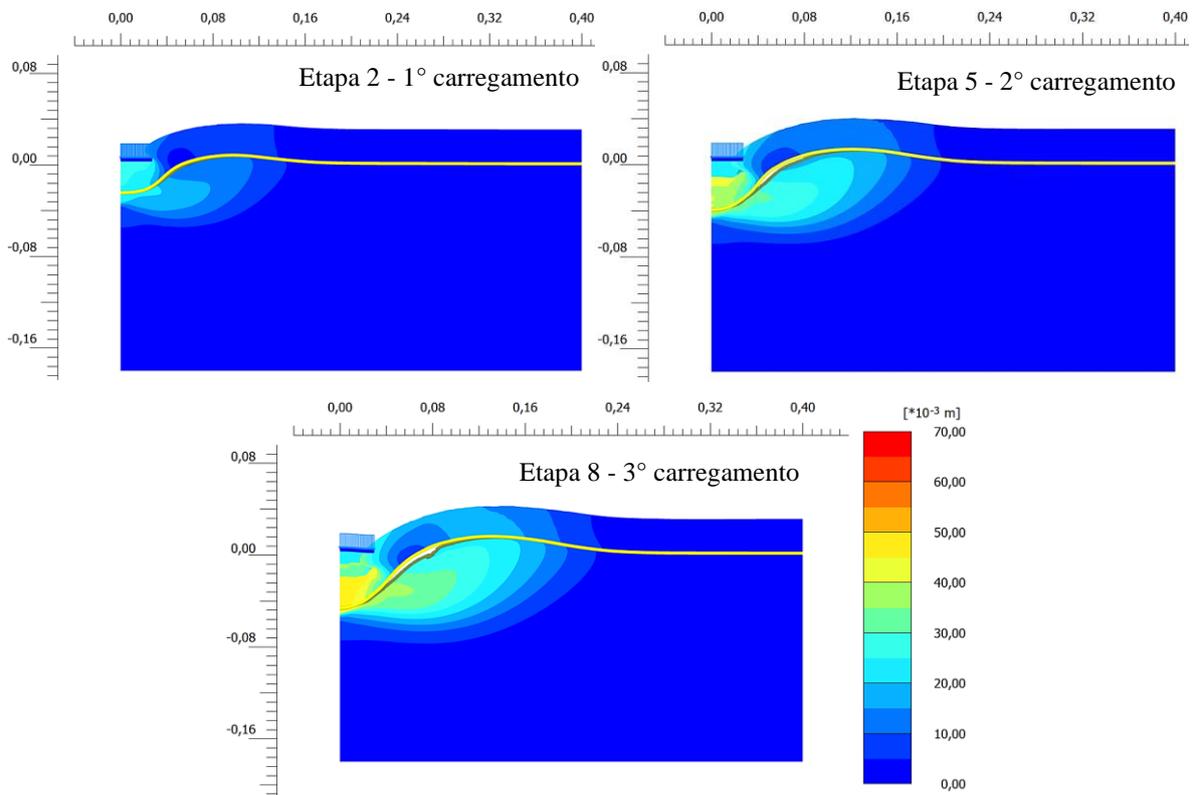


Figura 4.15: Deslocamentos acumulados na análise de Cunha (1991) com reforço – Aterro B.

### 4.1.3 TENSÕES DE CISALHAMENTO NA ESTRADA

As análises referentes aos ensaios não reforçados (Figura 4.16 e Figura 4.18) indicam tensões relativas mais próximas de 1 nas camadas de aterro, principalmente no Aterro A, o que pode ser explicado por sua maior rigidez, indo ao encontro das conclusões do ensaio experimental. Segundo Cunha (1991), os materiais de aterro de boa qualidade tenderam a atingir a resistência de pico a deformações menores, o que foi avaliado pelo aparecimento de trincas superficiais para pequenos deslocamentos verticais da sapata. Esses resultados corroboram para a utilização de parâmetros residuais no aterro.

Nas análises dos ensaios reforçados (Figura 4.17 e Figura 4.19), observam-se regiões de plastificação mais profundas e extensas no subleito quando comparadas às análises sem reforço, conforme também observado por Pimentel (2007). Analogamente, a presença das manutenções também proporcionou esse efeito.

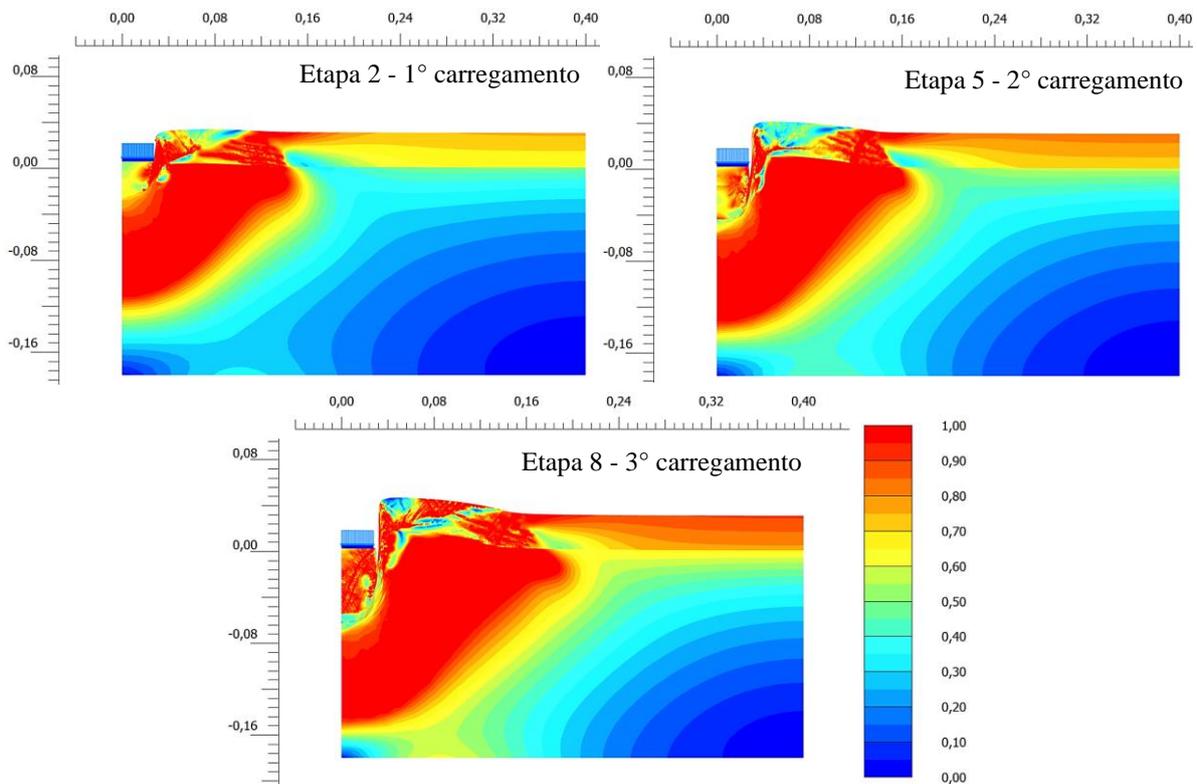


Figura 4.16: Tensão de cisalhamento relativa na análise de Cunha (1991) sem reforço – Aterro A.

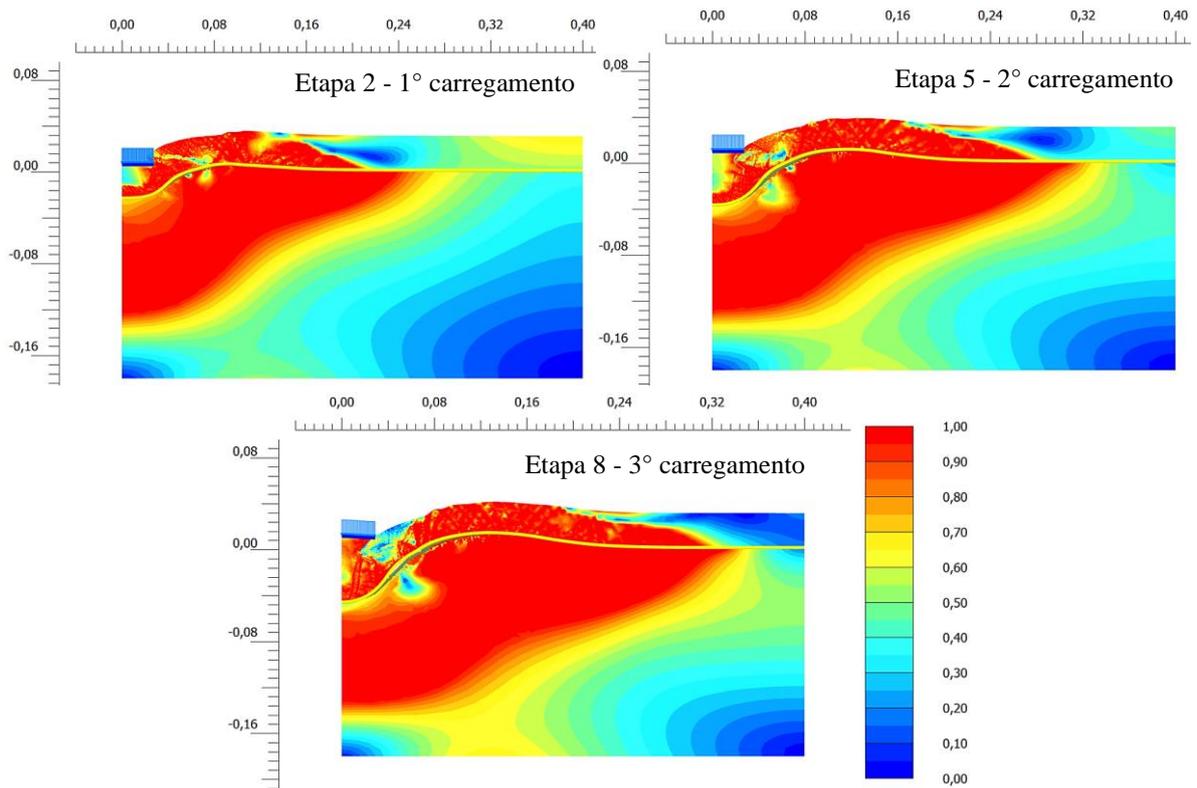


Figura 4.17: Tensão de cisalhamento relativa na análise de Cunha (1991) com reforço – Aterro A.

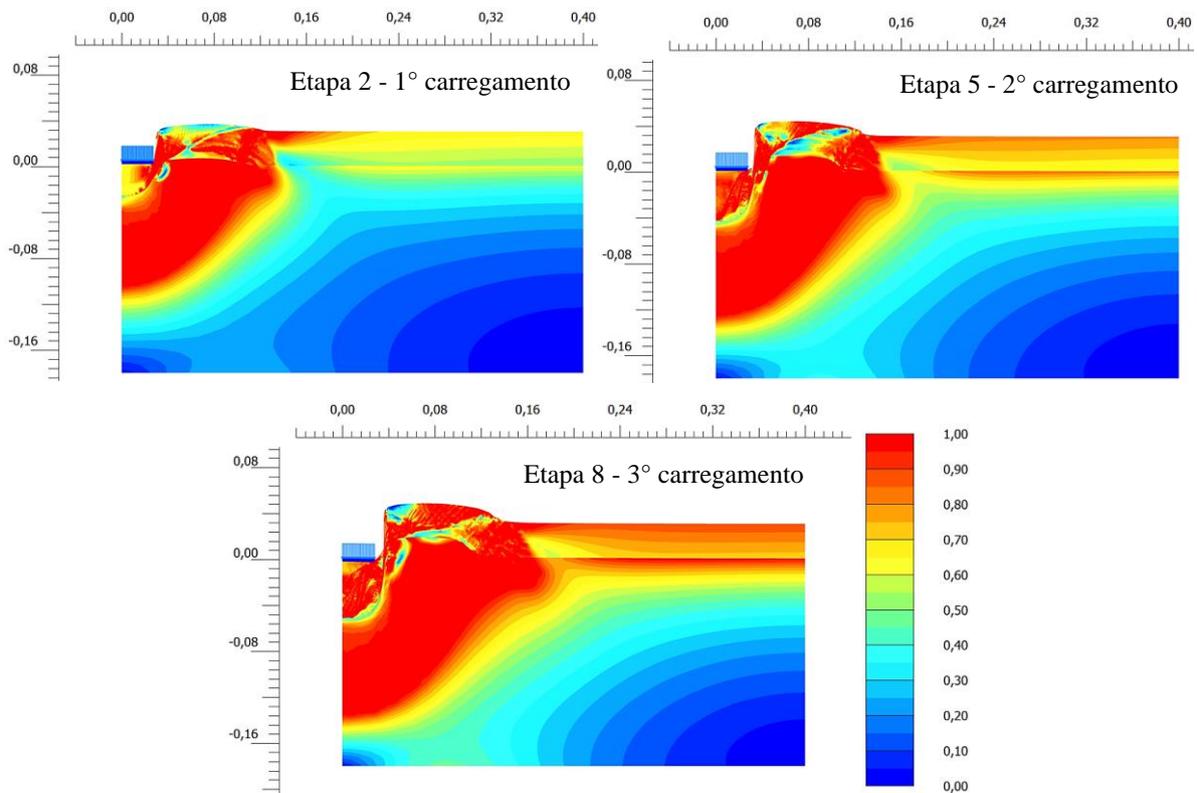


Figura 4.18: Tensão de cisalhamento relativa na análise de Cunha (1991) sem reforço – Aterro B.

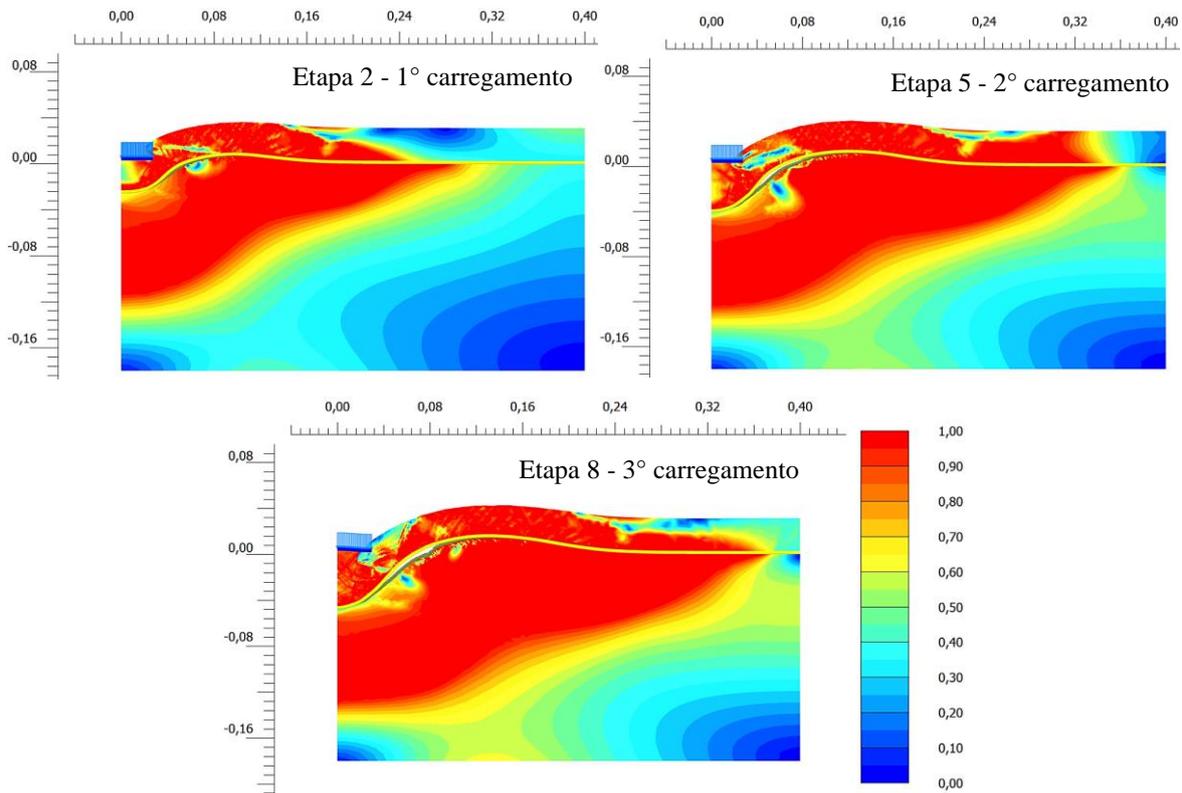


Figura 4.19: Tensão de cisalhamento relativa na análise de Cunha (1991) com reforço – Aterro B.

#### 4.1.4 DEFORMAÇÃO NO REFORÇO

Ao analisar as fases de carregamento das análises (Etapas 2, 5 e 8), observa-se que as manutenções superficiais realizadas foram responsáveis por um aumento da força axial exercida pelo geossintético, o que pode ser avaliado a partir da variação da força axial máxima ( $T_{MÁX}$ ). Na análise do Aterro A, cujos acréscimos foram mais acentuados, o valor de 0,53 kN/m encontrado na Etapa 2 (primeiro carregamento) passou para 0,72 kN/m na Etapa 5 (segundo carregamento) e 0,81 kN/m na Etapa 8 (terceiro carregamento), representando um aumento de 36% do primeiro ao segundo carregamento e de 12% do segundo ao terceiro. Na Figura 4.20, em que é apresentada a força axial ao longo do reforço para a análise do Aterro A, pode-se observar a distribuição crescente de força a cada fase de aplicação de carga, bem como a redução de forças a cada ciclo de descarregamento.

Durante as fases de descarregamento (Etapas 3 e 6), também representadas na Figura 4.20, o reforço geossintético manteve parte da força axial mobilizada na etapa imediatamente anterior. Do mesmo modo, a remoção dos carregamentos aplicados proporcionou uma redução parcial no valor de  $S$  (recalque máximo na superfície do subleito), indicando que o reforço não retorna a sua posição inicial da análise, apesar de ter sido representado pelo modelo elástico. Esse comportamento se deve à condição de plastificação do aterro posicionado acima e à aderência

no contato entre materiais. Na Figura 4.20 esses fatores também são destacados. Ressalta-se que as manutenções aplicadas nas Etapas 4 e 7 tiveram influência desprezível sobre a deformação no reforço, sendo consideradas com a mesma configuração das etapas que as precederam.

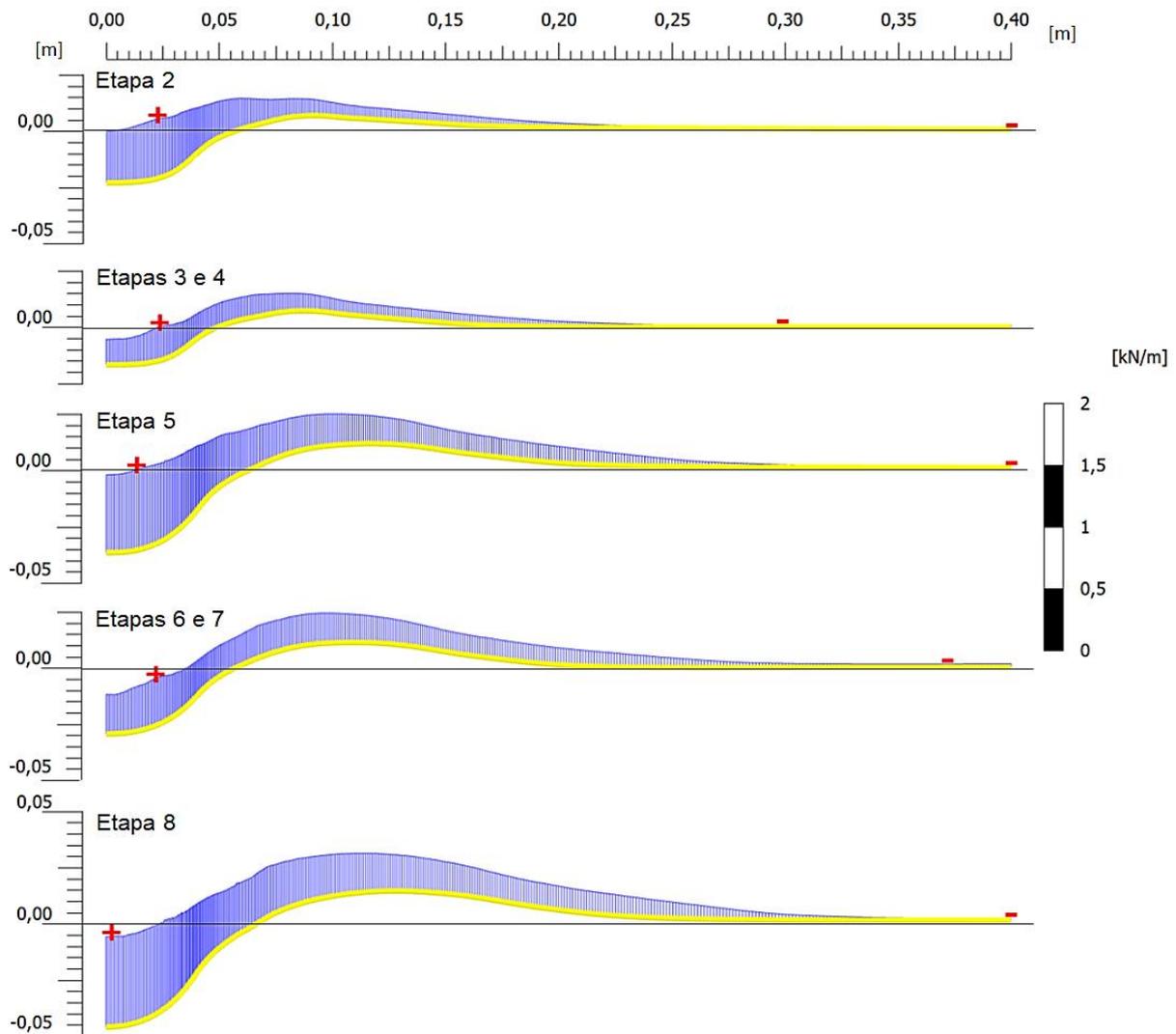


Figura 4.20: Força axial no geossintético - Aterro A.

A deformação do reforço foi então obtida pela razão entre força axial e rigidez à tração do geossintético. Pela Figura 4.21 e Figura 4.22, referentes aos aterros A e B, respectivamente, nota-se que as maiores deformações estão concentradas nas regiões em que  $x/B$  é menor do que 1,5, aproximadamente, e são maiores a cada afundamento gerado. Esses resultados se aproximam do comportamento encontrado por Burd (1995), conforme apresentado na Figura 2.4. Nota-se ainda que o alívio de força axial nas etapas de descarregamento ocorre em função do relaxamento do geossintético na região de maiores deformações, sendo esse efeito percebido

até distâncias próximas de  $x/B$  igual a 2,5. A partir desse ponto, a deformação do reforço se mostra similar nas etapas consecutivas de carregamento e descarregamento.

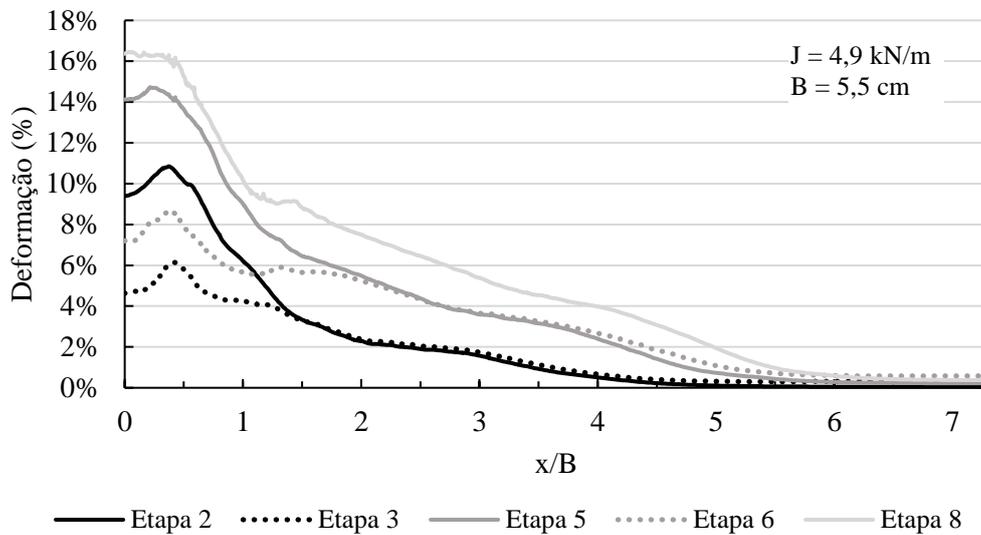


Figura 4.21: Deformação ao longo do reforço – Aterro A.

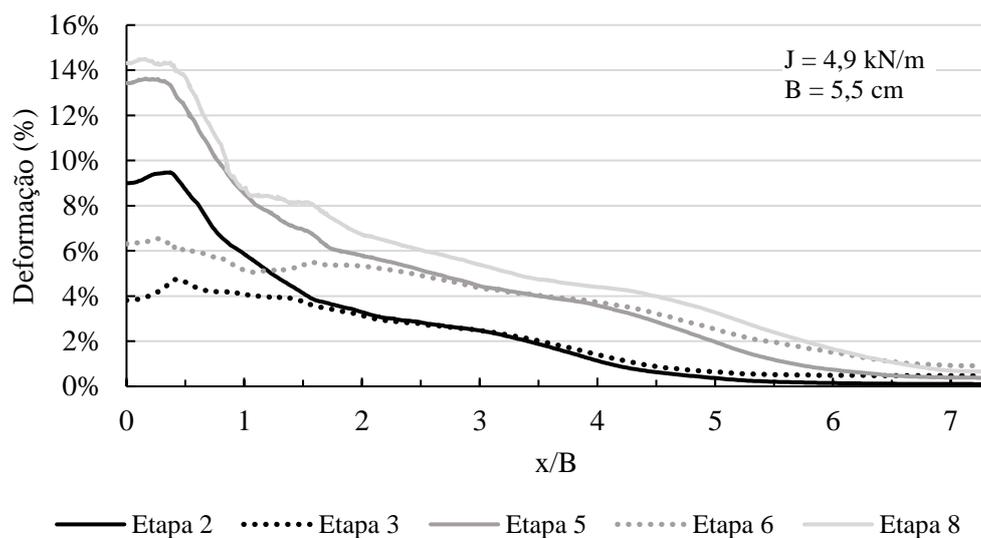


Figura 4.22: Deformação ao longo do reforço – Aterro B.

O comportamento do geossintético na região mais próxima da extremidade também apresentou semelhanças com os resultados de Burd (1995) no que diz respeito ao maior aproveitamento do geossintético a cada etapa de carregamento, tendo em vista os maiores valores de  $x/B$  alcançados, sobretudo nas análises do Aterro B. Na Figura 4.23 pode ser observado que, para uma mesma etapa de carregamento, as análises do Aterro B apresentaram maiores valores máximos de  $x/B$ . Em compensação, as deformações nas regiões de  $x/B$  abaixo da placa de carregamento foram menores do que aquelas observadas nas análises do Aterro A.

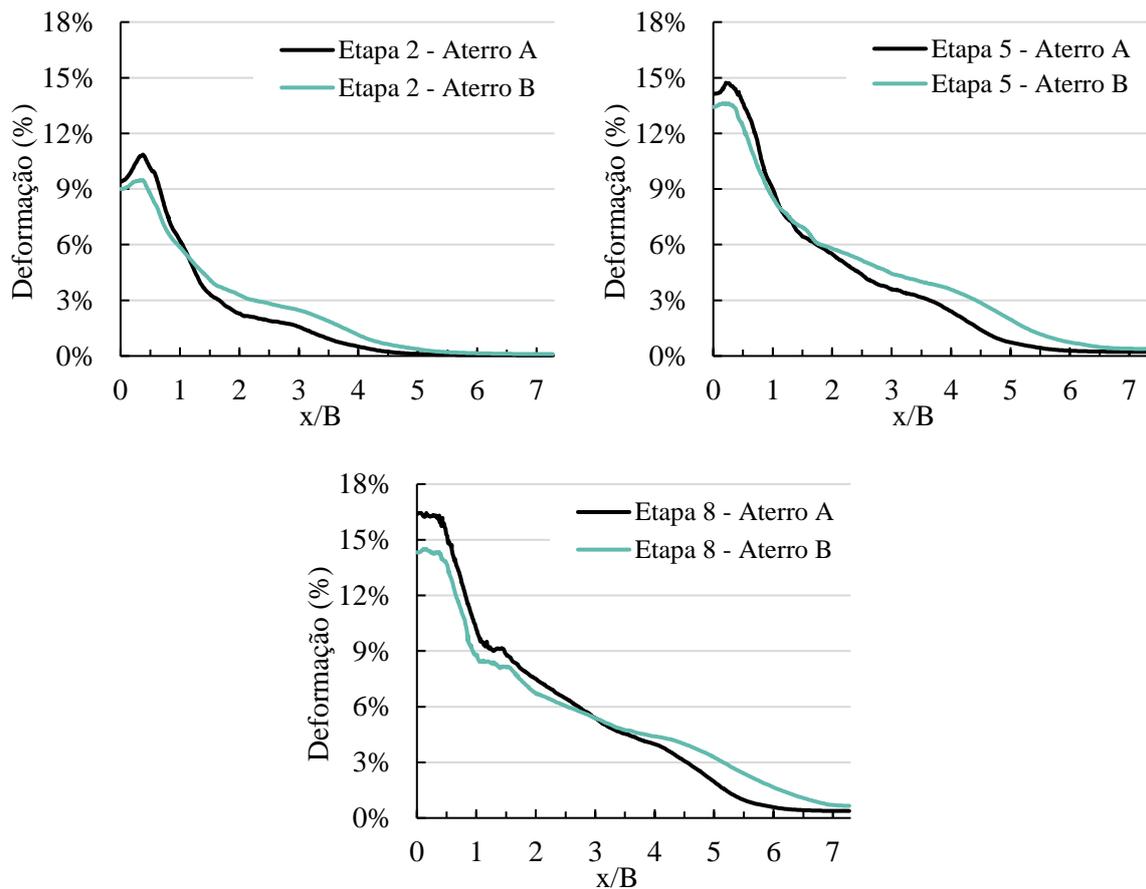


Figura 4.23: Deformação ao longo do reforço – comparação Aterros A e B.

#### 4.1.4.1 MODELO EMPÍRICO

A comparação com os resultados obtidos em laboratório se deu por meio das deformações previstas pelo modelo empírico de Palmeira (1998), desenvolvido com base em resultados experimentais. Como observado na Figura 4.24 e Figura 4.25, as deformações ao final das etapas de carregamento foram maiores do que o previsto pela equação empírica (2.1), sobretudo na análise do Aterro A, em que as diferenças são da ordem de 3% de deformação. Observa-se ainda que as deformações das etapas de descarregamento, as quais não são previstas pela solução empírica, apresentam uma linha de tendência diferente e com menores valores de deformação.

Por outro lado, os resultados da análise numérica apresentaram bom ajuste com a previsão de “ $\lambda$ ” (Equação (2.2)), com variações inferiores a 10%, conforme Figura 4.28.

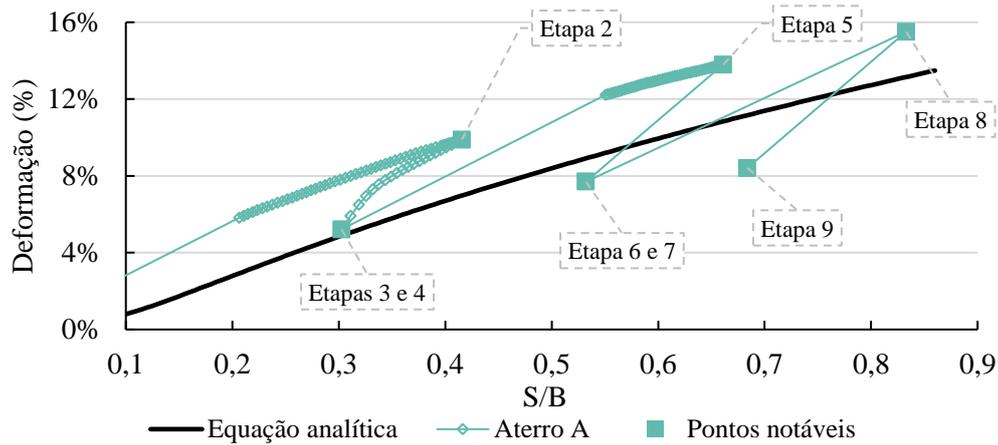


Figura 4.24: Deformação no reforço ao final das etapas – Aterro A.

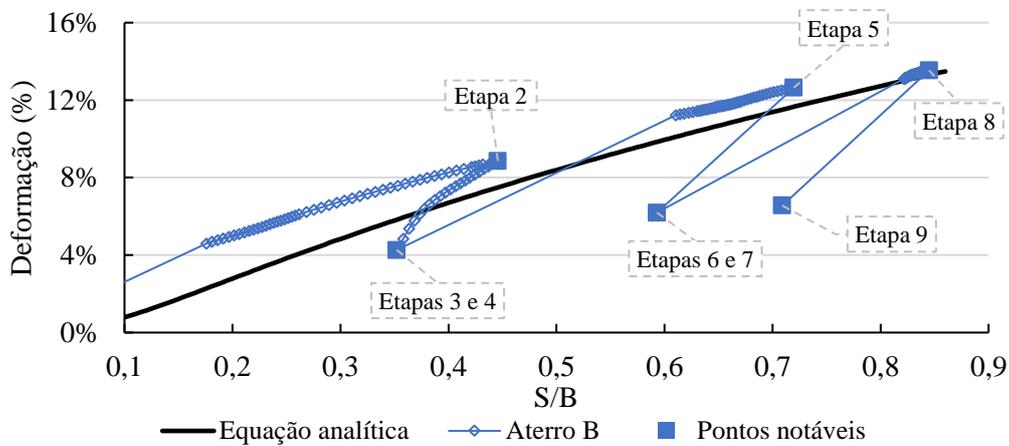


Figura 4.25: Deformação no reforço ao final das etapas – Aterro B.

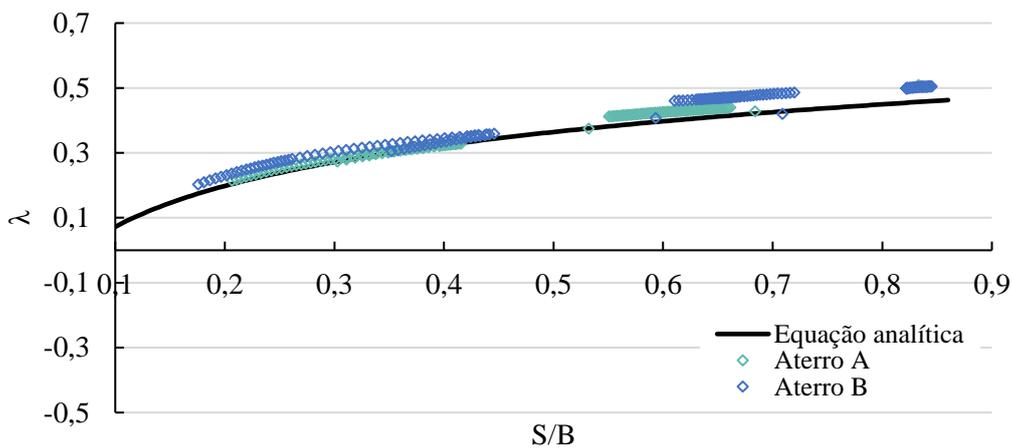


Figura 4.26: Coeficiente “λ” da solução empírica – Aterros A e B.

#### 4.1.5 TENSÕES DE CISALHAMENTO NA INTERFACE DO REFORÇO

As tensões de cisalhamento ( $\tau_1$ ) foram analisadas na interface aterro-geossintético, posicionada acima do reforço, e na interface geossintético-subleito, posicionada abaixo. Como observado na Figura 4.27 à Figura 4.30, ambas as interfaces apresentaram “ruídos” no comportamento ao

longo do reforço, o que motivou a apresentação e interpretação dos resultados até o segundo estágio de carregamento. Este também foi um contratempo relatado no trabalho de Burd (1995), que optou por minimizar essa dispersão de pontos a partir do emprego de tensões médias ao apresentar os gráficos indicados na Figura 2.5.

Apesar das diferenças na forma de apresentação dos dados, é possível perceber a semelhança entre os resultados da presente pesquisa e da literatura tomando como base as Etapas 2 e 5, uma vez que a simulação de Burd (1995) não contemplou estágios de descarregamento tal como a Etapa 3. Nesta etapa, por sua vez, foi observada uma inversão no sentido das tensões de cisalhamento atuantes na região da interface inferior próxima ao ponto de inflexão do geossintético (Figura 4.29 e Figura 4.30), o que pode ser estar relacionado ao relaxamento do reforço nesse estágio da análise. Quanto às diferenças entre as Etapas 2 e 5, observa-se que as tensões atuam sobre uma parcela mais extensa do geossintético a cada afundamento realizado.

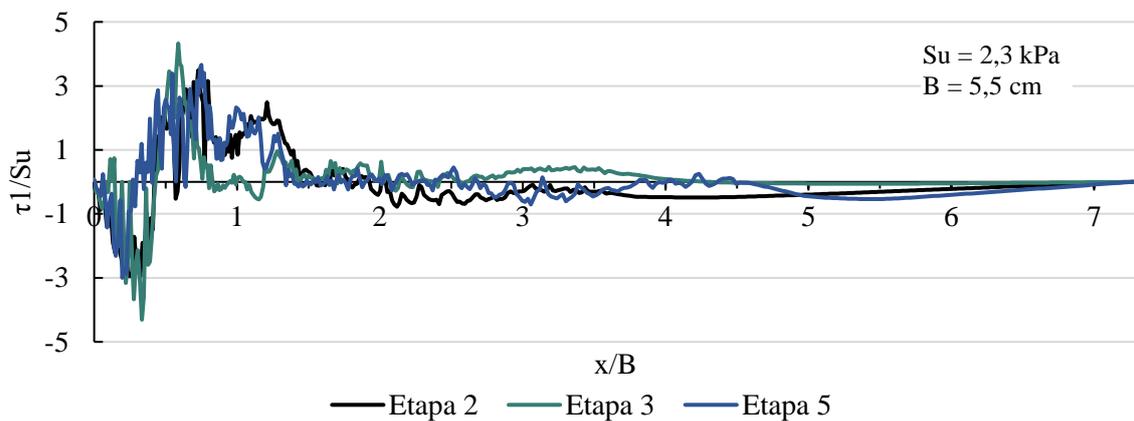


Figura 4.27: Tensões de cisalhamento na parte superior do reforço – Aterro A.

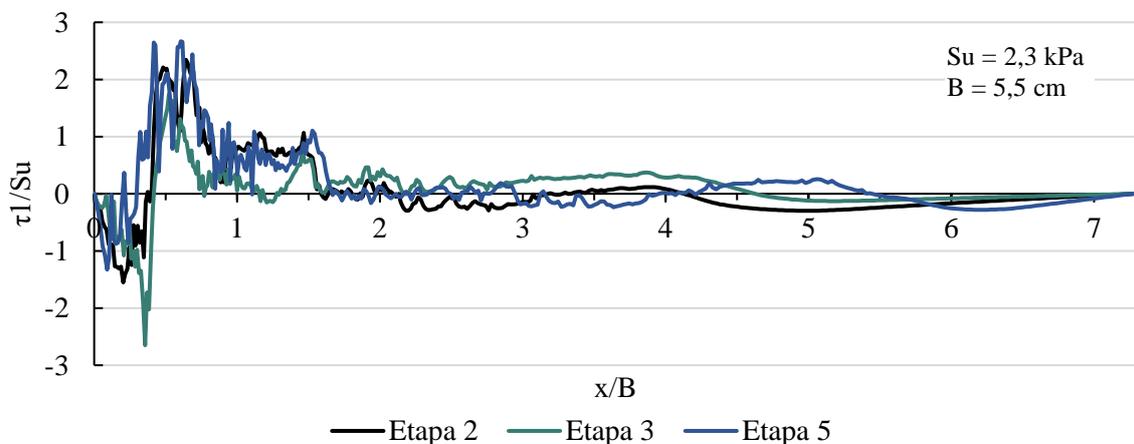


Figura 4.28: Tensões de cisalhamento na parte superior do reforço – Aterro B.

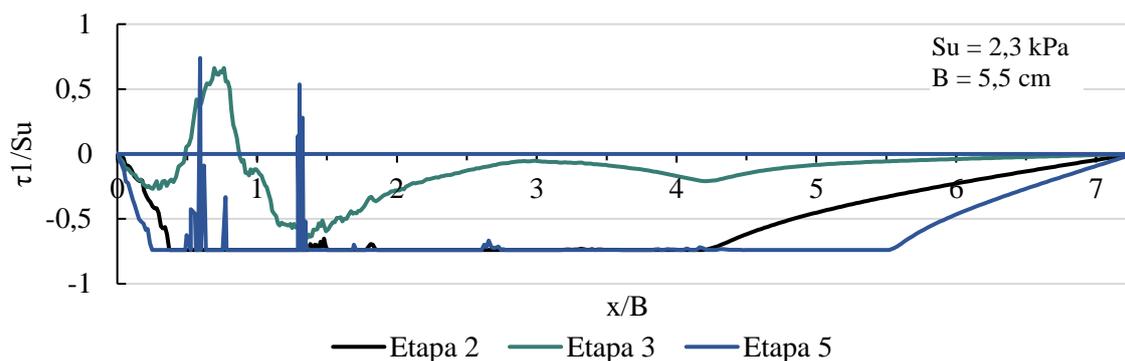


Figura 4.29: Tensões de cisalhamento na parte inferior do reforço – Aterro A.

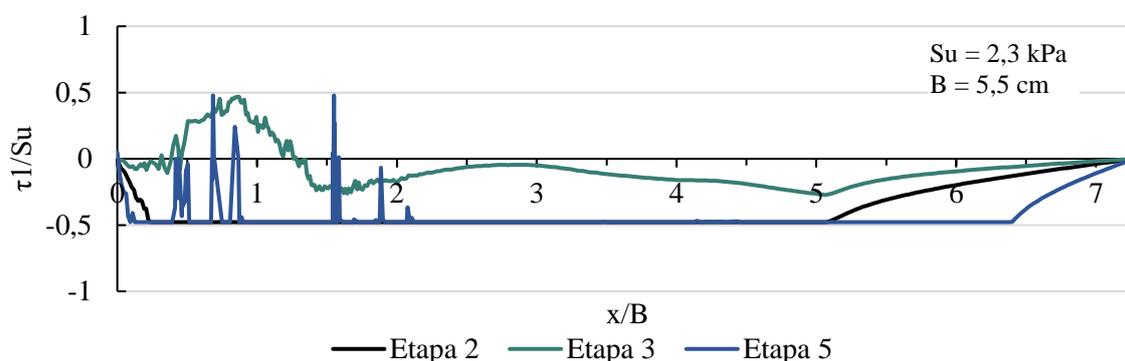


Figura 4.30: Tensões de cisalhamento na parte inferior do reforço – Aterro B.

#### 4.1.6 QUANTIDADE DE MATERIAL UTILIZADO NAS RESTAURAÇÕES

No trabalho de Cunha (1991) são apresentadas as quantidades de materiais, em peso, utilizadas nas restaurações superficiais, tornando possível a comparação dos resultados encontrados em laboratório e via modelagem numérica. Na avaliação a partir da modelagem computacional, a quantidade de material foi obtida pelo volume da camada de restauração multiplicado pela massa específica do aterro, descrita no item 3.2.1. Na Tabela 4.1 são apresentados os referidos resultados, assim como os erros relativos associados aos valores calculados.

Tabela 4.1: Quantidade de material utilizado nos aterros.

Fonte	Aterro	Material (g)			
		Análise sem reforço		Análise com reforço	
		1 <sup>a</sup> manutenção	2 <sup>a</sup> manutenção	1 <sup>a</sup> manutenção	2 <sup>a</sup> manutenção
Cunha (1991)	A	1200	830	630	530
	B	635	445	695	592
Modelagem numérica	A	492	544	466	363
	B	543	592	444	395
Erro relativo	A	59%	34%	26%	32%
	B	15%	-33%	36%	33%

Observa-se que os valores calculados na presente pesquisa são majoritariamente inferiores aos obtidos em laboratório, com erro relativo médio de 33%, o que se deve sobretudo às geometrias retangulares adotadas para representação das regiões de manutenção. Desta forma, embora tal simplificação não permita completa restauração dos afundamentos superficiais, esta foi necessária para adequada convergência das análises. Vale destacar que as divergências observadas também podem ter sido motivadas pelo fato de a modelagem numérica não ter considerado a ocorrência de adensamento no subleito.

Outrossim, no ensaio experimental o Aterro B demandou mais material nas manutenções na estrada reforçada em comparação com a estrada sem reforço, enquanto o Aterro A apresentou comportamento inverso. Já nos resultados da simulação numérica, assim como no ensaio de laboratório do aterro mais competente, foram observados menores volumes de material nas análises com reforço, indicando que, nesse quesito, os resultados da modelagem tendem a ser mais representativos para os casos de aterros mais competentes. Esse comportamento é justificado pela intensificação do efeito do descarregamento devido à presença do reforço, o que resulta em estradas com menos espaço para reaterros e, conseqüentemente, em intervenções mais econômicas.

## **4.2 ENSAIO DE FERREIRA JR. (1995)**

### **4.2.1 TENSÃO E DESLOCAMENTO NA BASE DA SAPATA**

Os resultados da tensão e deslocamento na base da sapata foram as principais ferramentas para validação do modelo numérico de Ferreira Jr. (1995), conforme apresentado a seguir.

#### **4.2.1.1 PRIMEIRA MANUTENÇÃO SUPERFICIAL**

Na Figura 4.31 a Figura 4.34 apresenta-se a tensão na base da placa de carregamento ( $p$ ) normalizada pela resistência não drenada média do subleito ( $S_u$ ) *versus* o deslocamento vertical da superfície da estrada ( $\delta$ ) normalizado pela largura da placa ( $B$ ). Assim como concluído no tópico 4.1.1.1, as análises com a ferramenta *Updated mesh* (“Numérico -Up”, nos gráficos de resultados) foram consideradas mais adequadas para representação do problema do que as análises convencionais (intituladas “Numérico”), especialmente para os casos com reforço devido ao mecanismo de efeito membrana. Observa-se nestes casos um comportamento com ganho contínuo de capacidade de carga, em vez de um patamar bem definido, sendo conveniente avaliar os resultados ao final do ensaio.

Quando comparados os valores finais de  $p/S_u$  obtidos nos estudos experimental e numérico após a primeira manutenção, as variações estão entre 6-10% nos ensaios com e sem reforço, tendo como base as análises realizadas com *Updated mesh*. Nas análises convencionais, os

resultados são subestimados em 10–15% nos casos sem reforço e em 45–51% nos casos reforçados.

Ressalta-se que a análise com reforço do Aterro A (Figura 4.32) foi interrompida durante o segundo estágio de carregamento ao atingir valor próximo de  $\delta/B = 0,4$ . Isso pode estar relacionado, entre outros fatores, à combinação de um aterro mais competente com um subleito de maiores valores de resistência não drenada desde o topo da camada, levando o sistema à condição de ruptura antes de atingir o afundamento especificado.

Outro ponto observado nas análises do Aterro A é a rigidez ligeiramente inferior ao esperado, a qual é função do módulo de elasticidade. Como esse parâmetro foi definido por retroanálise para o material do aterro, buscou-se adotar um valor considerado satisfatório para calibração das análises sem que houvesse aumento considerável de tempo computacional. Levou-se em conta o trabalho de Pimentel (2007), em que foi simulado o primeiro carregamento do ensaio de Ferreira Jr. (1995) utilizando o mesmo valor de módulo de elasticidade para o subleito e um valor superior para o material do aterro, em relação aos valores da pesquisa. Segundo a autora, a análise numérica não conseguiu captar o aumento de rigidez do sistema com a mesma proporção que o ensaio de laboratório, quando da utilização do geossintético.

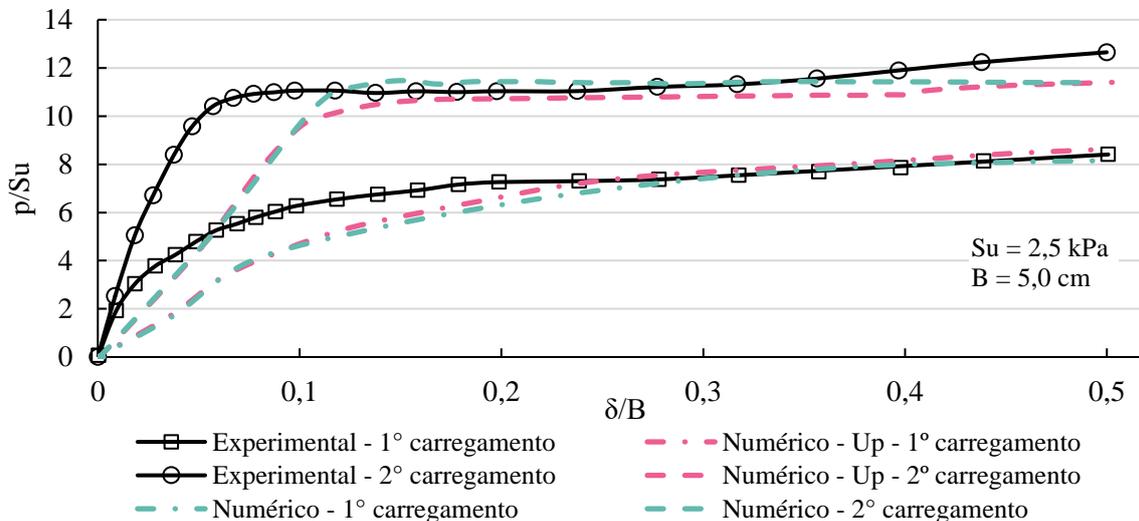


Figura 4.31: Tensão vertical *versus* deslocamento na base da sapata - ensaio de Ferreira Jr. (1995) sem reforço geossintético – primeira manutenção superficial – Aterro A.

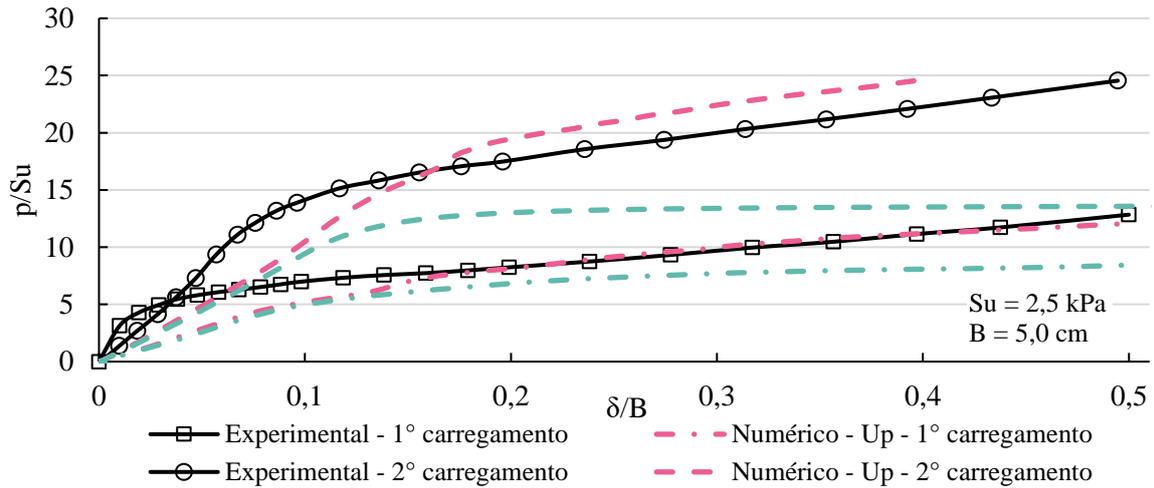


Figura 4.32: Tensão vertical *versus* deslocamento na base da sapata - ensaio de Ferreira Jr. (1995) com reforço geossintético - primeira manutenção superficial – Aterro A.

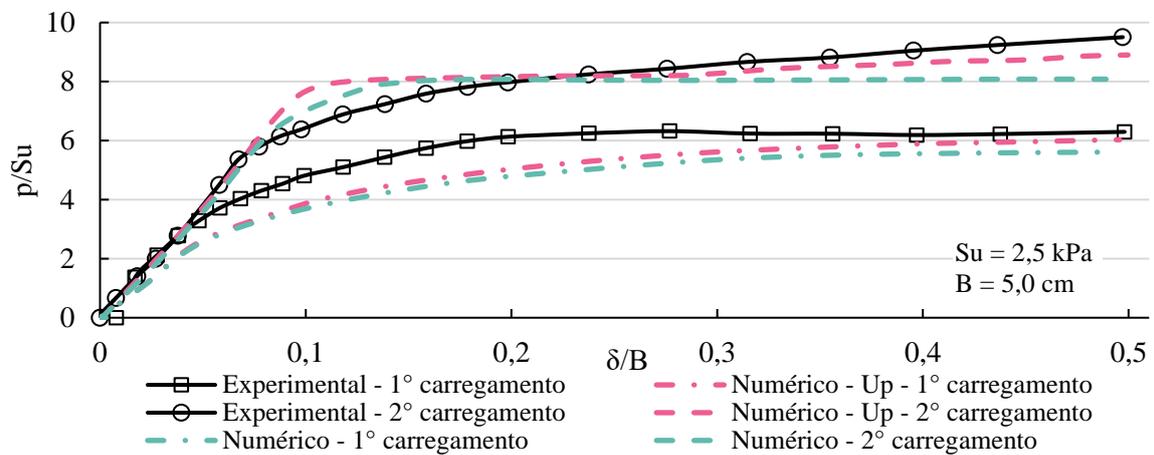


Figura 4.33: Tensão vertical *versus* deslocamento na base da sapata - ensaio de Ferreira Jr. (1995) sem reforço geossintético - primeira manutenção superficial – Aterro B.

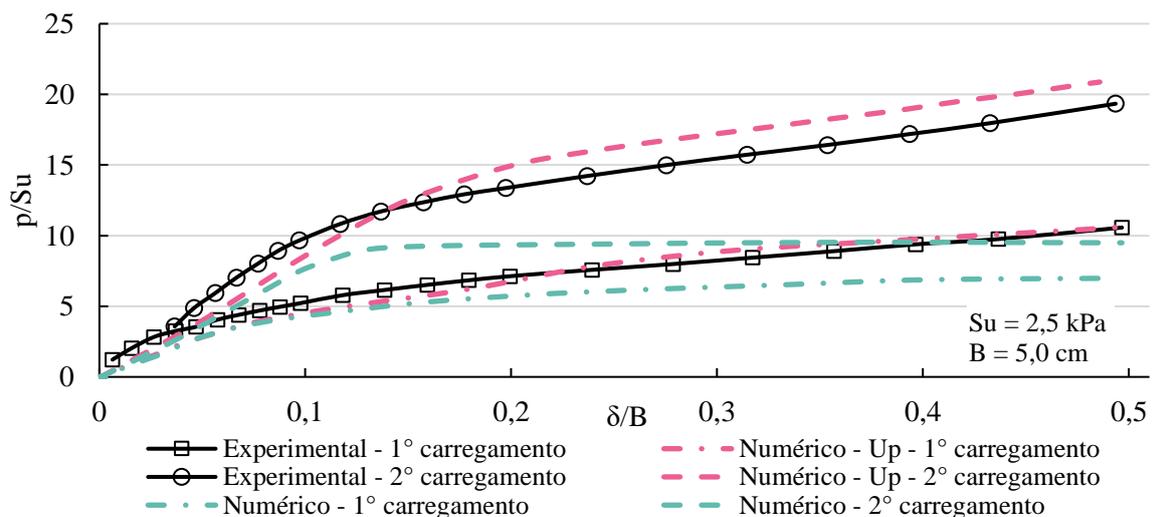


Figura 4.34: Tensão vertical *versus* deslocamento na base da sapata - ensaio de Ferreira Jr. (1995) com reforço geossintético - primeira manutenção superficial – Aterro B.

#### 4.2.1.2 SEGUNDA MANUTENÇÃO SUPERFICIAL

Tendo em vista que as análises com *Updated mesh* se mostraram mais adequadas para modelagem dos ensaios, essa opção foi utilizada para avaliação da segunda manutenção (Figura 4.35 à Figura 4.37). Vale destacar que não foi aplicada uma segunda manutenção superficial na análise com reforço do Aterro A devido a sua interrupção antes de completar a Etapa 5. As diferenças encontradas com relação ao valor de  $p/S_u$  do estudo experimental foram de 7%, no caso sem reforço do Aterro B, e de 6% no caso reforçado.

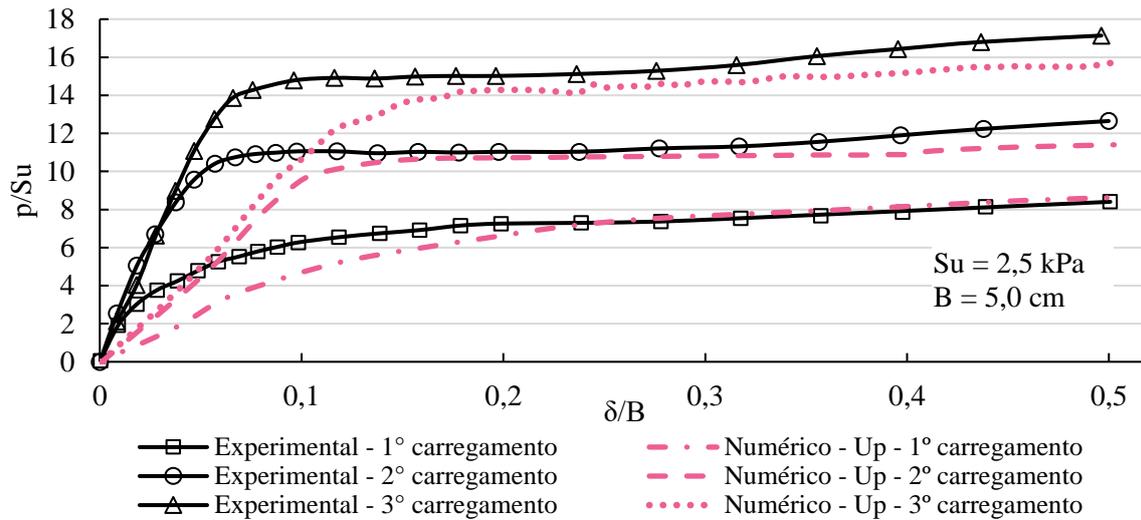


Figura 4.35: Tensão vertical *versus* deslocamento na base da sapata - ensaio de Ferreira Jr. (1995) sem reforço geossintético - segunda manutenção superficial – Aterro A.

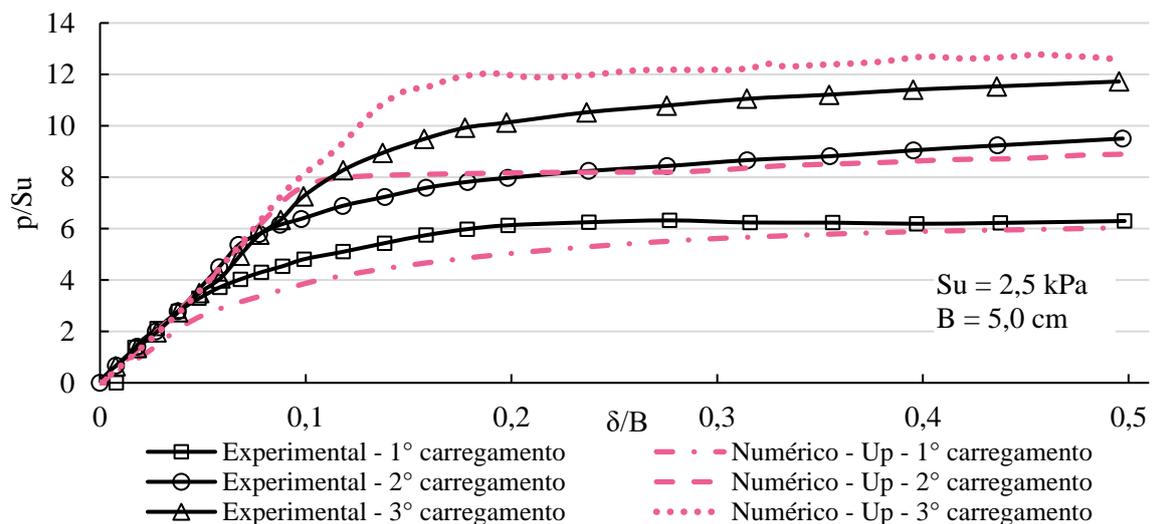


Figura 4.36: Tensão vertical *versus* deslocamento na base da sapata - ensaio de Ferreira Jr. (1995) sem reforço geossintético - segunda manutenção superficial – Aterro B.

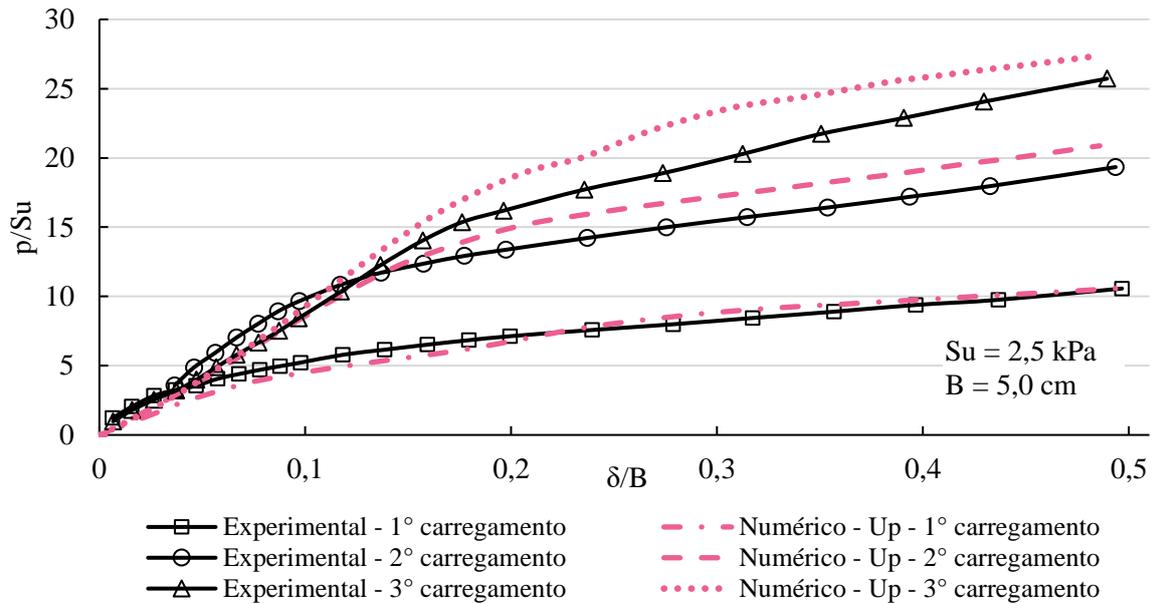


Figura 4.37: Tensão vertical *versus* deslocamento na base da sapata – ensaio de Ferreira Jr. (1995) com reforço geossintético - segunda manutenção superficial – Aterro B.

#### 4.2.1.3 COMPARAÇÃO ENTRE ATERROS DE DIFERENTES QUALIDADES

Assim como atestado no tópico 4.1.1.3, os resultados relativos aos aterros A e B se mostraram coerentes entre si quanto a rigidez e capacidade de carga, conforme apresentado na Figura 4.38 e Figura 4.39, sendo verificados maiores valores para os casos do aterro mais competente.

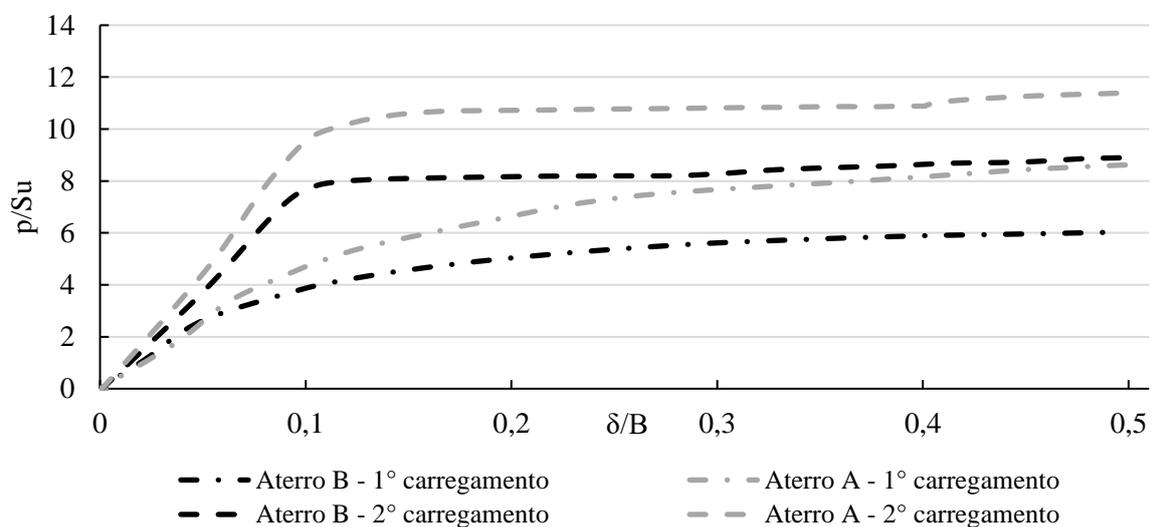


Figura 4.38: Tensão vertical *versus* deslocamento na base da sapata - ensaio de Ferreira Jr. (1995) sem reforço geossintético – Aterros A e B.

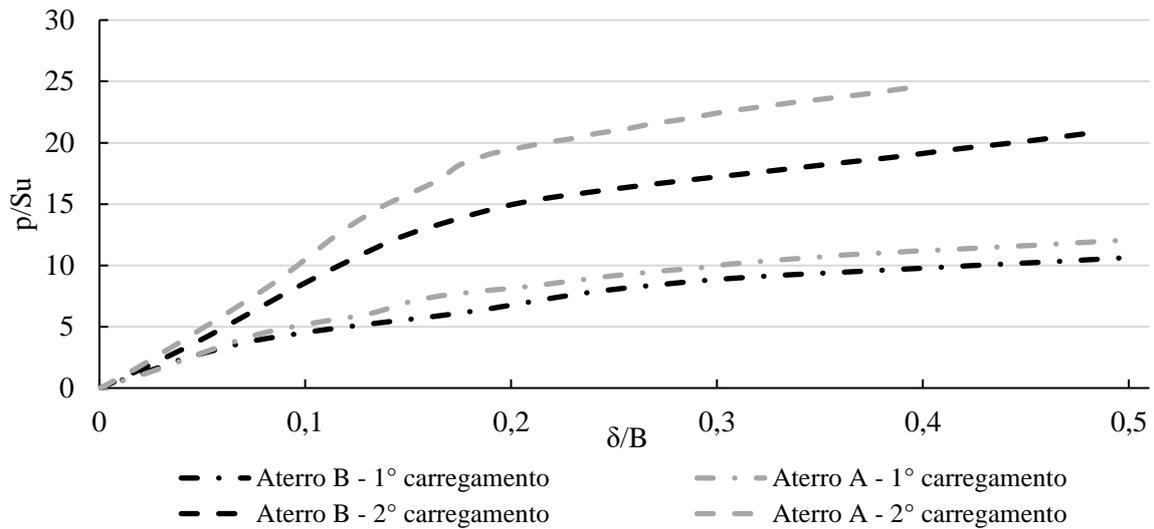


Figura 4.39: Tensão vertical *versus* deslocamento na base da sapata - ensaio de Ferreira Jr. (1995) com reforço geossintético – Aterros A e B.

#### 4.2.2 DESLOCAMENTOS NA ESTRADA

Foram avaliados os deslocamentos acumulados referentes ao Ponto de Análise 1 (Figura 4.40) sendo encontrado resultado similar ao da modelagem numérica dos ensaios de Cunha (1991), cujo comportamento foi explicado no tópico 4.1.2. Esses valores de deslocamentos correspondem à opção de análise denominada “soma de deslocamentos de fases”, que fornece resultados mais representativos para estruturas construídas em etapas. Nota-se que as etapas de descarregamento contribuem com valores negativos de deslocamento, representando um soerguimento do solo na região de afundamento. Desta forma, o ensaio não reforçado do Aterro B totalizou 59 mm de deslocamento ao final do último carregamento, ao passo que o ensaio reforçado do mesmo material apresentou um total de 48 mm, indicando que as contribuições negativas de deslocamentos foram superiores nesse caso.

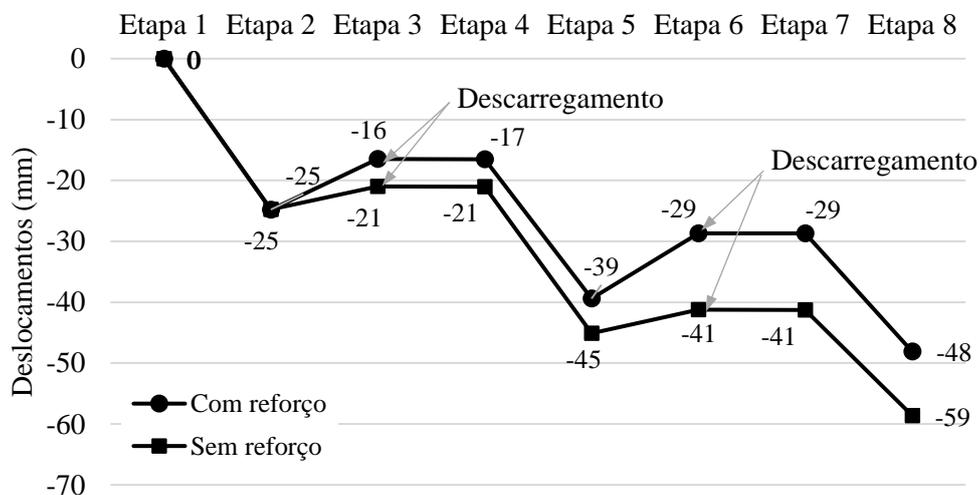


Figura 4.40: Deslocamentos acumulados no Ponto de Análise 1 – Aterro B.

Na Figura 4.41 à Figura 4.44 são apresentados os deslocamentos acumulados de todos os pontos da modelagem, utilizando a mesma opção de análise de deslocamentos. Os resultados são característicos de rupturas generalizadas e por puncionamento nas análises com e sem reforço, respectivamente.

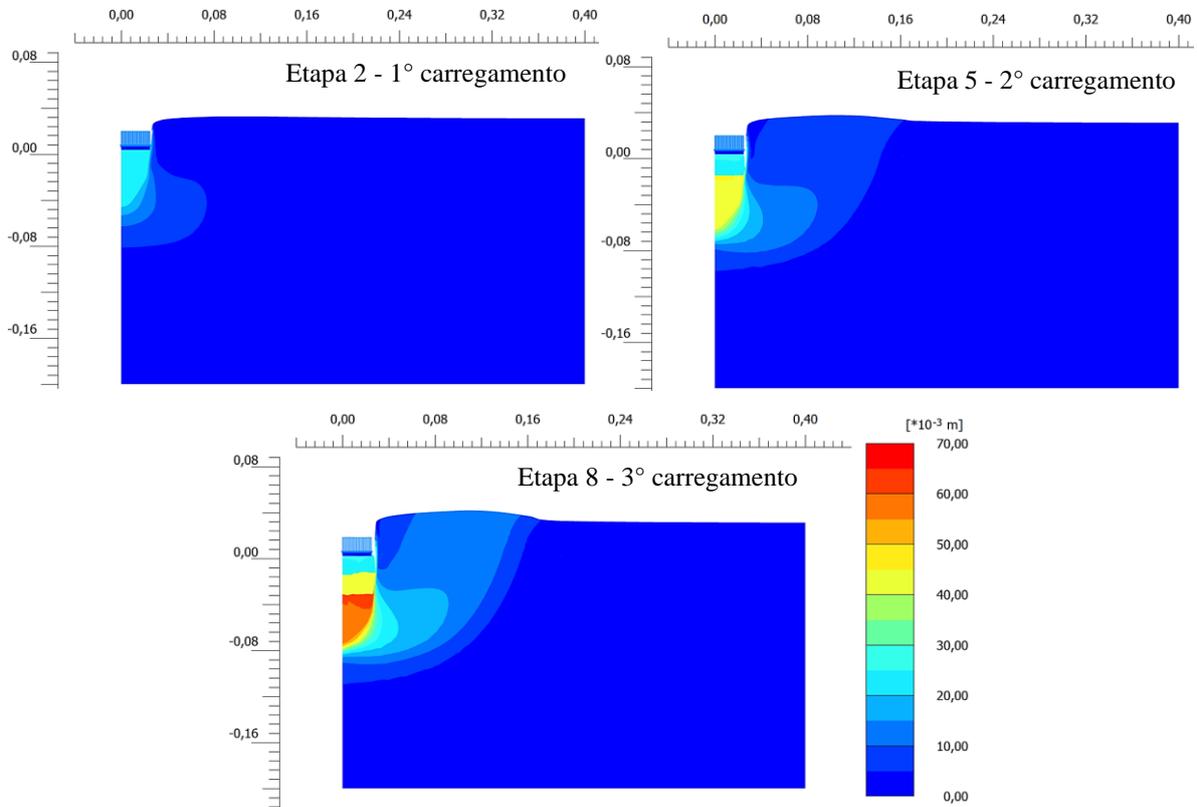


Figura 4.41: Deslocamentos acumulados na análise de Ferreira Jr. (1995) sem reforço – Aterro A.

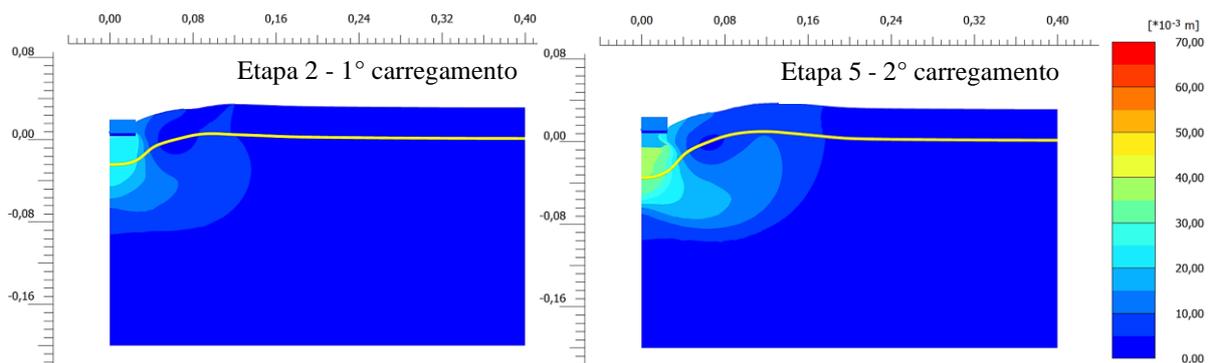


Figura 4.42: Deslocamentos acumulados na análise de Ferreira Jr. (1995) com reforço – Aterro A.

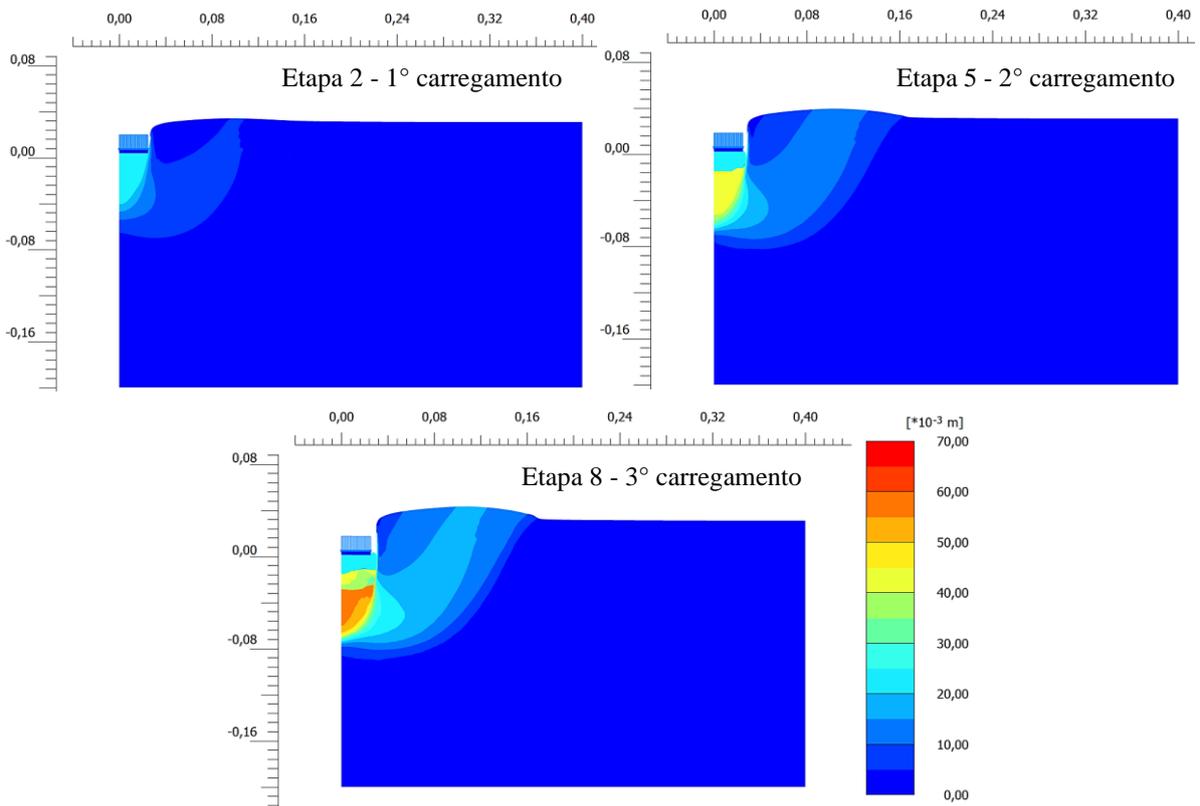


Figura 4.43: Deslocamentos acumulados na análise de Ferreira Jr. (1995) sem reforço – Aterro B.

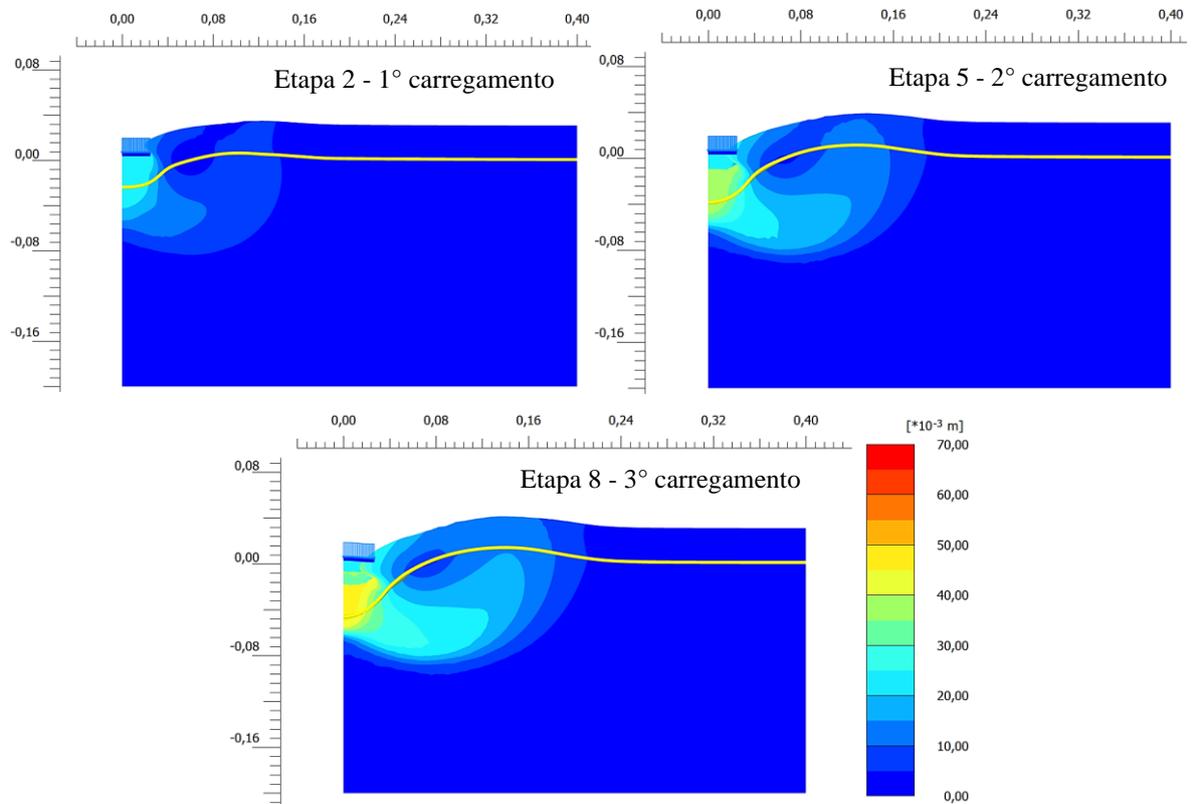


Figura 4.44: Deslocamentos acumulados na análise de Ferreira Jr. (1995) com reforço – Aterro B.

### 4.2.3 TENSÕES DE CISALHAMENTO NA ESTRADA

Na Figura 4.45 à Figura 4.48 estão apresentadas as tensões de cisalhamento encontradas a partir da modelagem numérica. Observou-se que nas análises dos ensaios reforçados as regiões de plastificação foram mais profundas e abrangentes, assim como abordado no tópico 4.1.3. Nas análises dos ensaios não reforçados, por sua vez, são indicadas tensões de cisalhamento relativas mais próximas de 1 nas camadas de aterro, principalmente no Aterro A, em função de sua maior rigidez.

Além disso, com a inclusão do reforço foi possível perceber o efeito de confinamento lateral do aterro fora da área carregada. Tomando como exemplo a Etapa 2 do ensaio sem reforço, nota-se que as tensões de cisalhamento relativas ( $\tau_{rel}$ ) atuantes na base do aterro B são da ordem de 0,75 para distâncias maiores do que 0,16 m (Figura 4.47), passando para valores de tensão notadamente inferiores no ensaio com reforço (Figura 4.48), como indicado pela predominância de cores mais frias nessa mesma região do aterro. Comportamento semelhante pode ser observado nas demais análises realizadas e em diferentes estágios de carregamento.

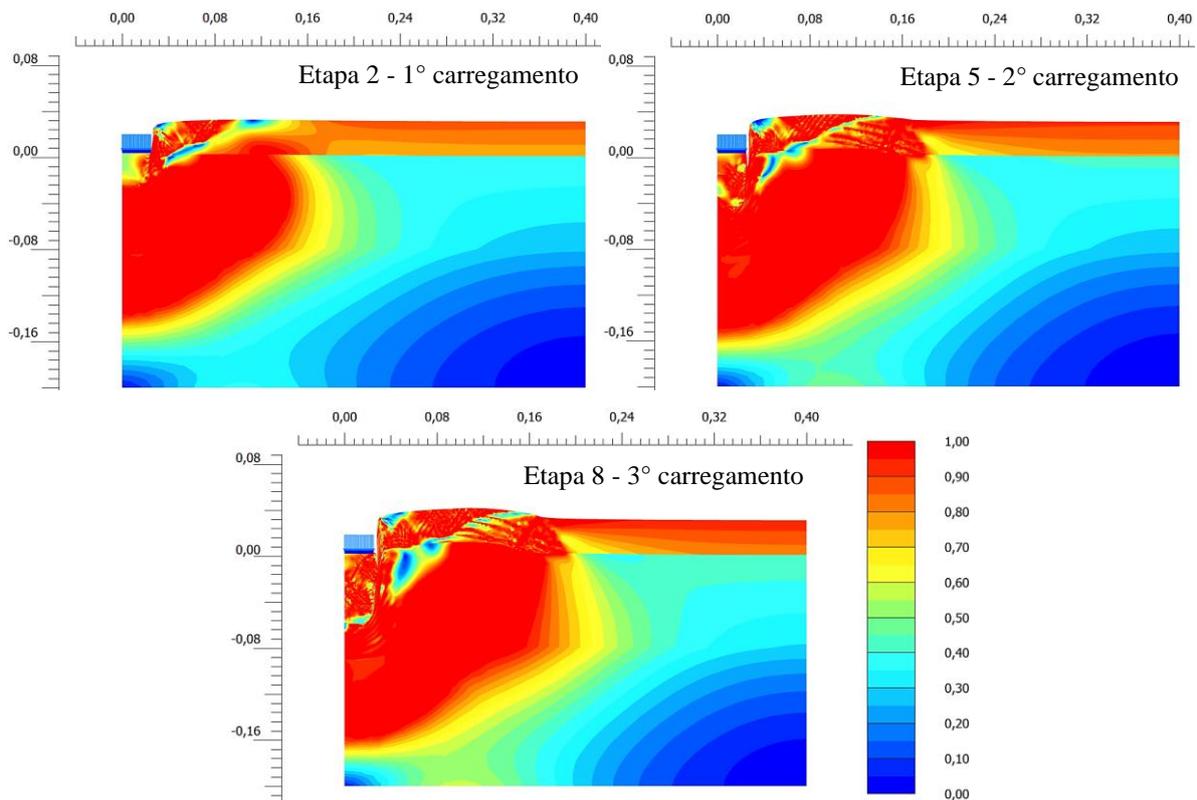


Figura 4.45: Tensão de cisalhamento relativa na análise de Ferreira Jr. (1995) sem reforço – Aterro A.

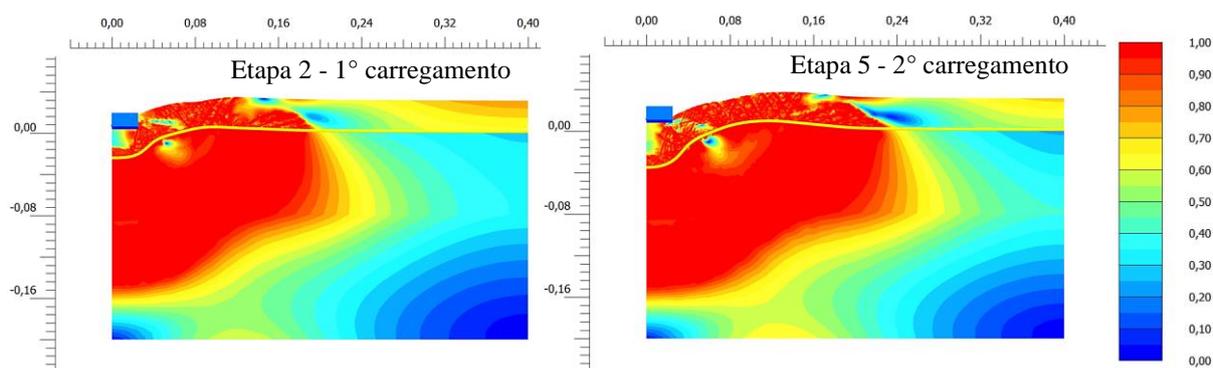


Figura 4.46: Tensão de cisalhamento relativa na análise de Ferreira Jr. (1995) com reforço – Aterro A.

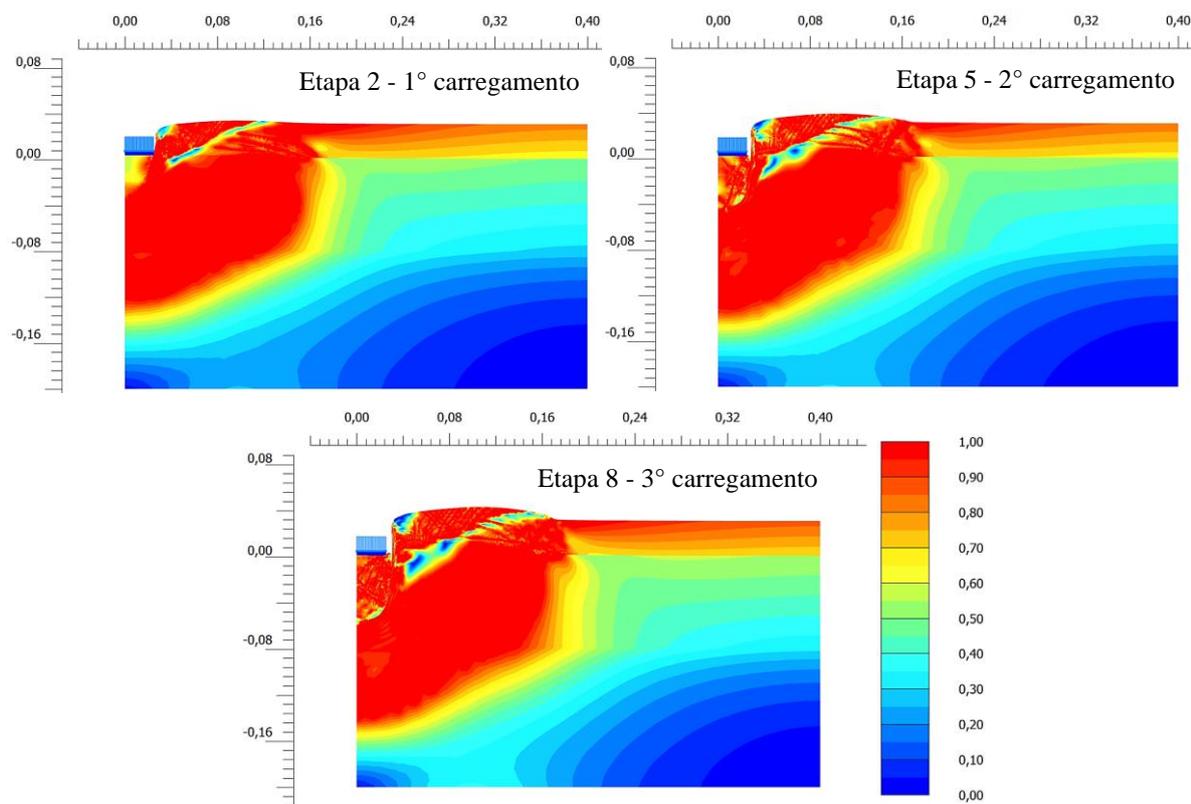


Figura 4.47: Tensão de cisalhamento relativa na análise de Ferreira Jr. (1995) sem reforço – Aterro B.

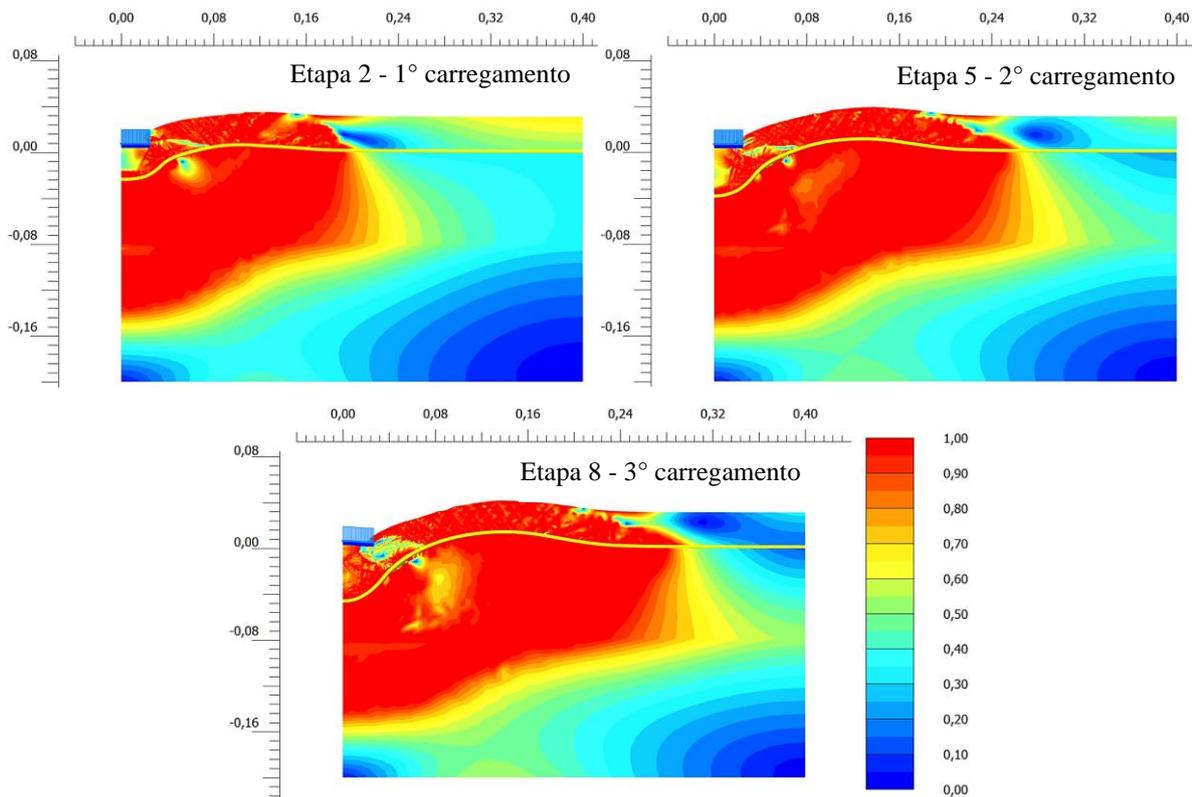


Figura 4.48: Tensão de cisalhamento relativa na análise de Ferreira Jr. (1995) com reforço – Aterro B.

#### 4.2.4 DEFORMAÇÃO NO REFORÇO

Tomando como base a análise do Aterro B, na qual foi possível atingir o afundamento definido para o terceiro e último carregamento, observa-se que a primeira manutenção superficial implicou o aumento da força axial máxima de 0,50 kN/m para 0,72 kN/m, da Etapa 2 (primeiro carregamento) para a Etapa 5 (segundo carregamento). Essa variação foi menos intensa da Etapa 5 para a Etapa 6, considerando o aumento de 0,72 kN/m para 0,78 kN/m. Conforme apresentado na Figura 4.49, a variação de força axial ao longo do reforço se mostrou crescente a cada fase de aplicação de carga. Por outro lado, durante as fases de remoção do carregamento foram observadas forças de menor magnitude, porém diferentes de zero no trecho mais deformado do reforço.

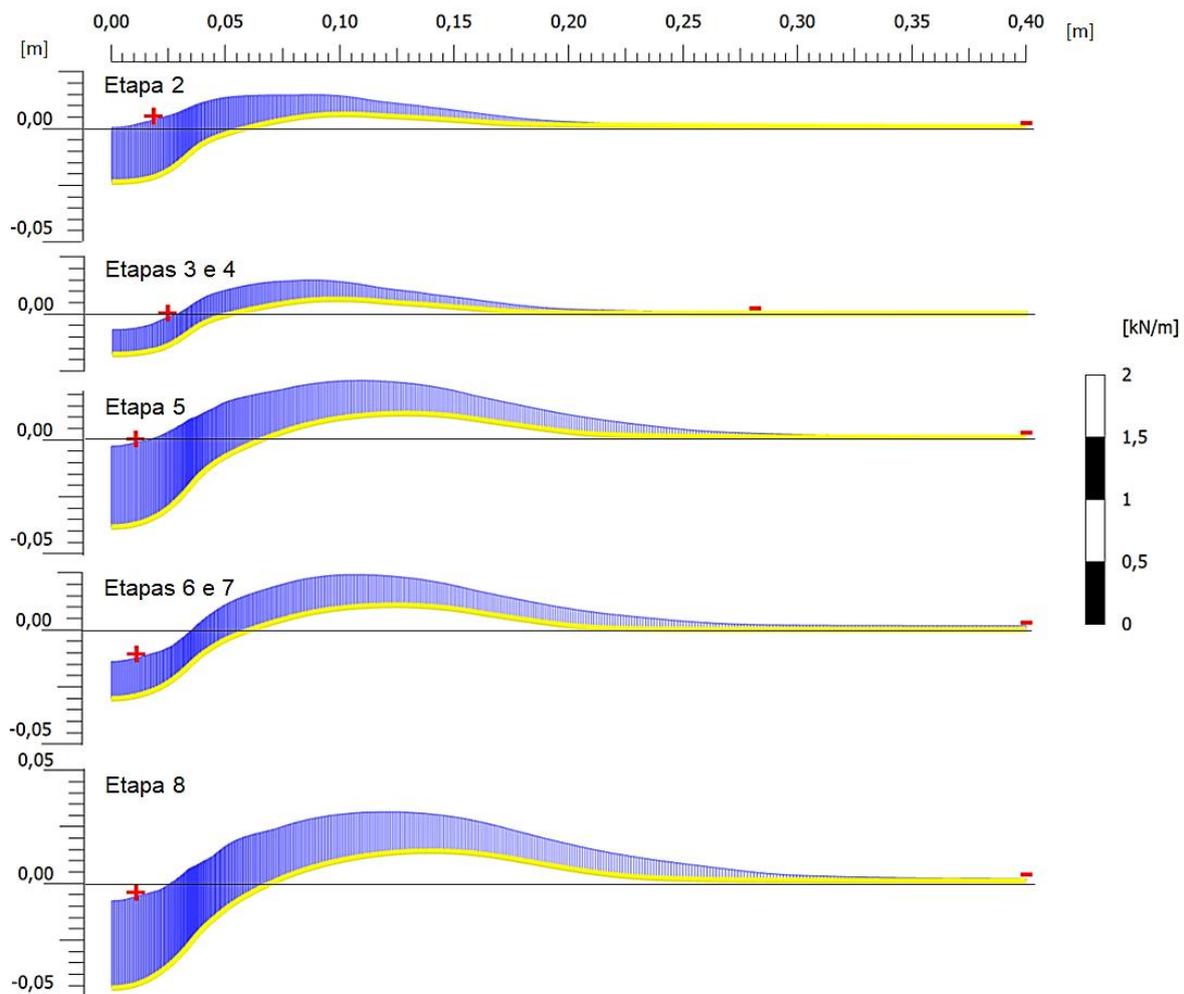


Figura 4.49: Força axial no geossintético - Aterro B.

Finalmente, a deformação foi calculada pela razão entre força axial e a rigidez à tração do geossintético, sendo apresentados, na Figura 4.50 e Figura 4.51, os valores obtidos ao longo do reforço. Os resultados foram semelhantes aos apresentados no tópico 4.1.4, em que as maiores deformações ocorrem no trecho de  $x/B$  inferior a 1,5 e os maiores valores de  $x/B$  alcançados ocorrem em estágios mais avançados do ensaio, principalmente nas análises do Aterro B, o que foi ressaltado na Figura 4.52. Em contrapartida, enquanto os efeitos do descarregamento foram percebidos até distâncias próximas de  $x/B$  igual a 2 na modelagem de Cunha (1991), na análise de Ferreira Jr. (1995) esses efeitos aparentam permanecer até distâncias ligeiramente superiores.

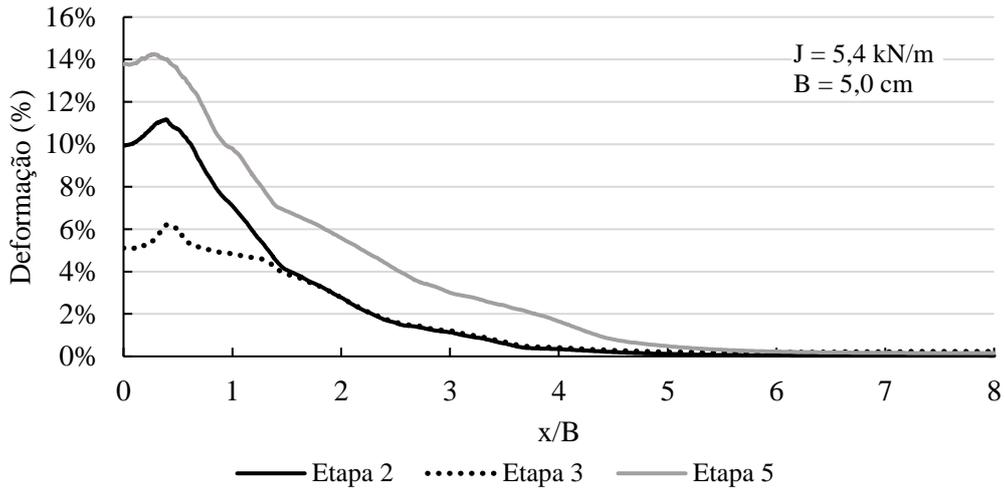


Figura 4.50: Deformação ao longo do reforço – Aterro A.

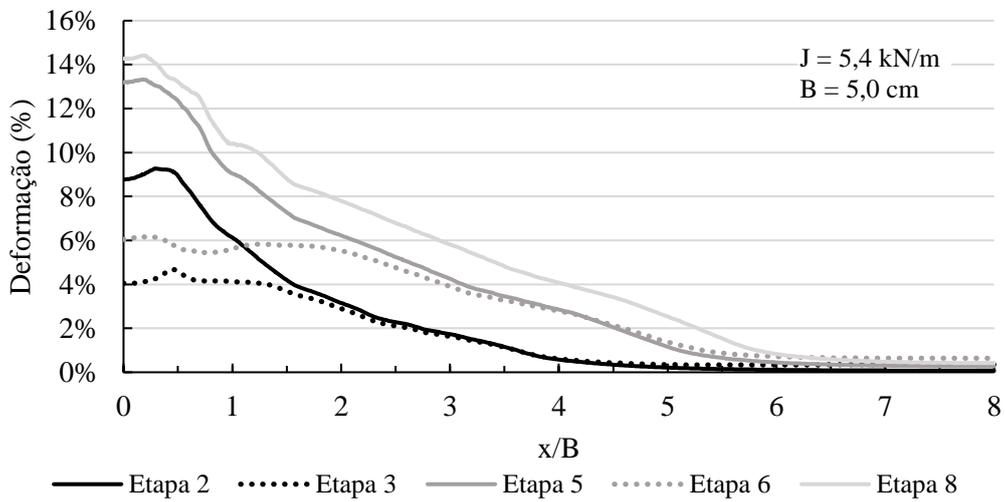


Figura 4.51: Deformação ao longo do reforço – Aterro B.

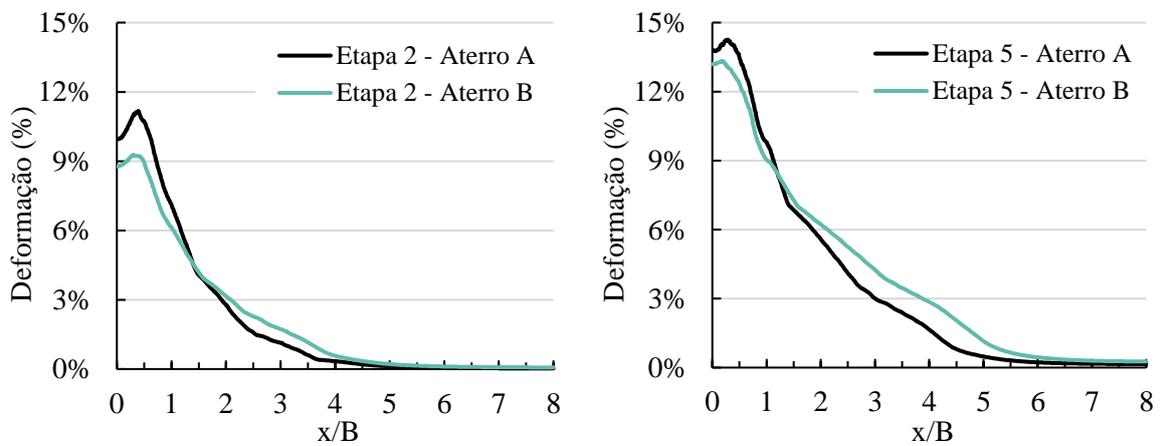


Figura 4.52: Deformação ao longo do reforço – comparação Aterros A e B.

#### 4.2.4.1 MODELO EMPÍRICO

Comparando as deformações obtidas ao final das simulações com as previsões do modelo empírico de Palmeira (1998), descrito pela Equação (2.1), observam-se resultados satisfatórios especialmente para as análises do Aterro B, que apresentaram diferenças abaixo de 1% com relação à previsão empírica, como apresentado na Figura 4.24. As variações referentes ao Aterro A também se mostraram adequadas, com valores por volta de 2%. Assim como nas análises de Cunha (1991), as fases de descarregamento apresentaram redução nos valores de  $S$  e de deformação atingidos nas respectivas etapas anteriores, além de apresentarem valores de  $\lambda$  próximos ao esperado, de acordo com a Equação (2.2).

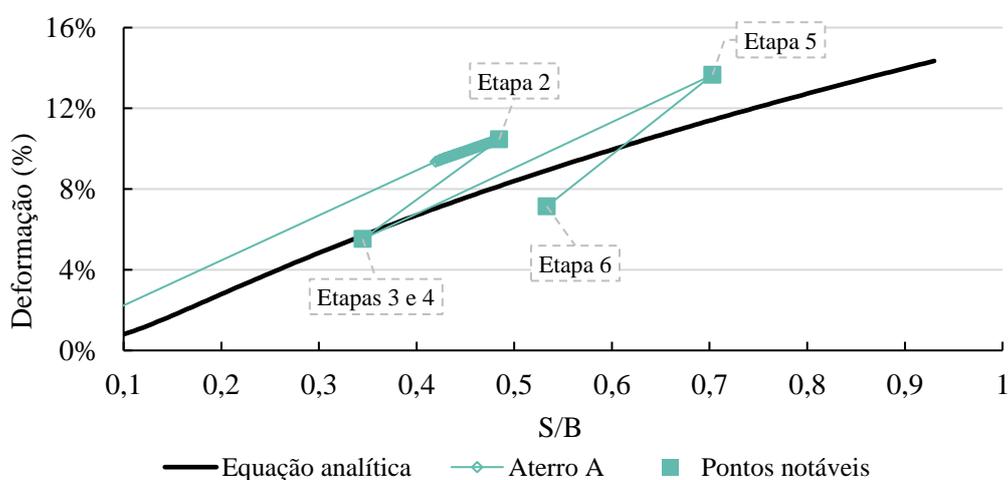


Figura 4.53: Deformação no reforço ao final das etapas – Aterro A.

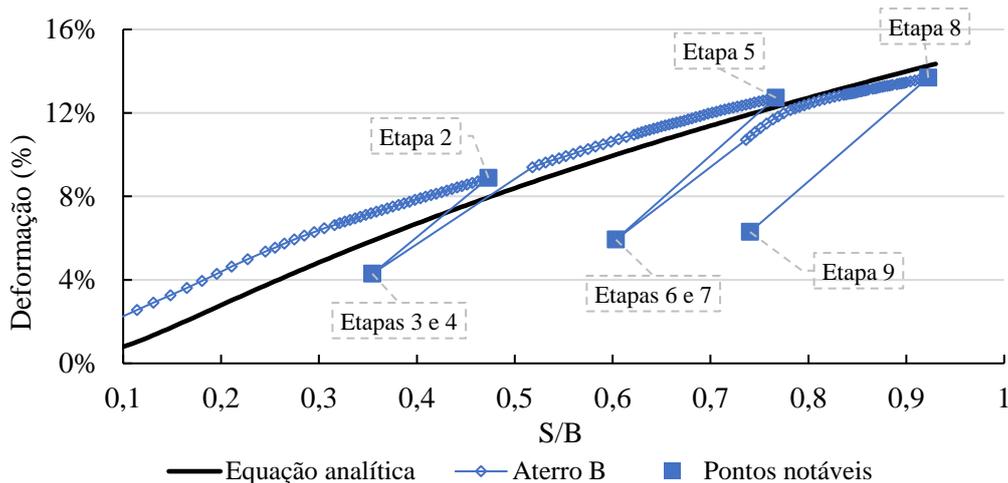


Figura 4.54: Deformação no reforço ao final das etapas – Aterro B.

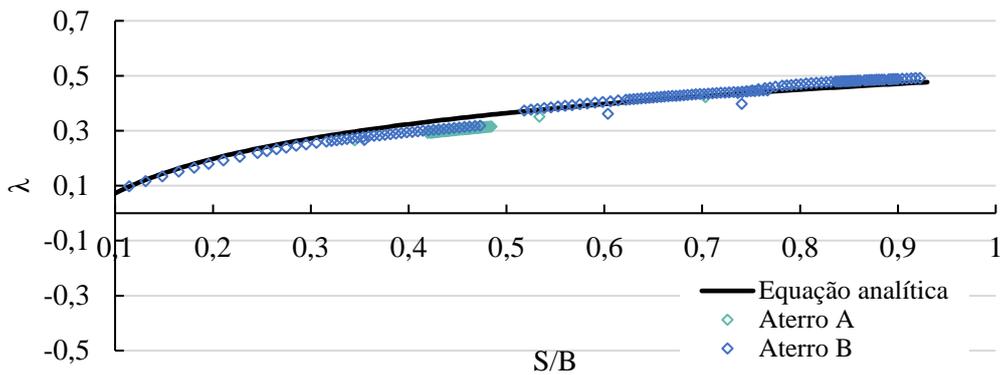


Figura 4.55: Coeficiente  $\lambda$  da solução empírica – Aterros A e B.

#### 4.2.5 TENSÕES DE CISALHAMENTO NA INTERFACE DO REFORÇO

As tensões de cisalhamento ( $\tau_1$ ) referentes à interface aterro-geossintético (acima do reforço) e geossintético-subleito (abaixo do reforço) são apresentadas da Figura 4.56 à Figura 4.59. Observou-se que as análises do Aterro B apresentaram maior regularidade de comportamento, enquanto as análises do Aterro A foram marcadas por um comportamento mais instável, assim como verificado na modelagem dos ensaios de Cunha (1991) e na pesquisa de Burd (1995). Vale ressaltar que neste último trabalho foram adotadas tensões médias, conforme indicado na Figura 2.5, e não foram estudados ciclos de descarregamento.

Conforme exposto na Figura 4.59, referente à interface geossintético-subleito na análise do Aterro B, o trecho inicial do gráfico apresentou valores de  $\tau_1$  positivos na Etapa 3, o que também foi observado na análise do Aterro A (Figura 4.58), possivelmente em função da redução de deformação no reforço nessa região. Além disso, nota-se que o segundo estágio de descarregamento (Etapa 6) apresentou tendência similar ao primeiro (Etapa 3), no entanto com tensões mais abrangentes no trecho final e de maior valor no trecho inicial, o que condiz com os maiores afundamentos atingidos nessa fase. Nas etapas de carregamento, por sua vez, os resultados foram semelhantes ao anteriormente apresentado.

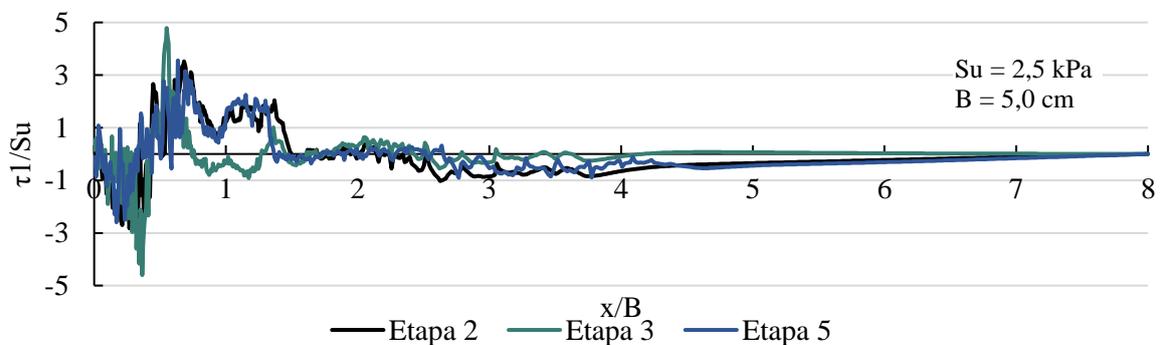


Figura 4.56: Tensões de cisalhamento na parte superior do reforço – Aterro A.

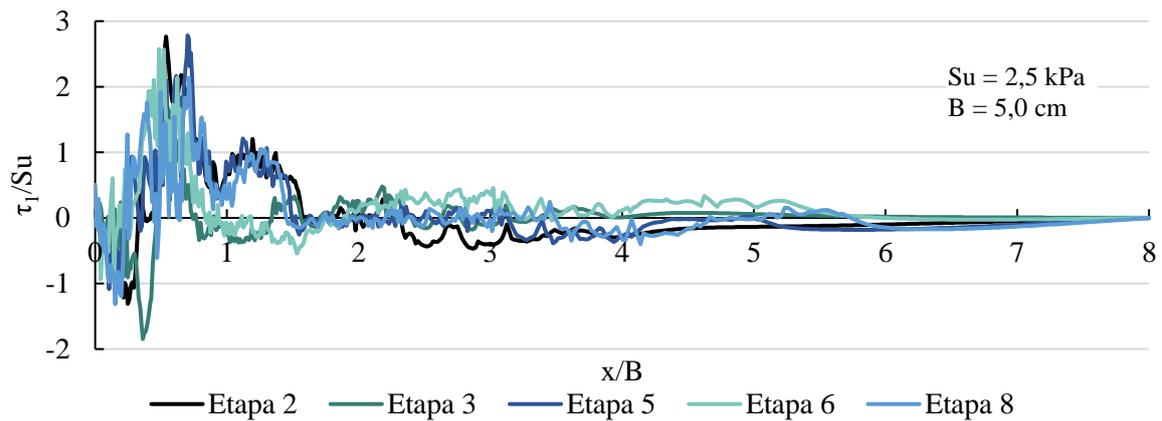


Figura 4.57: Tensões de cisalhamento na parte superior do reforço – Aterro B.

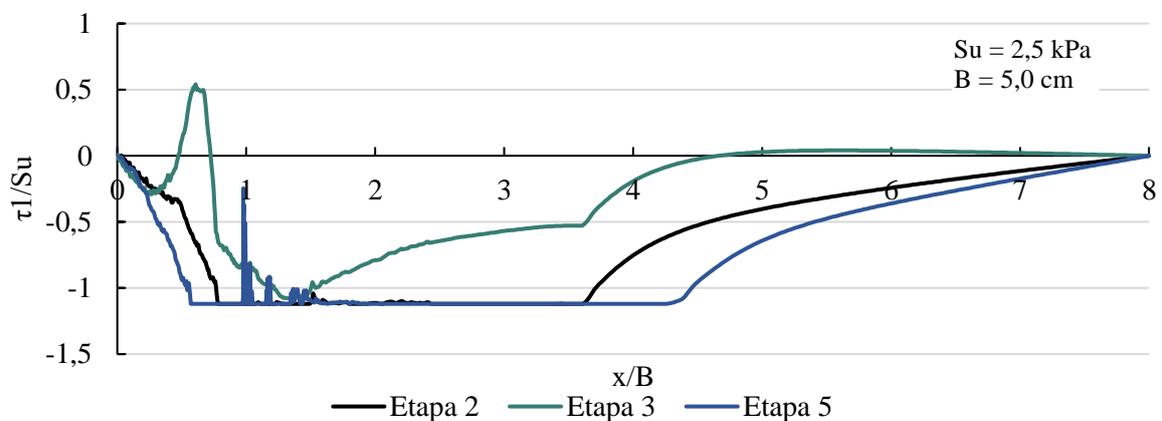


Figura 4.58: Tensões de cisalhamento na parte inferior do reforço – Aterro A.

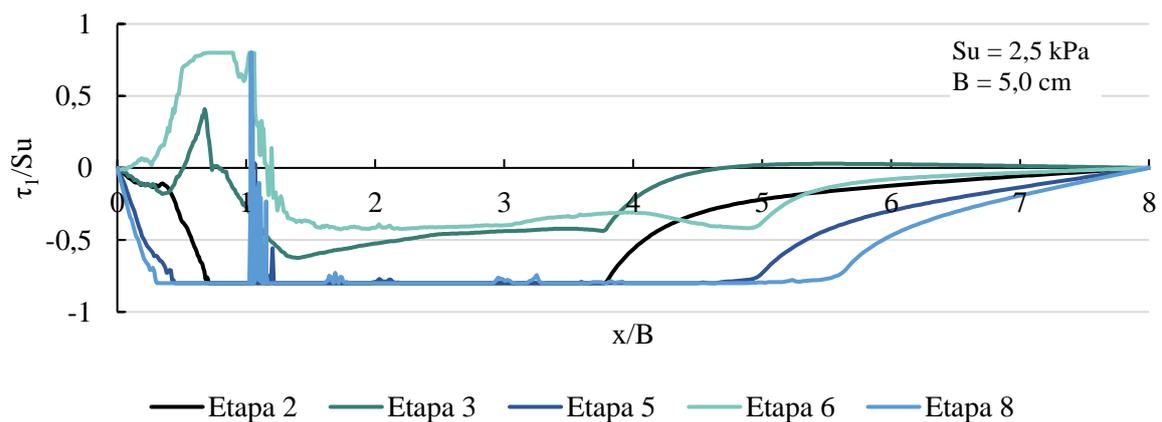


Figura 4.59: Tensões de cisalhamento na parte inferior do reforço – Aterro B.

### 4.3 AVALIAÇÃO DA DEFORMAÇÃO NO REFORÇO

#### 4.3.1 ANÁLISES PARAMÉTRICAS

Nesse tópico serão apresentadas análises paramétricas variando a altura de aterros de diferentes competências, visando estudar a influência desses fatores na deformação provocada no reforço.

De acordo com Ferreira Jr. (1995), verificou-se que a presença do geossintético perde influência com o aumento da altura do aterro, uma vez que seu nível de sollicitação é reduzido, necessitando de elevada rigidez para permanecer dominante no sistema. Essa avaliação foi realizada pelo autor com base nos deslocamentos observados na camada de subleito. Na presente pesquisa, percebeu-se que a altura do aterro e a rigidez dessa camada influenciaram a deformação no reforço de forma semelhante ao ocorrido nos ensaios de laboratório.

As análises realizadas para ambos os aterros (A e B) indicaram menores níveis de deformação, após o segundo carregamento, nos ensaios com aterros de maior altura, conforme apresentado na Figura 4.60 e na Figura 4.61, referentes ao Aterro B. Ademais, no aterro de maior altura (60 mm) foram observadas deformações mais concentradas em regiões próximas ao carregamento aplicado e com valores ligeiramente superiores aos das análises do aterro de 30 mm.

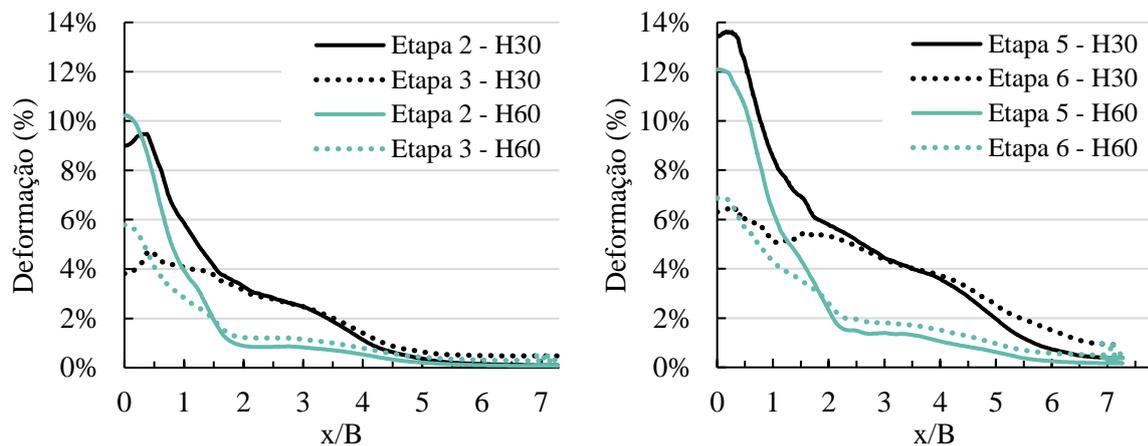


Figura 4.60: Deformação ao longo do reforço para diferentes alturas de aterro – Cunha (1991) - Aterro B.

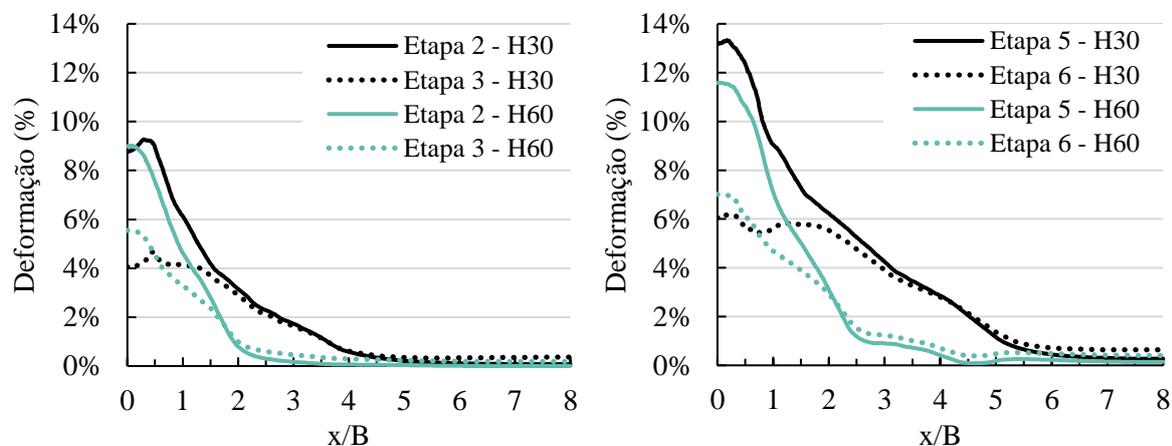


Figura 4.61: Deformação ao longo do reforço para diferentes alturas de aterro – ensaio de Ferreira Jr. (1995) - Aterro B.

### 4.3.2 COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS EMPÍRICOS E NUMÉRICOS

Com relação à Equação (2.1), proposta por Palmeira (1998), a comparação dos resultados numéricos e empíricos encontra-se na Figura 4.62 e Figura 4.63. Observam-se comportamentos semelhantes entre análises com diferentes alturas de aterro, indicando que essa alteração é compensada pela variação do valor do recalque máximo na superfície do subleito (S), o qual se mostra menor para aterros de maior altura. Portanto, esse parâmetro é considerado indiretamente na solução empírica. É importante ressaltar que esses resultados reforçam as linhas de tendências distintas entre as etapas de carregamento e de descarregamento (não prevista pela solução empírica).

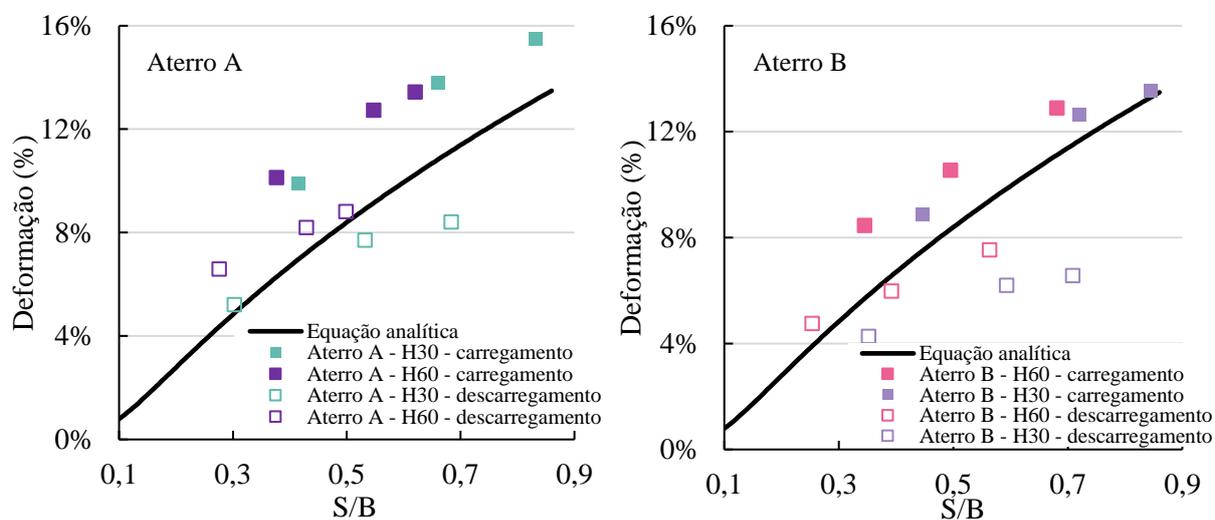


Figura 4.62: Deformação no reforço ao final das etapas das análises de Cunha (1991).

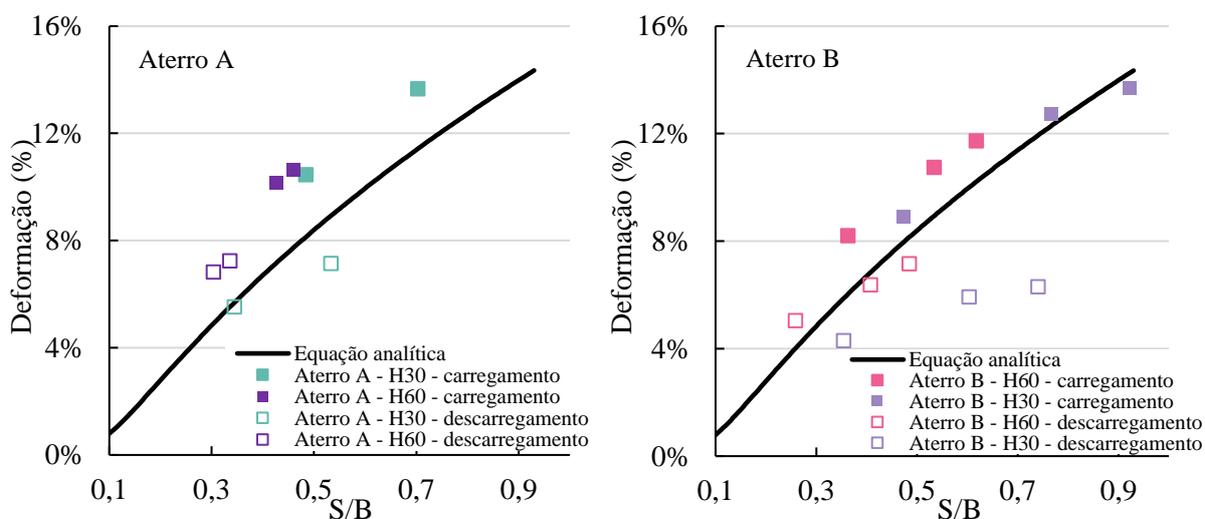


Figura 4.63: Deformação no reforço ao final das etapas das análises de Ferreira Jr. (1995).

Quanto à Equação (2.2), esta se mostrou válida para todos os casos simulados, bem como todas as fases de carregamento. Na Figura 4.64 é apresentada uma comparação de resultados tendo como referência não somente os valores correspondentes aos estágios finais de carregamento, mas também a resultados de etapas intermediárias obtidos pela ferramenta *Cross section curves* do PLAXIS 2D. Nota-se que as maiores dispersões ocorrem para o Aterro B de maior altura do ensaio de Cunha (1991).

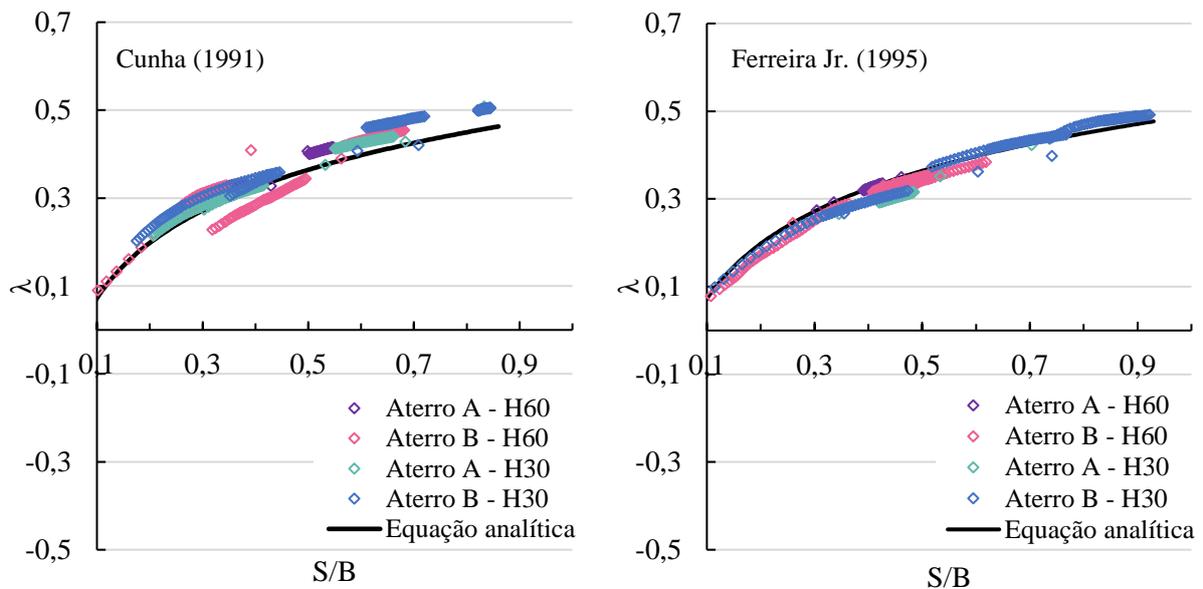


Figura 4.64: Coeficiente  $\lambda$  da solução empírica – Aterros A e B.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões da pesquisa, bem como as sugestões para trabalhos futuros.

### 5.1 CONCLUSÕES

No presente trabalho buscou-se confirmar, via modelagem numérica, a influência das manutenções superficiais no desempenho mecânico de estradas não pavimentadas com e sem reforço geossintético. O estudo consistiu em retroanálises dos modelos físicos de Cunha (1991) e Ferreira Jr. (1995), além de análises paramétricas para avaliar a influência da altura e rigidez da camada de aterro especificamente na deformação no reforço, tendo em vista sua difícil obtenção em laboratório.

Observou-se, por meio de gráficos de tensão e deslocamento na base das placas de carregamento, que as análises realizadas com a ferramenta de controle de deformações denominada *Updated mesh* se mostraram mais adequadas para representação do problema. Isso se tornou mais evidente nos resultados dos ensaios com reforço, sendo esse efeito potencializado a cada manutenção superficial aplicada. Tendo como base os valores finais de capacidade de carga obtidos para o segundo carregamento dos ensaios experimentais com reforço, ou seja, após a primeira manutenção superficial, foram encontradas variações da ordem de 45-59% para as análises convencionais e de 2-10% para as análises com *Updated mesh*. No estágio após a segunda manutenção (terceiro carregamento), as análises foram realizadas apenas com a opção *Updated mesh* e indicaram diferenças de 6-19% nos casos reforçados, sendo as maiores variações referentes ao ensaio de Cunha (1991).

Na simulação dos ensaios de Cunha (1991), especialmente nas análises sem reforço do Aterro B, a rigidez retirada da curva de tensão-deslocamento supracitada foi superestimada na etapa após a primeira manutenção, o que foi atribuído a um comportamento de afofamento do material do aterro que não é reproduzido pelo modelo constitutivo adotado. Por outro lado, na modelagem dos ensaios de Ferreira Jr. (1995), nota-se que as análises do Aterro A foram subestimadas nesse mesmo estágio de carregamento, tal como concluído por Pimentel (2007), a qual utilizou um valor ainda maior de módulo de elasticidade para o material do aterro.

Em suma, a simulação dos carregamentos aplicados durante o período de construção das estradas faz com que o reforço seja tracionado antes mesmo do início de sua operação, aumentando o efeito membrana e de confinamento lateral.

Os deslocamentos na estrada foram representados pela opção de “soma de deslocamentos de fases” do PLAXIS 2D, em vez da opção de “deslocamentos totais”, presente em diversos softwares de modelagem numérica. Desse modo, observa-se que os maiores deslocamentos não ocorrem na superfície, mas na região sobre a placa rígida submetida ao primeiro carregamento aplicado. A partir dessa forma de análise, também foi verificado que, durante as etapas de descarregamento, o alívio de tensões no aterro é mais acentuado nas análises com reforço, fazendo com que, nesses casos, os deslocamentos acumulados sejam menores do que nas análises sem reforço.

As tensões de cisalhamento nas interfaces entre materiais, sobretudo na interface aterro-geossintético, apresentaram comportamentos instáveis ao longo do reforço, o que também foi verificado no trabalho de Burd (1995). Quanto à interface geossintético-subleito, foi possível observar que as tensões atuam sobre uma parcela mais extensa do geossintético a cada afundamento realizado. Ademais, nas etapas de descarregamento as tensões de cisalhamento inverteram de sentido em determinado trecho, possivelmente em função do relaxamento do reforço que ocorre nesse estágio.

No caso do ensaio de Cunha (1991), foi possível ainda comparar a quantidade de material utilizado nas restaurações segundo os trabalhos numérico e experimental. Em geral, os valores encontrados na presente pesquisa foram inferiores aos obtidos em laboratório, chegando-se a um erro relativo médio de 33%, o que foi atribuído à simplificação de geometria das manutenções superficiais, necessária para convergência das análises, e a um possível adensamento parcial do solo de subleito nos ensaios com modelos físicos.

Com relação às análises paramétricas realizadas, notou-se que os aterros de maior altura proporcionaram menores deformações no reforço quando da aplicação do segundo carregamento, assim como observado nos resultados experimentais. Nesses casos, as deformações também se concentraram em regiões mais próximas à placa de carregamento. Além disso, nas etapas de aplicação do carregamento a previsão empírica de Palmeira (1998) se mostrou mais coerente com as deformações encontradas via modelagem numérica, independentemente da altura do aterro adotada.

## **5.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS**

Como sugestões para continuidade da linha de pesquisa, recomenda-se:

- Comparar os resultados obtidos a partir de modelos físicos submetidos a carregamento cíclico e pela metodologia apresentada no presente trabalho;

- Simular, em escala real, o processo construtivo de uma estrada não pavimentada dimensionada por diferentes métodos presentes na literatura;
- Simular situações em que o carregamento superficial seja axissimétrico;
- Simular situações em que o solo de subleito esteja na condição não saturada;
- Simular o desenvolvimento das poropressões da camada de solo mole ao longo de cada carregamento e comparar com os resultados de laboratório;
- Avaliar a viabilidade e possíveis benefícios decorrentes da aplicação da metodologia apresentada utilizando o software ABAQUS, de modo que o processo de definição da geometria de manutenção seja substituído pela ferramenta existente no programa para importação da malha deformada (*Part2DGeomFrom2DMesh*);
- Utilizar outro método de modelagem numérica, como o Método dos Pontos Materiais ou o Método de Diferenças Finitas, visando modelar as manutenções superficiais com geometrias mais próximas da realidade sem que haja comprometimento da convergência das análises.

## REFERÊNCIAS

- ANTUNES, L.G.S. (2008). Reforço de Pavimentos Rodoviários com Geossintéticos. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM- 166/08, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 158 p.
- BAESSO & GONÇALVES. (2003). Estradas Rurais - Técnicas Adequadas de Manutenção. DER, Florianópolis, SC, 204 p.
- BATHE, K.J. (1982). Finite element procedures in engineering analysis. Prentice-Hall, New Jersey, 735 p.
- BURD, H.J. (1986). A large displacement finite element analysis of a reinforced unpaved road. PhD Thesis, University of Oxford, Oxford, England.
- BURD, H.J. (1995). Analysis of membrane action in reinforced unpaved roads. Canadian Geotechnical Journal, 32: 946–956.
- BURNINGHAM, S. & STANKEVICH, N. (2005). Why road maintenance is important and how to get it done. Transport Notes Series, No. TRN 4. World Bank, Washington, DC, 9 p.
- CALVARANO, L.S., LEONARDI, G. & PALAMARA, R. (2017). Finite Element Modelling of Unpaved Road Reinforced with Geosynthetics. Transportation Geotechnics and Geocology, Saint Petersburg, Russia, 189: 99–104.
- CALVARANO, L.S., ROCCO PALAMARA, GIOVANNI LEONARDI & NICOLA MORACI. (2016). Unpaved road reinforced with geosynthetics. Elsevier, 158: 296–301.
- CHAMORRO, M.A. (2012). Development of a Sustainable Management System for Rural Road Networks in Developing Countries. PhD Thesis, University of Waterloo, Waterloo, Ontario, Canada, 202 p.
- CNT. (2021). Pesquisa CNT de rodovias. Confederação Nacional dos Transportes, Brasília, DF, 233 p.
- CUNHA, M.G. (1991). Estudo do Comportamento de Estradas Vicinais Reforçadas com Geotêxtil Através de Modelos Físicos. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-001A/91, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 130 p.
- DESHMUKH, S., DEORE, K., PATIL, P. & POTALE, S. (2020). Review on application and

- functions of Geosynthetics in development of Roadway. *International Journal of Disaster Recovery and Business Continuity*, 11(3): 2301–2309.
- FERREIRA. (2004). Uma Aplicação Comparativa de Métodos de Avaliação das Condições Superficiais de Estrada não-Pavimentada. Dissertação de Mestrado, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, SP, 222 p.
- FERREIRA JR., L.G.F. (1995). Estudo da Influência do Reforço (Geotêxtil) nos Mecanismos de Deformação e Ruptura de Estradas não Pavimentadas através de Modelos Físicos. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-021A/95, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 181 p.
- FREITAS, R.A.S. de. (2003). Comportamento de Geotêxteis como Filtro em Resíduos Fosfóssos e Lama Vermelha. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 131 p.
- GIROUD, J. & NOIRAY, L. (1981). Geotextile-reinforced unpaved road design. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 107(GT9): 1233– 1254.
- GIROUD, J.P. & HAN, J. (2004). Design method for geogrid-reinforced unpaved roads. I. development of design method. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 130(8): 775–786.
- GÓNGORA, I.A.G. (2011). Utilização de Geossintéticos como Reforço de Estradas não Pavimentadas: Influência do Tipo de Reforço e do Material de Aterro. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-190/11, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 86 p.
- GÓNGORA, I.A.M.G. (2015). Estradas não Pavimentadas Reforçadas com Geossintéticos: Influência de Propriedades Físicas e Mecânicas do Reforço. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-105/15, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 96 p.
- HANA, J. & THAKUR, J.K. (2015). Sustainable roadway construction using recycled aggregates with geosynthetics. *Sustainable Cities and Society*, 14(1): 342–350.
- HEGDE, A.M. & PALSULE, P.S. (2020). Performance of Geosynthetics Reinforced Subgrade Subjected to Repeated Vehicle Loads: Experimental and Numerical Studies. *Frontiers in Built Environment*, 6: 1–11.
- HOULSBY, G.T. & JEWELL, R.A. (1990). Design of reinforced unpaved roads for small rut

- depths. International Conference of Geosynthetics, Hague, Netherlands, 1: 171–176.
- IGS. (2017). Geosynthetics Functions. International Geosynthetics Society. Disponível em: <<https://www.igs-uk.org/wp-content/uploads/2017/03/Functions>>. Acesso em: 04 jan. 2021.
- IPR. (2005). Manual de conservação rodoviária. Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Rio de Janeiro, RJ, 564 p.
- JEWELL, R.A. (1996). Soil Reinforcement with Geotextiles. Thomas Telford, London, UK, 332 p.
- JOHN, N.W.M. (1987). Geotextiles. Blackie & Sons, London, England, 346 p.
- LABUZ, J.F. & ZANG, A. (2012). Mohr-Coulomb failure criterion. Rock Mechanics and Rock Engineering, 45(6): 975–979.
- LAI, F., CHEN, F. & LI, D. (2018). Bearing Capacity Characteristics and Failure Modes of Low Geosynthetic-Reinforced Embankments Overlying Voids, 18(8): 1–13.
- LENG, J. & GABR, M.A. (2002). Characteristics of geogrid-reinforced aggregate under cyclic load. Transportation Research Record, 1786(1): 29–35.
- LOVE, J.P. (1984). Model testing of geogrids in unpaved roads. PhD Thesis, University of Oxford, Oxford, England.
- LOVE, J.P., BURD, H.J., MILLIGAN, G.W.E. & HOULSBY, G.T. (1987). Analytical and model studies of reinforcement of a layer of granular fill on a soft clay subgrade. Canadian Geotechnical Journal, 24(4): 611–622.
- MEHTA, S. & SHAH, M. V. (2021). Analysis of Geogrid Reinforced Sub-Base Under Grade Slab for Different Material Stacking Condition by Numerical Modelling 8(7): 166–172.
- MILLIGAN, G.W.E., JEWELL, R.A. & HOULSBY, G.T. (1989). A new approach to the design of unpaved roads I. Ground Engineering, 22(3): 25–29.
- NUÑES, J.F.J. (2015). Contribuições ao Estudo do Comportamento de Estradas não Pavimentadas com e sem Reforço Geossintético por meio de Análises Numéricas. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-258/15, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- ODA. (1995). Caracterização de uma Rede Municipal de Estradas não-Pavimentadas. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, 176 p.

- PALMEIRA, E.M. (1998). Geosynthetic Reinforced Unpaved Roads on Very Soft Soils: Construction and Maintenance Effects. Sixth International Conference on Geosynthetics, 885–890.
- PALMEIRA, E.M. (2018). Geossintéticos em geotecnia e meio ambiente. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 294 p.
- PALMEIRA, E.M. & CUNHA, M.G. (1993). A study of the mechanics of unpaved roads with reference to the effects of surface maintenance. *Geotextiles and Geomembranes*, 12(2): 109–131.
- PATIL, V.N., CHORE, H.S. & SAWANT, V.A. (2020). Numerical analysis of reinforced embankment slopes made up of pozzolanic waste materials. *International Journal of Geo-Engineering*, 11:19.
- PEARSON, D. (2011). Deterioration and Maintenance of Pavements. *Repair and Maintenance of Unpaved Roads*. pp. 203-211.
- PERKINS, S.W. & ISMEIK, M. (1997). A synthesis and evaluation and geosynthetic-reinforced base layers in flexible pavements: part I. *Geosynthetics International*, 4(6): 549–604.
- PIMENTEL, K.C.A. (2007). Estradas não-Pavimentadas e Ferrovias Reforçadas com Geossintéticos. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-042/07, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 293 p.
- PLAXIS. (2021). PLAXIS - CONNECT EDITION V21.01 - Reference Manual.
- SAAD, B., MITRI, H. & POOROOSHASB, H. (2006). 3D FE analysis of flexible pavement with geosynthetic reinforcement. *Journal of Transportation Engineering*, 132(5): 402–415.
- SANTOS, A.R., PASTORES, E.L., JÚNIOR, F.A. & CUNHA, M.A. (2019). Estradas Vicinais de Terra: Manual Técnico para Conservação e Recuperação. Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo - IPT, São Paulo, SP, 171 p.
- SUDARSANAN, N., KARPURAPU, R. & AMIRTHALINGAM, V. (2015). The use of natural geotextiles in reinforcing the Unpaved roads. 6th International Geotechnical Symposium on Disaster Mitigation in Special Geoenvironmental Conditions, Chennai, India, 21–23.
- TABORDA, D.M.G., PEDRO, A.M.G. & PIRRONE, A.I. (2022). Computers and Geotechnics A state parameter-dependent constitutive model for sands based on the Mohr-Coulomb

failure criterion. *Computers and Geotechnics*, 148: 1–16.

TANG, X., CHEHAB, G.R. & PALOMINO, A. (2008). Evaluation of geogrids for stabilising weak pavement subgrade. *International Journal of Pavement Engineering*, 9(6): 413–429.

ZORNBERG, J.G. (2017). Functions and applications of geosynthetics in roadways. *Transportation Geotechnics and Geoecology*, Saint Petersburg, Russia, 189: 298–306.