

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

**ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE
ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS APÓS MANUTENÇÕES
SUPERFICIAIS**

CAMILA PATRÍCIA JERONYMO PINTO

**ORIENTADOR: ENNIO MARQUES PALMEIRA
COORIENTADOR: JUAN FELIX RODRIGUEZ REBOLLEDO**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM-407/2024

BRASÍLIA/ DF: 28/MAIO/2024

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

**ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE
ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS APÓS MANUTENÇÕES
SUPERFICIAIS**

CAMILA PATRÍCIA JERONYMO PINTO

**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)
(COORDINADOR)

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

LILIAN RIBEIRO DE REZENDE, DSc (Universidade Federal de Goiás)
(EXAMINADORA EXTERNA)

DATA: BRASÍLIA/DF, 28 de maio de 2024.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, quero agradecer a Deus e a Nossa Senhora por terem me permitido chegar até aqui. À minha família, meu muito obrigada por todo o apoio afetivo, emocional. Aos meus pais, por todo suporte de família, por toda a educação recebida e por todos os ensinamentos sobre o que realmente importa na vida. À minha irmã, pela torcida pelo meu sucesso, ainda que de longe. Um agradecimento em especial à minha mãe, pelas conversas e apoio, a minha admiração pela pessoa que é, por entender que esse período não é simples e por sempre ter sido a minha inspiração na vida acadêmica.

Obrigada aos meus amigos de João Pessoa, em especial Mari, Gabi, Leka e Ariane, que me acompanharam e ouviram meus desabafos inúmeras vezes. À Silvana, que eu considero minha família em Brasília, obrigada por ter sido tão presente e por transmitir tanta alegria. À Felipe, por ter acompanhado de perto todo o meu avanço e ter me compreendido e apoiado em todos os momentos, obrigada por ter clareado e facilitado a minha vida. À Jayana, por todo o suporte psicológico.

Obrigada também aos meus amigos de Brasília, em especial Anna, Bia e Bruno, vocês foram a parte mais linda do meu mestrado, obrigada por toda diversão, apoio, saídas, risadas, desabafos e escutas. Meu agradecimento à minha eterna sala 7 e aos agregados (Rodrigo, João, Paulo e Raul), obrigada por terem tornado essa pós-graduação mais leve e por sempre terem se disponibilizado para me ajudar. Àqueles amigos que não estão em João Pessoa ou Brasília, mas que também fizeram parte disso, obrigada.

Meu agradecimento e admiração pelo meu orientador Ennio, sempre muito educado, solícito, disponível, positivo e com um imenso conhecimento técnico. Também estendo esse agradecimento e admiração ao meu coorientador Juan. Foi um grande prazer trabalhar com ambos.

Meu agradecimento à Universidade de Brasília, em especial ao SG-12. E por fim, à CAPES por todo o apoio financeiro.

ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS APÓS MANUTENÇÕES SUPERFICIAIS

RESUMO

As estradas não pavimentadas são vias importantes que muitas vezes ligam áreas urbanas às rurais. Os geossintéticos são materiais de reforço que são utilizados nessas estradas a fim de gerar, por exemplo, uma melhor capacidade de suporte da estrutura, menos deformações, melhor distribuição e transferência de tensões. A melhora no desempenho mecânico faz com que realizar manutenções superficiais seja menos necessário e assim os custos relativos às reparações diminuem a longo prazo. Quando se fala em reforço, os tipos de geossintéticos mais aplicados são as geogrelhas e geotêxteis. Análises numéricas para prever certos comportamentos da estrutura são eficientes e capazes de estudar previamente o benefício na utilização desse material de reforço. A presente pesquisa se resume em simulações numéricas de uma estrada não pavimentada sob carregamento cíclico. A estrutura é formada por uma camada de aterro, uma de subleito e em dois, dos três, casos analisados o geossintético foi colocado na interface aterro-subleito. Manutenções superficiais também foram realizadas e analisadas. A metodologia utilizada foi baseada no Método da Degradação da Rigidez e o *software* utilizado é baseado no Método dos Elementos Finitos. Comparações entre os resultados numéricos e experimentais foram feitas e concluiu-se que boa parte das simulações apresentou uma boa concordância com o ensaio experimental. Os resultados numéricos de deslocamentos superficiais foram os que melhor concordaram com os experimentais, enquanto que os de tensões não apresentaram a mesma avaliação provavelmente devido à alta plastificação no interior da estrutura ao longo dos ensaios. De forma geral, também foi observado que, para faixas de ciclos similares, o comportamento do caso reforçado com geogrelha foi o que apresentou melhores resultados, tanto para os deslocamentos verticais quanto para as tensões verticais ao longo da profundidade.

NUMERICAL ANALYSIS OF THE BEHAVIOUR OF UNPAVED ROADS AFTER SURFACE MAINTENANCE

ABSTRACT

Unpaved roads are important roads that often connect urban to rural areas. Geosynthetics are reinforcing materials that are used in these roads in order to generate, for example, a better structure support capacity, less deformations, better distribution and stress transfer. The improvement in mechanical performance makes performing surface maintenance less necessary and thus the costs related to repairs decrease in the long term. When it comes to reinforcement, the most applied types of Geosynthetics are geogrids and geotextiles. Numerical analyses to predict certain behaviours of the structure are efficient and capable of studying previously the benefit in the use of this reinforcing material. This research uses numerical to simulate an unpaved road under cyclic loading. The structure is formed by a fill layer, a compressible subgrade and a geosynthetic layer placed at the fill-subgrade interface. Surface maintenance simulations were also performed and analyzed. The methodology used was based on the Stiffness Degradation Method and the software used is based on the finite element method. Comparisons between numerical and experimental results were made and it was concluded that most of the simulations showed a good agreement with the experimental test result. The numerical results of surface displacements were the ones that best agreed with the experimental ones in contrast with the vertical stresses in the subgrade probably due to the high level of plastification inside the structure along the tests. In general, it was also observed that, for range of similar cycles, the behaviour of the case reinforced with geogrid was the one that presented better results, both for the vertical displacements and for the vertical tensions along the depth.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. OBJETIVOS	2
1.2. ESCOPO DO PROJETO	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1. ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS	4
2.2. GEOSSINTÉTICOS EM ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS	7
2.3. MODELAGEM NUMÉRICA	13
2.3.1. SIMULAÇÕES NUMÉRICAS EM ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS REFORÇADAS COM GEOSSINTÉTICOS.....	13
2.3.2. PLAXIS 2D	18
2.3.3. MODELO DE MOHR-COULOMB	18
2.3.4. TENSÃO E DEFORMAÇÃO.....	23
2.3.5. CARREGAMENTO CÍCLICO E RESISTÊNCIA.....	28
2.3.6. PARÂMETROS DE CONTROLE DE CÁLCULO	31
2.3.7. TIPOS DE ANÁLISE	32
2.3.8. GERAÇÃO DE MALHA.....	32
2.4. MÉTODO DA DEGRADAÇÃO DA RIGIDEZ.....	33
3. METODOLOGIA	37
3.1. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS DE ANTUNES (2008).....	37
3.1.1. MATERIAIS UTILIZADOS	39
3.2. MODELO E SIMULAÇÃO NUMÉRICA.....	42
3.3. PASSOS.....	49
3.3.1. PROCEDIMENTO DA ANÁLISE DE SENSIBILIDADE	50
3.4. COMPARAÇÃO ENSAIOS EXPERIMENTAIS E SIMULAÇÕES NUMÉRICAS 53	
4. RESULTADOS E ANÁLISES.....	54
4.1. COMPLEMENTAÇÃO DAS ANÁLISES DO ENSAIO PADRÃO – EXPERIMENTAL (ANTUNES, 2008)	54
4.2. COMPLEMENTAÇÃO DAS ANÁLISES DO ENSAIO 1 – EXPERIMENTAL – APÓS A 1ª MANUTENÇÃO SUPERFICIAL (ANTUNES, 2008).....	57
4.3. COMPLEMENTAÇÃO DAS ANÁLISES DO ENSAIO 2 – EXPERIMENTAL – APÓS A 2ª MANUTENÇÃO SUPERFICIAL (ANTUNES, 2008).....	59
4.4. CASO SEM REFORÇO – PREVISÃO NUMÉRICA E COMPARAÇÕES.....	61
4.4.1. MALHA	61
4.4.2. ENSAIO PADRÃO - SIMULAÇÕES NUMÉRICAS	61

4.4.2.1.	DESLOCAMENTOS E DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES VERTICAIS ..	70
4.4.3.	ENSAIO 1 – SIMULAÇÃO NUMÉRICA	74
4.4.3.1.	DESLOCAMENTOS E DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES VERTICAIS ..	79
4.5.	CASO COM GEOTÊXTIL – PREVISÃO NUMÉRICA E COMPARAÇÕES	82
4.5.1.	MALHA	82
4.5.2.	ENSAIO PADRÃO – SIMULAÇÃO NUMÉRICA.....	83
4.5.2.1.	DESLOCAMENTOS E DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES VERTICAIS ..	85
4.5.3.	ENSAIO 1 – SIMULAÇÃO NUMÉRICA	88
4.5.3.1.	DESLOCAMENTOS E DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES VERTICAIS ..	90
4.6.	CASO COM GEOGRELHA – PREVISÃO NUMÉRICA E COMPARAÇÕES.....	93
4.6.1.	MALHA	93
4.6.2.	ENSAIO PADRÃO – SIMULAÇÃO NUMÉRICA.....	93
4.6.2.1.	DESLOCAMENTOS E DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES VERTICAIS ..	95
4.6.3.	ENSAIO 1 – SIMULAÇÃO NUMÉRICA	98
4.6.3.1.	DESLOCAMENTOS E DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES VERTICAIS	100
4.7.	FORÇAS E TENSÕES CISALHANTES NOS REFORÇOS.....	102
4.7.1.	FORÇA AXIAL	103
4.7.2.	TENSÕES CISALHANTES	103
4.8.	COMPARAÇÕES ENTRE RESULTADOS SEM E COM REFORÇO PARA FAIXAS DE CICLOS AO LONGO DA PROFUNDIDADE.....	106
4.8.1.	APROXIMADAMENTE 3.500 CICLOS.....	106
4.8.2.	ENTRE 7.000 E 10.800 CICLOS	107
4.8.3.	ENTRE 21.500 E 27.000 CICLOS	109
4.8.4.	APROXIMADAMENTE 37.000 CICLOS.....	111
4.8.5.	APROXIMADAMENTE 85.000 CICLOS.....	112
4.9.	COMPARAÇÃO ENTRE TENSÕES VERTICAIS A 0,10 E 0,30 M DE PROFUNDIDADE	113
4.10.	COMPARAÇÃO ENTRE REDUÇÕES DE PARÂMETROS	114
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	118
5.1.	CONCLUSÕES	118
5.2.	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	119
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	120
	A – DADOS DOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS.....	126
	B – SIMULAÇÕES NUMÉRICAS ADICIONAIS.....	129
	C – LINHA DE CICLOS	131

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Degradação em estradas não pavimentadas (IGS Brasil)	4
Figura 2.2 – Dissipação das tensões verticais (Rodrigues, 2018)	5
Figura 2.3 – Ângulo de espraiamento com e sem reforço (Antunes, 2008).....	6
Figura 2.4 – <i>Interlocking</i> entre o material da base e a geogrelha, b) o mecanismo do reforço (traduzida - Leonardi <i>et al.</i> , 2020).....	8
Figura 2.5 – Efeitos do geossintético em estradas não pavimentadas (IGS Brasil)	8
Figura 2.6 – Geossintéticos a) Geogrelha; b) Geotêxtil tecido (Antunes, 2008)	9
Figura 2.7 – Estrada não pavimentada dividida em seis seções (traduzida - Tang <i>et al.</i> , 2015)	12
Figura 2.8 – Gráfico segundo o modelo de Mohr-Coulomb (Brinkgreve <i>et al.</i> , 2022a).....	18
Figura 2.9 - Função de plastificação no caso tridimensional (modificada - Wood, 1990)	20
Figura 2.10 – Função de plastificação no espaço p-q	20
Figura 2.11 – Lei de fluxo a) associada b) não associada (Pessoa <i>et al.</i> , 2011)	21
Figura 2.12 – Modelo com endurecimento, perfeitamente plástico e com amolecimento (modificada e traduzida - Desai & Siriwardane,1984).....	22
Figura 2.13 – Superfície de plastificação do critério de Mohr-Coulomb (Desai & Siriwardane,1984)	23
Figura 2.14 – Forças, tensões, deslocamentos e deformações em um corpo (Neves, 2016) ...	24
Figura 2.15 – Deformação a) estado plano b) axissimétrica (modificada - Brinkgreve <i>et al.</i> , 2022b).....	25
Figura 2.16 – Tensões e deformações nos estados de deformação a) plano b) axissimétrico (Neves, 2016)	25
Figura 2.17 – Deformação permanente e resiliente (modificada e traduzida - Werkmeister, 2003).....	26
Figura 2.18 – Comportamento das deformações permanentes para uma condição a) estável, com baixos níveis de tensão b) instável, com altos níveis de tensão (traduzida - Werkmeister, 2003)	27
Figura 2.19 – Carga rolante e tensões principais geradas (traduzida - Shaw, 1980, citado por Werkmeister, 2003).....	29
Figura 2.20 – <i>Arc-length</i> a) Desativado b) Ativado (traduzida – Brinkgreve <i>et al.</i> , 2022b) ...	32
Figura 2.21 – Método da degradação da rigidez (traduzida - Achmus <i>et al.</i> , 2009).....	35

Figura 2.22 – Ilustração de cada termo das fórmulas de deformação permanente descritas a) por Huurman (1997) e b) por Achmus <i>et al.</i> (2009).....	36
Figura 3.1 – Ancoragem do reforço (Antunes, 2008)	38
Figura 3.2 – Instrumentação do ensaio (Antunes, 2008).....	38
Figura 3.3 – Solo a) de subleito b) de base (Antunes, 2008)	40
Figura 3.4 – Amostra do ensaio CBR (Antunes, 2008)	41
Figura 3.5 – Modelo numérico a) sem reforço e b) com reforço	43
Figura 3.6 – Divisão de Ensaios a) Ensaio padrão, sem manutenção b) Ensaio 1, com a primeira manutenção c) Ensaio 2, com a segunda manutenção	44
Figura 3.7 – Caso reforçado a) Fatores de refinamento b) Malha.....	44
Figura 3.8 – Malha deformada: a) Ensaio padrão – sem manutenção b) Ensaio 1 – com manutenção 1.....	45
Figura 3.9 – Ordem das fases de cálculo.....	47
Figura 3.10 – Curva numérica obtida a partir dos resultados de deslocamento superficiais referentes a cada fase.....	48
Figura 3.11– Comparação entre os resultados experimentais e os numéricos em termos de deslocamentos superficiais <i>versus</i> número de ciclos	48
Figura 3.12 – Curva numérica obtida a partir dos resultados de tensão a 0,30 m de profundidade referentes a cada fase.....	49
Figura 3.13 – Comparação entre os resultados experimentais e os numéricos em termos de tensão a 0,30 m de profundidade <i>versus</i> número de ciclos	49
Figura 4.1 – Deslocamento superficial <i>versus</i> número de ciclos: ensaio padrão experimental	55
Figura 4.2 – Tensão a 0,30 m de profundidade <i>versus</i> número de ciclos: ensaio padrão experimental.....	56
Figura 4.3 – Deformação a 0,30 m de profundidade <i>versus</i> número de ciclos: ensaio padrão experimental.....	56
Figura 4.4 – Deslocamento superficial <i>versus</i> número de ciclos: ensaio 1 experimental	57
Figura 4.5 – Tensão a 0,30 m de profundidade <i>versus</i> número de ciclos: ensaio 1 experimental	58
Figura 4.6 – Deformação a 0,30 m de profundidade <i>versus</i> número de ciclos: ensaio 1 experimental.....	58
Figura 4.7 – Deslocamento superficial <i>versus</i> número de ciclos: ensaio 2 experimental	59
Figura 4.8 – Tensão a 0,30 m de profundidade <i>versus</i> número de ciclos: ensaio 2 experimental	60

Figura 4.9 – Deformação a 0,30 m de profundidade <i>versus</i> número de ciclos: ensaio 2 experimental.....	60
Figura 4.10 – Simulações numéricas para o ensaio padrão do caso sem reforço: deslocamento superficial <i>versus</i> número de ciclos	62
Figura 4.11 – Simulações numéricas para o ensaio padrão do caso sem reforço: tensão a 0,30 m de profundidade <i>versus</i> número de ciclos	63
Figura 4.12 – Comparação entre resultados medidos e previstos no ensaio padrão do caso sem reforço: deslocamento superficial <i>versus</i> número de ciclos.....	65
Figura 4.13 – Comparação entre resultados medidos e previstos no ensaio padrão do caso sem reforço: tensão a 0,30 m de profundidade <i>versus</i> número de ciclos	65
Figura 4.14 – Curva de interpolação para o ensaio padrão do caso sem reforço: deslocamento superficial <i>versus</i> número de ciclos	66
Figura 4.15 – Curva de interpolação para o ensaio padrão do caso sem reforço: tensão a 0,30 m de profundidade <i>versus</i> número de ciclos	67
Figura 4.16 – Curva de interpolação para o ensaio padrão do caso sem reforço: E_{aterro} <i>versus</i> número de ciclos.....	67
Figura 4.17 – Curva de interpolação para o ensaio padrão do caso sem reforço: E_{subleito} <i>versus</i> número de ciclos.....	68
Figura 4.18 – Curva de interpolação para o ensaio padrão do caso sem reforço: σ_{aterro} <i>versus</i> número de ciclos.....	68
Figura 4.19 – Curva de interpolação para o ensaio padrão do caso sem reforço: σ_{subleito} <i>versus</i> número de ciclos.....	69
Figura 4.20 – Curva de interpolação para o ensaio padrão do caso sem reforço: c_{subleito} <i>versus</i> número de ciclos.....	70
Figura 4.214 – Deslocamento vertical do ensaio padrão no caso sem reforço: a) 4,5 mm na Fase Inicial b) 15,1 mm na Fase 2 c) 21,3 na Fase 5 d) 22,4 mm na Fase 6 e) 23,8 mm na Fase 9 f) 24,9 mm na Fase 10.....	71
Figura 4.22 – Deslocamento vertical do ensaio padrão no caso sem reforço: a) 4,5 mm na superfície da Fase Inicial b) 12,1 mm na superfície da Fase 1 c) 24,9 mm na superfície da Fase 10.....	72
Figura 4.23 – Pontos de plastificação do ensaio padrão no caso sem reforço: a) Fase Inicial (4,5 mm) b) Fase 1 (12,1 mm) c) Fase 10 (24,9 mm)	72
Figura 4.24 – Bulbos de tensão vertical do ensaio padrão no caso sem reforço: a) Fase Inicial (4,5 mm) b) Fase 10 (24,9 mm)	73

Figura 4.25 – Distribuição da razão entre tensões cisalhantes do ensaio padrão no caso sem reforço: a) Fase Inicial (4,5 mm) b) Fase 1 (12,1 mm) c) Fase 10 (24,9 mm).....	74
Figura 4.26 – Comparação entre o ensaio experimental e o numérico no ensaio 1 do caso sem reforço: deslocamento superficial <i>versus</i> número de ciclos.....	75
Figura 4.27 – Comparação entre o ensaio experimental e o numérico no ensaio 1 do caso sem reforço: tensão a 0,30 m de profundidade <i>versus</i> número de ciclos	76
Figura 4.28 – Linhas de tendência aplicada seguindo a Equação 4.3 para o ensaio 1 do caso sem reforço: E_{M1} <i>versus</i> número de ciclos.....	76
Figura 4.29 – Linhas de tendência aplicada seguindo a Equação 4.5 para o ensaio 1 do caso sem reforço: \emptyset_{M1} <i>versus</i> número de ciclos	77
Figura 4.30 – Linhas de tendência aplicada seguindo a Equação 4.1 para o ensaio 1 do caso sem reforço: deslocamento superficial <i>versus</i> número de ciclos.....	77
Figura 4.31 – Linhas de tendência aplicada seguindo a Equação 4.2 para o ensaio 1 do caso sem reforço: tensão a 0,30 m de profundidade <i>versus</i> número de ciclos	78
Figura 4.32 – Linhas de tendência para o ensaio 1 do caso sem reforço: E_{subleito} <i>versus</i> número de ciclos.....	78
Figura 4.33 – Linhas de tendência para o ensaio 1 do caso sem reforço: c_{subleito} <i>versus</i> número de ciclos.....	79
Figura 4.34 – Deslocamento vertical acumulado aproximado do ensaio 1 no caso sem reforço: a) 32 mm na superfície da Fase M1-Inicial b) 33 mm na superfície da Fase M1-1 c) 51 mm na superfície da Fase M1-8	80
Figura 4.35 – Pontos de plastificação do ensaio 1 no caso sem reforço: a) Fase M1-inicial (32 mm) b) Fase M1-1 (33 mm) c) Fase M1-8 (51 mm).....	81
Figura 4.36 – Bulbos de tensão vertical do ensaio 1 no caso sem reforço: a) Fase M1-inicial (32 mm) b) Fase M1-8 (51 mm).....	81
Figura 4.37 – Razão entre tensões cisalhantes do ensaio 1 no caso sem reforço: a) Fase M1-Inicial (32 mm) b) Fase M1-1 (33 mm) c) Fase M1-8 (51 mm)	82
Figura 4.38 – Comparação entre o ensaio experimental e o resultado numérico no ensaio padrão do caso com geotêxtil: deslocamento superficial <i>versus</i> número de ciclos	84
Figura 4.39 – Comparação entre o ensaio experimental e o resultado numérico no ensaio padrão do caso com geotêxtil: tensão a 0,30 m de profundidade <i>versus</i> número de ciclos.....	85
Figura 4.40 – Deslocamento vertical do ensaio padrão no caso com geotêxtil: a) 3,6 mm na superfície da Fase Inicial b) 5,1 mm na superfície da Fase 1 c) 25,0 mm na superfície da Fase 9.....	86

Figura 4.41 – Pontos de plastificação do ensaio padrão no caso com geotêxtil: a) Fase Inicial (3,6 mm) b) Fase 1 (5,1 mm) c) Fase 9 (25,0 mm)	86
Figura 4.42 – Bulbos de tensão vertical do ensaio padrão no caso com geotêxtil a) Fase Inicial (3,6 mm) b) Fase 9 (25,0 mm)	87
Figura 4.43 – Razão entre tensões cisalhantes do ensaio padrão no caso com geotêxtil: a) Fase inicial (3,6 mm) b) Fase 1 c) Fase 9 (25,0 mm)	88
Figura 4.44 – Comparação entre o resultado experimental e o numérico no ensaio 1 do caso com geotêxtil: deslocamento superficial <i>versus</i> número de ciclos	89
Figura 4.45 – Comparação entre o resultado experimental com a previsão numérica no ensaio 1 do caso com geotêxtil: tensão a 0,30 m de profundidade <i>versus</i> número de ciclos	90
Figura 4.46 – Deslocamento vertical acumulado aproximado do ensaio 1 no caso com geotêxtil: a) 37 mm na superfície da Fase M1-Inicial b) 40 mm na superfície da Fase M1-1 c) 50 mm na superfície da Fase M1-8	91
Figura 4.47 – Pontos de plastificação do ensaio 1 no caso com geotêxtil: a) Fase M1-Inicial (37 mm) b) Fase M1-1 (40 mm) c) Fase M1-8 (50 mm).....	91
Figura 4.48 – Bulbos de tensão vertical do ensaio 1 no caso com geotêxtil a) Fase M1-Inicial (37 mm) b) Fase M1-8 (50 mm).....	92
Figura 4.49 – Razão entre tensões cisalhantes do ensaio 1 no caso com geotêxtil: a) Fase M1-inicial (37 mm) b) Fase M1-1 (40 mm) c) Fase M1-8 (50 mm)	93
Figura 4.50 – Comparação entre o resultado experimental e o numérico no ensaio padrão do caso com geogrelha: deslocamento superficial <i>versus</i> número de ciclos.....	94
Figura 4.51 – Comparação entre o resultado experimental e o numérico no ensaio padrão do caso com geogrelha: tensão a 0,30 m de profundidade <i>versus</i> número de ciclos	95
Figura 4.52 – Deslocamento vertical do ensaio padrão no caso com geogrelha: a) 3,5 mm na superfície da Fase Inicial b) 12,0 mm na superfície da Fase 1 – 5 c) 25,3 mm na superfície da Fase 8.....	96
Figura 4.53 – Pontos de plastificação do ensaio padrão no caso com geogrelha: a) Fase Inicial (3,5 mm) b) Fase 1 – 5 (12,0 mm) c) Fase 8 (25,3 mm)	96
Figura 4.54 – Bulbos de tensão vertical do ensaio padrão no caso com geogrelha: a) Fase Inicial (3,5 mm) b) Fase 8 (25,3 mm)	97
Figura 4.55 – Razão entre tensões cisalhantes do ensaio padrão no caso com geogrelha: a) Fase Inicial (3,5 mm) b) Fase 1 – 5 (12,0 mm) c) Fase 8 (25,3 mm).....	98
Figura 4.56 – Comparação entre o resultado experimental e o numérico no ensaio 1 do caso com geogrelha: deslocamento superficial <i>versus</i> número de ciclos.....	99

Figura 4.57 – Comparação entre o resultado experimental e o numérico no ensaio 1 do caso com geogrelha: tensão a 0,30 m de profundidade <i>versus</i> número de ciclos	99
Figura 4.58 – Deslocamento vertical acumulado aproximado do ensaio 1 no caso com geogrelha: a) 26 mm na superfície da Fase M1-Inicial b) 38 mm na superfície da Fase M1-1 c) 50 mm na superfície da Fase M1-8	100
Figura 4.59 – Pontos de plastificação do ensaio 1 no caso com geogrelha: a) Fase M1-Inicial (26 mm) b) Fase M1-1 (38 mm) c) Fase M1-8 (50 mm)	101
Figura 4.60 – Bulbos de tensão vertical do ensaio 1 no caso com geogrelha: a) Fase M1-Inicial (26 mm) b) Fase M1-8 (50 mm).....	101
Figura 4.61 – Razão entre tensões cisalhantes do ensaio 1 no caso com geogrelha: a) Fase M1-Inicial (26 mm) b) Fase M1-1 (38 mm) c) Fase M1-8 (50 mm)	102
Figura 4.62 – Força axial ao final dos ensaios padrão e dos ensaios 1 para o caso com geotêxtil e com geogrelha	103
Figura 4.63 – Tensão cisalhante mobilizada acima e abaixo, na Fase Inicial, do geotêxtil e da geogrelha	104
Figura 4.64 – Razão entre tensões cisalhantes acima e abaixo, na Fase 9 e 8, do geotêxtil e da geogrelha, respectivamente	105
Figura 4.65 – Razão entre tensões cisalhantes acima e abaixo, na Fase M1-8, do geotêxtil e da geogrelha	105
Figura 4.66 – Comparação entre as simulações numéricas para, aproximadamente, 3.500 ciclos: a) profundidade <i>versus</i> deslocamento vertical, b) profundidade <i>versus</i> tensão vertical	107
Figura 4.67 – Comparação entre as simulações numéricas entre, aproximadamente 7.000 e 10.800 ciclos: a) profundidade <i>versus</i> deslocamento vertical, b) profundidade <i>versus</i> tensão vertical.....	109
Figura 4.68 – Comparação entre as simulações numéricas entre, aproximadamente, 21.500 e 27.000 ciclos: a) profundidade <i>versus</i> deslocamento vertical, b) profundidade <i>versus</i> tensão vertical.....	110
Figura 4.69 – Comparação entre as simulações numéricas para, aproximadamente, 37.000 ciclos: a) profundidade <i>versus</i> deslocamento vertical, b) profundidade <i>versus</i> tensão vertical	111
Figura 4.70 – Comparação entre as simulações numéricas para, aproximadamente, 85.000 ciclos: a) profundidade <i>versus</i> deslocamento vertical, b) profundidade <i>versus</i> tensão vertical	113

Figura 4.71 – Tensões a 0,10 e 0,30 m de profundidade, ao final do ensaio padrão, nos casos sem reforço, com geotêxtil e com geogrelha: tensão <i>versus</i> número de ciclos.....	114
Figura 4.72 – Redução do módulo de elasticidade do aterro: E_{aterro} <i>versus</i> número de ciclos.....	115
Figura 4.73 – Redução do módulo de deformação do subleito: E_{subleito} <i>versus</i> número de ciclos	116
Figura 4.74 – Redução do ângulo de atrito do aterro: ϕ_{aterro} <i>versus</i> número de ciclos	116
Figura 4.75 – Redução do ângulo de atrito do subleito: ϕ_{subleito} <i>versus</i> número de ciclos.....	117
Figura 4.76 – Redução da coesão do subleito: c_{subleito} <i>versus</i> número de ciclos.....	117
Figura C.1 – Comparação entre os parâmetros pela quantidade de ciclos	131

LISTA DE QUADROS

Quadro 3.1 – Organização dos ensaios	45
Quadro 3.2 – Organização das fases de cálculo	45
Quadro 3.3 – Parâmetros das camadas	51
Quadro 4.1 – Nomenclatura dos ensaios experimentais e numéricos	54

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Propriedades dos materiais utilizados nas simulações	15
Tabela 2.2 – Parâmetros geotécnicos utilizados no estudo	16
Tabela 2.3 – Propriedades dos materiais utilizados no estudo baseado em uma compilação de dados autores precedentes	17
Tabela 3.1 – Valores do ensaio CBR	40
Tabela 3.2 – Índice de Quebra do material de aterro	41
Tabela 3.3 – Ângulo de espraçamento	42
Tabela 3.4 – Parâmetros dos materiais de aterro e subleito	50
Tabela 3.5 – Parâmetros iniciais dos materiais de aterro e subleito utilizados para o caso sem reforço	51
Tabela 4.1 – Máximo de ciclos e deformação a 0,30 m de profundidade em cada ensaio padrão, aproximação	56
Tabela 4.2 – Máximo de ciclos e deformação a 0,30 m de profundidade em cada ensaio 1, aproximação	59
Tabela 4.3 – Máximo de ciclos e deformação a 0,30 m de profundidade em cada ensaio 2, aproximação	60
Tabela 4.4 – Parâmetros e resultados do ensaio padrão no caso sem reforço (SR-EP-N1)	63
Tabela 4.5 – Parâmetros e resultados do ensaio padrão no caso sem reforço (SR-EP-N2)	64
Tabela 4.6 – Coeficiente de correlação das equações geradas para o ensaio padrão no caso sem reforço	70
Tabela 4.7 – Parâmetros e resultados do ensaio 1 no caso sem reforço (SR-E1-N1)	74
Tabela 4.8 – Coeficiente de correlação das equações geradas para o ensaio 1 no caso sem reforço	79
Tabela 4.9 – Parâmetros e resultados do ensaio padrão no caso com geotêxtil (GT-EP-N1) ..	83
Tabela 4.10 – Parâmetros e resultados do ensaio 1 no caso com geotêxtil (GT-E1-N1)	89
Tabela 4.11 – Parâmetros e resultados do ensaio padrão no caso com geogrelha (GR-EP-N1)	94
Tabela 4.12 – Parâmetros e resultados do ensaio 1 no caso com geogrelha (GR-E1-N1)	98
Tabela 4.13 – Simulações numéricas para, aproximadamente, 3.500 ciclos	106
Tabela 4.14 – Simulações numéricas entre, aproximadamente 7.000 e 10.800 ciclos	108
Tabela 4.15 – Simulações numéricas entre, aproximadamente, 21.500 e 27.000 ciclos	109
Tabela 4.16 – Simulações numéricas para, aproximadamente, 37.000 ciclos	111

Tabela 4.17 – Simulações numéricas para, aproximadamente, 85.000 ciclos	112
Tabela A.1 – Ensaio experimental sem reforço	126
Tabela A.2 – Ensaio experimental com geotêxtil	127
Tabela A.3 – Ensaio experimental com geogrelha.....	128
Tabela B.1 – Parâmetros e resultados do ensaio padrão no caso sem reforço (SR-EP-N77)	129
Tabela B.2 – Parâmetros e resultados do ensaio padrão no caso sem reforço (SR-EP-N81)	129
Tabela B.3 – Parâmetros e resultados do ensaio padrão no caso sem reforço (SR-EP-N95)	130
Tabela B.4 – Parâmetros e resultados do ensaio padrão no caso sem reforço (SR-EP-N96)	130

LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES

\emptyset	– ângulo de atrito
\emptyset_{cv}	– ângulo de atrito a volume constante
\emptyset_{pico}	– ângulo de atrito de pico
$\emptyset_{interface}$	– ângulo de atrito da interface
\emptyset_{aterro}	– ângulo de atrito do aterro
$\emptyset_{subleito}$	– ângulo de atrito do subleito
\emptyset_{M1}	– ângulo de atrito da Manutenção 1
\emptyset_{M2}	– ângulo de atrito da Manutenção 2
ψ	– ângulo de dilatação
ψ_{at}	– ângulo de dilatação do aterro
ψ_{sub}	– ângulo de dilatação do subleito
ψ_{M1}	– ângulo de dilatação da Manutenção 1
ψ_{M2}	– ângulo de dilatação da Manutenção 2
β	– ângulo de espraçamento ou ângulo de distribuição de tensão
ν	– coeficiente de Poisson
c	– coesão
c_{aterro}	– coesão do aterro
$c_{subleito}$	– coesão do subleito
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	– componentes de tensão normal
$\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$	– componentes de tensão cisalhante
X	– comprimento da caixa de ensaio
CNT	– Confederação Nacional dos Transportes
ε_p^1	– deformação axial permanente
$\varepsilon_{cp,N=1}^a$	– deformação axial permanente para um ciclo
$\varepsilon_{cp,N}^a$	– deformação axial permanente para N ciclos
γ	– deformação cisalhante
ε_e	– deformação elástica
ε_p	– deformação permanente
ε_{plast}	– deformação plástica
ε	– deformação total
ε_v	– deformação volumétrica

δ	– deslocamento superficial
δ_y	– deslocamento vertical a qualquer profundidade
CBR	– Ensaio de Índice de Suporte Califórnia
λ	– escalar positivo que indica a magnitude
d	– espessura da placa de carregamento
F_{axial}	– força axial de tração no geossintético
F	– função de plastificação
IGS	– <i>International Geosynthetic Society</i>
H	– lei de endurecimento ou função de escoamento
G	– lei de Fluxo, ou lei de Potencial Plástico
MEF	– Método dos Elementos Finitos
$E_{2,CBR \leq 10}$	– módulo de elasticidade do subleito de solos finos com CBR de 10 ou menos
E_1	– módulo de elasticidade da base/aterro
E_2	– módulo de elasticidade do subleito
E	– módulo de Young
E_{M1}	– módulo de rigidez secante da Manutenção 1
E_{M2}	– módulo de rigidez secante da Manutenção 2
E_{aterro}	– módulo de rigidez secante do aterro
$E_{subleito}$	– módulo de rigidez secante do subleito
E_{s1}	– módulo de rigidez secante para um ciclo
E_{sN}	– módulo de rigidez secante para N ciclos
N	– número de ciclos
h	– parâmetro de endurecimento
$a, b, a1, a2, b1, b2, c1, c2, d1, d2, A, B, C, D$	– parâmetros dos modelos
γ	– peso específico
Y	– profundidade
R_{int}	– relação de interface
C_u	– resistência não drenada do subleito
SPT	– <i>Standard Penetration Test</i>
τ_n	– tensão cisalhante
τ_f	– tensão cisalhante máxima

τ_{mob}	– tensão cisalhante mobilizada
τ_{rel}	– razão entre tensões cisalhantes
σ_t	– <i>tension cut off</i>
y	– tensão de plastificação do material
σ_f	– tensão normal no plano de ruptura
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	– tensões principais máxima
$\sigma_{1,cyc}$	– tensão principal máxima para o estado de tensões cíclico
$\sigma_{1,sf}$	– tensão principal máxima para o estado de ruptura estático
$\sigma_{1,f}$	– tensão principal na ruptura
σ	– tensão vertical
$\sigma_{0,1m}$	– tensão vertical a 0,10 m de profundidade da superfície da caixa ensaio
$\sigma_{0,3m}$	– tensão vertical a 0,30 m de profundidade da superfície da caixa ensaio
σ_y	– tensão vertical a qualquer profundidade
TBR	– <i>Traffic Benefit Ratio</i>

1. INTRODUÇÃO

A Pesquisa CNT de Rodovias (2023) mostra que a malha rodoviária brasileira totaliza 1,7 milhão de quilômetros. As rodovias pavimentadas perfazem 12,4% dessa extensão, por outro lado as não pavimentadas correspondem a 78,5% e as planejadas, 9,1%. Com a porcentagem de 78,5%, as não pavimentadas totalizam 1,35 milhão de quilômetros.

As estradas não pavimentadas têm um importante papel sócioeconômico por permitir o escoamento da produção agropecuária e por conseguir ligar o meio rural a serviços básicos como escolas, comércios, hospitais. Cada camada do pavimento precisa ser estável, suportar e transmitir tanto as cargas que vêm de intempéries quanto de esforços provenientes das cargas de veículos (Oliveira, 2005). Segundo Góngora (2011), as condições de conservação de uma estrada não pavimentada vai depender de alguns fatores como o material constituinte, as solicitações externas, a exemplo do tráfego e condições climáticas, e as técnicas de manutenção realizadas.

De maneira simplificada, as estradas não pavimentadas são divididas em duas camadas: camada de aterro/base e camada de subleito/fundação. Em muitas obras, mantém-se o material de subleito que foi encontrado *in loco* e a camada de aterro é disposta acima daquele. Vale ressaltar que nem sempre a camada de subleito possui uma alta capacidade de suporte, fato que não é impeditivo para a construção da rodovia caso adotada uma solução satisfatória.

Quando a capacidade de suporte desejada não é atingida uma das alternativas para tornar o projeto viável é a utilização de reforço, sendo esta pesquisa uma ênfase à aplicação dos geossintéticos. Geotêxteis e geogrelha são os geossintéticos normalmente usados para reforçar a estrutura. Mais especificamente, as geogrelhas são materiais muito utilizados para reforço enquanto que os geotêxteis para separação. Estes últimos também podem apresentar função de reforço de forma satisfatória.

Esses geossintéticos podem ser dispostos em qualquer profundidade sendo a interface aterro-subleito muito aceita para colocá-los. Hufenus et al. (2006) citam que os geossintéticos vêm sendo utilizado como reforço sobre solos fracos há muitos anos e obtendo bons resultados. Quanto maior a capacidade de suporte da estrutura, menos deformável ela será. A deformação ocorre devido às solicitações externas, como o tráfego de veículos. Com menor deformabilidade, a estrada, conseqüentemente, apresentará menores deformações e deslocamentos na superfície e também menor será a quantidade de manutenções necessárias

em um período. As manutenções superficiais visam proporcionar ao usuário da estrada um maior conforto e segurança. Assim, a presença de um reforço como o geossintético aumentará a vida útil do sistema sem que seja preciso intervir com essas restaurações frequentemente.

Prever o comportamento das estradas ao longo do tempo e sob o tipo de carregamento cíclico é um desafio. Karangat et al. (2014) citam que o comportamento do reforço sob carregamento monotônico foi bem estudado, porém sob o cíclico ainda não é tão compreendido. Para simular estradas, rodovias e ferrovias, os ensaios experimentais podem ser realizados em escala real ou reduzida e representam uma determinada condição de operação. A qualidade dos resultados é ótima caso o ensaio esteja seguindo e respeitando o que foi proposto inicialmente.

Os custos para a realização são altos, e normalmente esses ensaios são demorados. Os métodos numéricos, por sua vez, passados os investimentos iniciais para a aquisição dos *softwares*, possuem custos posteriores bem menores que os experimentais. São soluções fundamentadas em teorias matemáticas e os resultados atingidos se aproximam da realidade dos ensaios experimentais. Esse método pode adotar as simplificações que o projetista achar plausível.

Assim, com base em ensaios experimentais existentes é possível validar modelos numéricos para que posteriormente eles possam ser utilizados como base em pesquisas. Essa base pode ser, por exemplo, para estradas não pavimentadas sob carregamento cíclico reforçadas com geossintéticos após manutenções superficiais.

1.1.OBJETIVOS

Objetivo Geral: Estudar o comportamento de estradas não pavimentadas submetidas a manutenções periódicas por meio de método numérico visando contribuir para o melhor entendimento do comportamento das camadas da estrutura.

Objetivos específicos:

- a) Avaliar o comportamento de estradas não pavimentadas com e sem elementos de reforço;
- b) Analisar técnicas e procedimentos mais adequados para a melhoria da acurácia das previsões numéricas;
- c) Comparar resultados experimentais com numéricas e analisar sua concordância;

- d) Usar a metodologia baseada no método de degradação de rigidez proposto inicialmente por Huurman (1997).

1.2.ESCOPO DO PROJETO

A dissertação está estruturada em seis capítulos. O capítulo um corresponde a uma introdução ao assunto abordado e aos objetivos que se pretendeu atingir com a pesquisa. O segundo capítulo inclui uma revisão bibliográfica explicando o tema e citando estudos anteriormente realizados na mesma linha. Nesse segundo capítulo foi abordado os temas de estradas não pavimentadas, a aplicação de geossintéticos nelas e a explicação de modelagem numérica e do método de degradação de rigidez.

No capítulo três a metodologia é apresentada. Primeiramente, se descreve os ensaios experimentais que serviram de base para a modelagem numérica bem como os seus resultados. Em seguida, é explicado como foi o procedimento realizado para as análises numéricas. No quarto capítulo são apresentados e analisados os resultados obtidos numericamente e a comparação com os experimentais. Por fim, as conclusões e sugestões para pesquisas futuras são apresentadas no capítulo cinco.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS

As estradas não pavimentadas são muito usadas em áreas rurais onde o volume de tráfego não é tão alto. Essas estradas foram bem estudadas sob carregamentos monotônicos, mas nem tanto sob os cíclicos (Karangat *et al.*, 2014). Essas vias são responsáveis por boa parte da economia mundial ligando o meio urbano ao rural e dando oportunidade para pessoas de áreas mais marginalizadas terem acesso à serviços básicos como os de saúde e educação. Além disso, elas possibilitam o escoamento da produção agropecuária bem como o acesso a indústrias de outros setores.

Uma diferença entre as estradas não pavimentadas e as plataformas de serviço é que nas primeiras os veículos normalmente trafegam sobre a mesma trilha de rodas, enquanto que na segunda não há uma definição clara da rota dos veículos, sofrendo então uma influência menos significativa do carregamento repetido que vem do tráfego (Palmeira, 2018). A passagem das rodas gera uma degradação na estrada e forma as trilhas de rodas que posteriormente irão necessitar passar por uma manutenção. Esse deslocamento vertical gerado na superfície da estrada se reflete no interior dela, onde também estará ocorrendo a mistura dos materiais na interface das suas camadas (Figura 2.1).



Figura 2.1 – Degradação em estradas não pavimentadas (IGS Brasil)

Nas estradas não pavimentadas, a superfície de rolamento é, normalmente, um material de aterro proveniente de alguma jazida próxima ao local de aplicação. A capacidade de carga do material precisa atender as demandas do projeto. Porém, mesmo o material apresentando um bom desempenho quando analisado individualmente, muitas vezes ele é aplicado sobre um material de subleito mole com baixa capacidade de suporte.

Os problemas dos subleitos moles e de baixa capacidade portante são conhecidos por serem um dos principais empecilhos de construção de manutenção de estruturas e infraestruturas sobre

esses solos. Algumas formas de melhorar as propriedades geotécnicas deles são: compactá-lo ou pré adensá-lo, diminuir a poropressão, estabilizar com cimento ou graute, melhorá-lo com materiais alternativos como fibras, borrachas ou usar geossintéticos como reforço. As pesquisas mostram que a inserção do geossintético na estrutura melhora sua rigidez, resistência, capacidade de carga e diminui as deformações permanentes. De forma geral, as geogrelhas apresentam melhores resultados que os geotêxteis e as geogrelhas com maior rigidez são mais eficientes (Khodakaramil & Moghaddam, 2017).

A camada de aterro é a que vai suportar as maiores tensões, pois é ela que receberá diretamente os esforços gerados pelas rodas dos veículos. Essas tensões induzidas pelos carregamentos do tráfego nas rodovias, sejam elas pavimentadas ou não pavimentadas, diminuem à medida que a profundidade aumenta porque a sua área de dissipação expande (Figura 2.2).

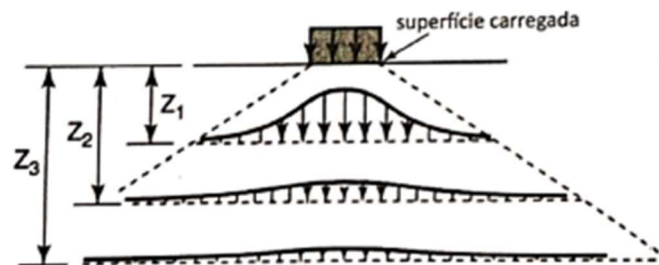


Figura 2.2 – Dissipação das tensões verticais (Rodrigues, 2018)

Em estradas não pavimentadas o ângulo de espraiamento, ou ângulo de distribuição de tensão (β), é geralmente utilizado para simplificar a transferência de carga do aterro para o subleito (Leng & Gabr, 2006). Quanto maior o ângulo, maior a área de carregamento transmitida para o subleito, em outras palavras, ela estará menos concentrada e assim a carga por área será menor diminuindo a bacia de deformação gerada no subleito. A presença do geossintético faz com que esse ângulo aumente (Figura 2.3).

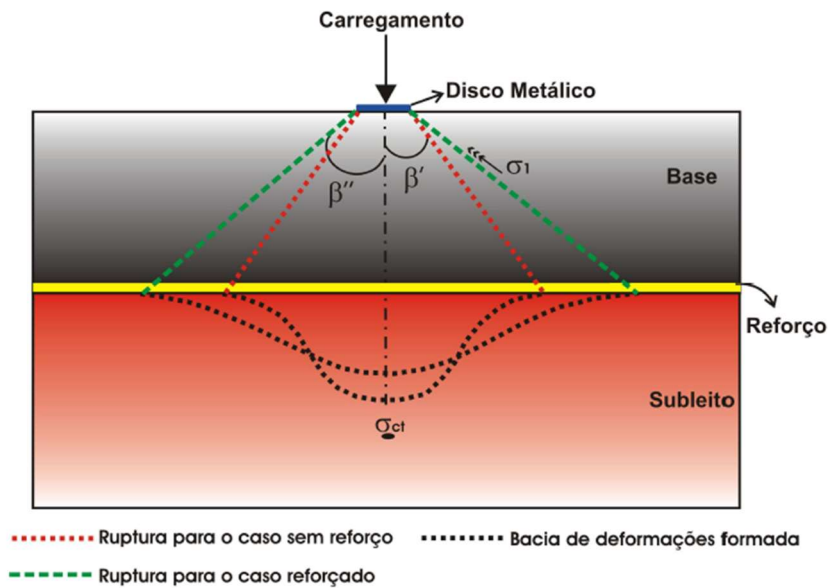


Figura 2.3 – Ângulo de espraio com e sem reforço (Antunes, 2008)

Uma das formas de viabilizar a realização de obras onde a estrutura como um todo não apresenta uma capacidade de suporte suficiente é o uso de reforço, a exemplo da utilização de geossintéticos. Além de aumentar a resistência da estrada, esses materiais também fazem com que a distribuição de tensões verticais para o subleito seja mais favorável.

Leng & Gabr (2006) falam que um aterro compactado sobre um subleito mais rígido, tende a atingir CBRs maiores e um compactado em um subleito mais fraco tende a ter baixos CBRs. Ou seja, a compactação do aterro dependerá do subleito que há por baixo. Nos estudos de Hammit (1970) em estradas não pavimentadas ele obteve valores de CBR de base variando entre 8 e 103 e de subleito entre 2 e 13.

Leng & Gabr (2006) citam que alguns parâmetros como módulos e resistência não drenada para a modelagem de estradas não pavimentadas geralmente não são medidos. Algumas conversões com o CBR são então utilizadas. Giroud & Noiray (1981) sugerem uma relação entre a resistência não drenada do subleito com o CBR, $C_u = 30CBR_{sb}$ (kPa). Shell propôs uma relação para módulo resiliente do subleito de solos finos com CBR de 10 ou menos como sendo: $E_{2,CBR \leq 10} = 10CBR_{sb}$ (MPa). Giroud & Han (2004) obtiveram a relação empírica entre o módulo da base com o seu CBR: $E_1 = 36CBR_{bc}^{0.3}$ (MPa).

2.2.GEOSSINTÉTICOS EM ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS

Os solos competentes, por possuírem resistências à compressão alta e resistências à tração quase nula, pode demandar um material que resista a este último esforço citado. Os geossintéticos são materiais que possuem rigidez à tração e quando assentados em regiões tracionadas aumentam a capacidade de suporte da estrutura, podendo até mesmo diminuir a espessura de algumas camadas de solo.

Palmeira (2018) cita alguns benefícios para o uso de geossintéticos como reforço em estradas não pavimentadas, alguns deles são: um aumento da capacidade de carga da estrutura, menores deformações laterais da camada de aterro, menores deformações superficiais e menor impregnação do material de aterro com o de subleito (caso seja adotado geossintético adequado). Essas vantagens geram, conseqüentemente, uma maior vida útil da estrada e reduz a quantidade de manutenções na superfície da estrada. Os custos envolvidos nas reabilitações tanto das ferrovias quanto das rodovias são grandes.

O interlocking, ou embricamento, gerado pelo geossintético promove a melhoria da resistência na sua interface. Esse efeito minimiza o movimento lateral das partículas e aumenta o módulo da base, diminuindo as deformações laterais e verticais do sistema (Leonardi *et al.*, 2020), ver Figura 2.4a. A presença do geossintético influencia no mecanismo de transferência e distribuição de tensões e cargas. O reforço consegue absorver parte das tensões cisalhantes geradas pelo carregamento superficial, tracionando-o, e reduzindo a parcela de tensão que, no caso sem reforço, chega em sua totalidade no subleito (Figura 2.4b). A capacidade de suporte do solo de fundação, ou subleito, então, aumenta (Palmeira, 2018). Caso o reforço seja mais extensível, ele exigirá uma maior deformação para mobilizar forças de tração significativas, enquanto que um perfeitamente rígido iria absorver mais as tensões cisalhantes.

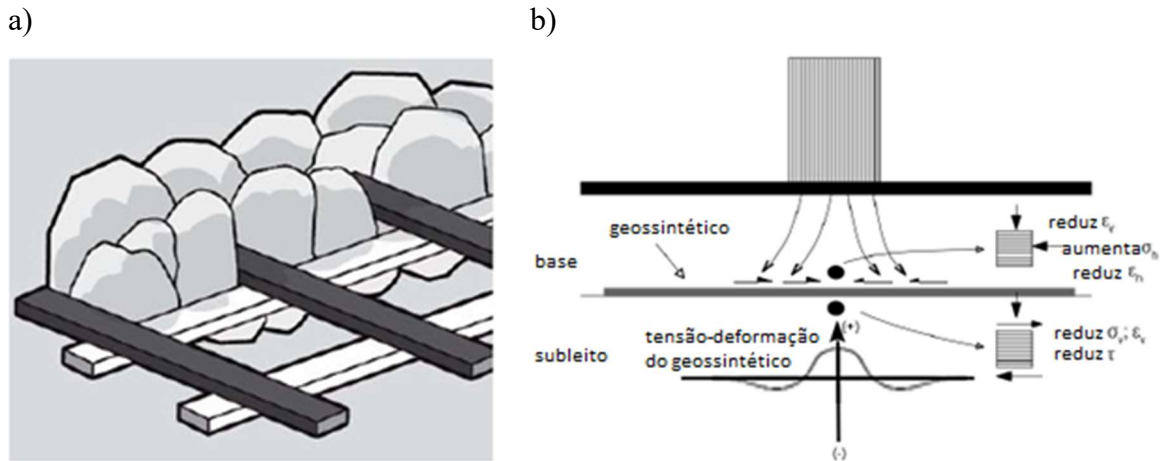


Figura 2.4 – *Interlocking* entre o material da base e a geogrelha, b) o mecanismo do reforço (traduzida - Leonardi *et al.*, 2020)

Utilizar os geossintéticos também aumenta o confinamento lateral da camada de aterro, deformando-o menos, lateralmente. As forças de tração que são mobilizadas no reforço também possuem suas componentes verticais que irão dificultar os deslocamentos verticais, reduzindo assim o recalque (efeito membrana). Como citado, a redução do número de manutenções superficiais é um aspecto que o material de reforço proporciona, mas que ainda não é valorizado nos estudos e análises de custos. A presença dos geossintéticos faz com que a rodovia suporte maior número de repetições, ou ciclos, de cargas (Palmeira, 2018). Além disso, geossintéticos do tipo geotêxtil também atuam como separador de materiais do aterro e do solo de fundação para que eles não se misturem (Figura 2.5).

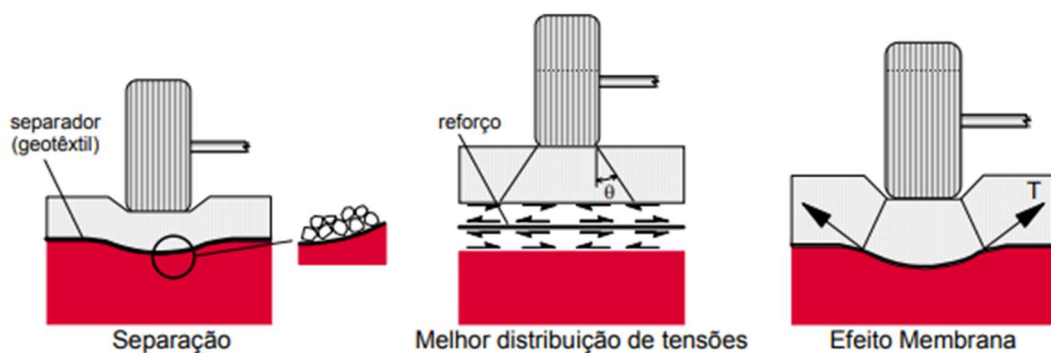


Figura 2.5 – Efeitos do geossintético em estradas não pavimentadas (IGS Brasil)

Os geossintéticos normalmente são utilizados em obras viárias nas funções de reforço, separação, drenagem e filtração. Para se analisar o desempenho da estrutura, alguns pontos são levados em consideração: a espessura da base, o material que a compõe, a posição que o geossintético é instalado nessa camada de base, muitas vezes granular, as propriedades do geossintético, a capacidade de suporte do subleito e o tipo de carregamento aplicado, podendo ser estático ou cíclico.

Geogrelhas e geotêxteis são geossintéticos comumente utilizados para reforçar estradas não pavimentadas (IGS Brasil). Normalmente, os geotêxteis são aplicados com o objetivo de separação das camadas ou filtração e as geogrelhas como reforço. Em resumo, a presença desses materiais de reforço aumenta a vida útil da obra e reduz os custos vindos das manutenções, tornando-as mais espaçadas. A Figura 2.6 mostra uma geogrelha e um geotêxtil tecido utilizados nos ensaios experimentais realizados por Antunes (2008).

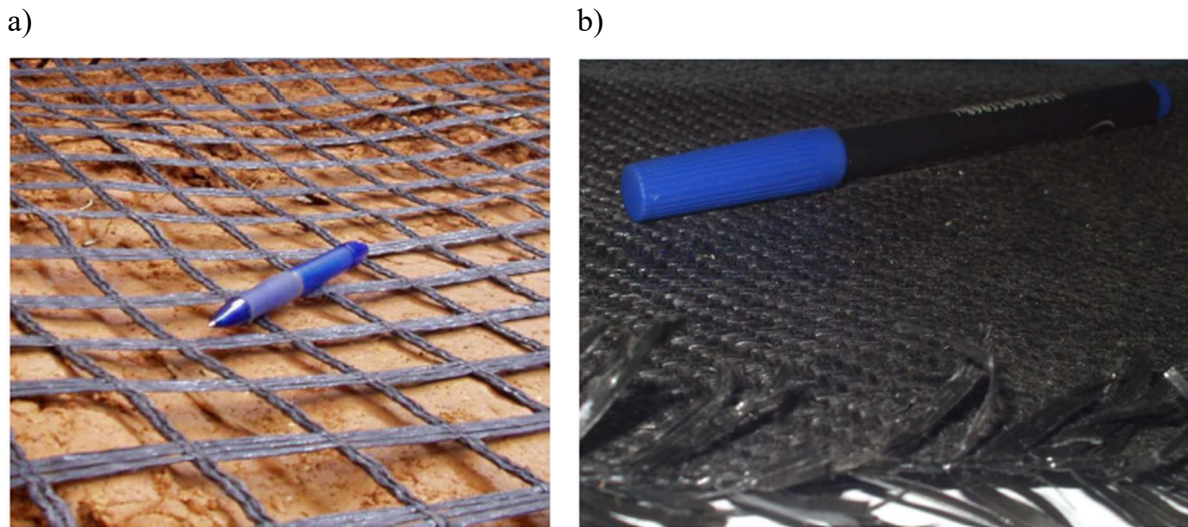


Figura 2.6 – Geossintéticos a) Geogrelha; b) Geotêxtil tecido (Antunes, 2008)

Fannin (1986) realizou testes monotônicos e cíclicos variando a espessura da camada granular, a resistência não drenada do subleito e se o caso era reforçado ou não. Nos ensaios modelo foi visto que os casos reforçados obtiveram maior capacidade de carga do que os não reforçados. Quanto às manutenções feitas, após a manutenção, os casos reforçados obtiveram uma melhora de capacidade enquanto os casos não reforçados não modificaram esse fator.

As análises referentes aos pequenos deslocamentos superficiais iniciais indicaram que os reforços já davam sua contribuição mesmo nesses estágios. Mas isso não indicava que o efeito membrana nesse momento já era importante. A medida que a deformação superficial acontecia, o perfil do geossintético também se deformava enquanto se observava também uma redução das deformações. Além disso, o reforço também limitou a ação e transmissão da tensão vertical, por meio do efeito membrana, para o subleito e restringe o deslocamento desse subleito entre os aplicadores de carga. Para grandes valores de afundamento, o geossintético tendia a perder seu *interlocking* com a camada granular diminuindo assim, a sua eficiência (Fannin, 1986).

Fannin (1986) fez uma análise qualitativa e observou que o reforço atuava melhor sobre subleitos menos compactados. Já nos mais compactados, o reforço atuava tornando a resposta

da estrutura ao carregamento mais dúctil, evitando uma ruptura repentina que se via que ocorria nos sistemas não reforçados. O autor também detectou que a eficiência do geossintético dependia de sua ancoragem no solo que o circundava, sendo adequado à disposição que fornecesse a maior restrição possível do material. No caso das geogrelhas, por exemplo, o indicado seria envolvê-la com uma fina camada do material granular.

Fannin & Sigurdsson (1996) realizaram ensaio experimental em uma estrada não pavimentada sobre subleito fraco dividida em 5 seções: uma sem reforço, três com geotêxteis diferentes e uma com geogrelha, a espessura da camada de base variava. O carregamento aplicado foi o de uma carga rolante com velocidade de 7 km/h e que gerava uma pressão de 620 kPa. Foi observado que a inclusão dos geossintético melhorou o comportamento da estrada e a maior melhora foi detectada na camada de base mais fina. A eficiência dele diminuiu a medida que a espessura dessa camada aumentava.

Tanto os resultados do caso não reforçado quanto os casos reforçados estiveram em concordância com as predições analíticas para grandes profundidades de afundamento superficial. Porém, foi visto que o número de passadas de veículos para desenvolver 5 cm de recalque superficial foi superestimado em aproximação analítica indicando que a compactação inicial que os veículos causam na camada de base não é considerada nelas (Fannin & Sigurdsson, 1996).

Antunes (2008) realizou ensaios experimentais de grande escalada em estradas não pavimentadas sob influência de carregamento cíclico. A estrutura simulada era formada por uma camada de aterro sobre uma de subleito. Foram simulados três casos gerais, um sem reforço, um reforçado com geotêxtil e outro com geogrelha. Cada caso foi dividido em três ensaios, caracterizados pela realização de uma manutenção superficial quando a estrutura atingia um deslocamento vertical superficial de 25 mm. O carregamento simulava um eixo padrão simples e a frequência de aplicação foi de 1 Hz. Os resultados mostraram que o caso reforçado com geogrelha foi o que suportou maior quantidade de ciclos, seguido do caso com geotêxtil.

Latha *et al.* (2010) realizaram ensaios em seções de estradas não pavimentadas sobre solos fracos sem reforço e com reforço utilizando geossintéticos (geotêxtil, geogrelha biaxial uniaxial, geocélula) e tiras de borracha. No total 7 seções foram estudadas sob 250 passadas de veículo a 20km/h, aproximadamente. Os resultados mostraram que após 17 passagens do veículo, a seção sem reforço se tornou inutilizável devido ao grande afundamento enquanto que

as seções com reforço, de forma geral, permaneceram operacionais mesmo com as 250 passagens. Na seção sem reforço foi observado uma mistura de material de base com o do subleito.

Góngora & Palmeira (2012) realizaram ensaios cíclicos em uma estrutura simulando uma estrada não pavimentada reforçada com geogrelhas. O material de aterro era composto de brita e borracha reciclada vindos de resíduos de construção e demolição e o subleito era composto de um material com baixa capacidade de suporte. Concluiu-se que a presença do reforço aumentou de forma significativa o número de carregamentos cíclicos aplicados que a estrutura suportava, apresentando benefícios mesmo após duas manutenções. Também foi observado que a performance da geogrelha como reforço depende de uma combinação de fatores como a rigidez do material e o módulo de estabilidade à abertura.

Karangat *et al.* (2014) realizaram ensaios em estradas não pavimentadas reforçadas com geossintéticos sob carregamento cíclico. Foi observado que a eficácia do reforço aumenta a resistência sistema e reduz os deslocamentos superficiais. Além disso, a importância da presença do geossintético aumenta quanto menor resistência o solo de fundação. Os autores indicaram que a presença do reforço reduziu os recalques da estrada e sua eficiência também tinha ligação com a resistência do subleito, apresentando maior melhoria quanto menor a capacidade de carga dessa camada.

Tang *et al.* (2015) realizaram um estudo experimental de 6 seções de estradas não pavimentadas construídas sobre um subleito fraco. As seções mostradas na Figura 2.7 variam em espessura e tipo de base, presença ou não de reforço e tipo de reforço (geogrelha e geotêxtil tecido de alta resistência). Esse campo experimental foi submetido a uma carga rolante de grande escala. A presença dos geossintéticos reduziu as deformações permanentes.

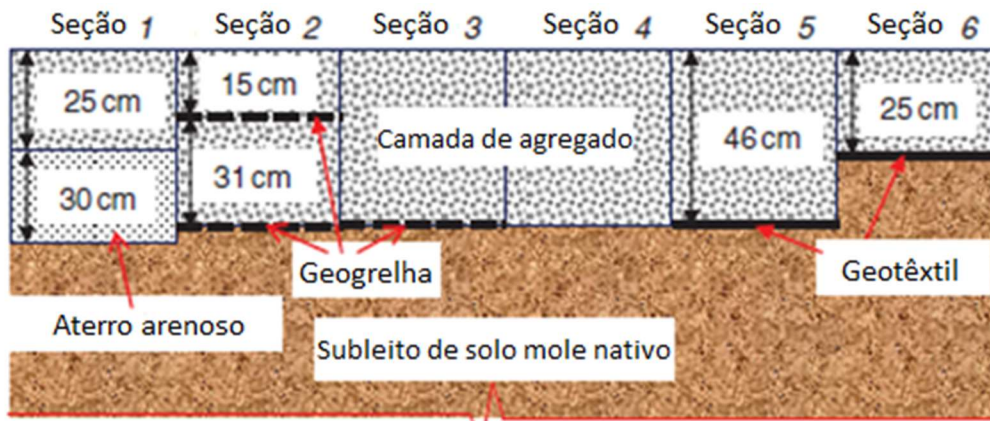


Figura 2.7 – Estrada não pavimentada dividida em seis seções (traduzida - Tang *et al.*, 2015)

O valor da tensão vertical obtido na seção 5 foi menor que o da 6 devido a espessura da camada do agregado ser maior. Ainda sobre as tensões verticais de pico, elas sofrem uma redução da seção 1 até a 5. O autor cita que a diminuição dessas tensões indica um aumento na rigidez na camada de agregado que é atribuída a uma compactação da camada devido aos carregamentos repetidos vindos do tráfego. Na seção 6 essa tensão aumenta o que leva a acreditar que os agregados se degradaram com as passagens dos veículos. Comparando a seção 2, 3 e 4 e 5 essa tensão medida variou entre 55 e 60 kPa, indicando que o geossintético não produz uma influência significativa nesses casos. A seção 1 exibiu a menor tensão o que é justificado pela presença da camada de areia. As seções 1 e 4 apresentaram as maiores deformações totais permanentes indicando que a ausência dos geossintéticos na estrutura afeta isso. As seções 2 e 3 foram as que obtiveram menor deformação na camada de agregado. Apesar da seção 1 ter tido a maior deformação total, a deformação no agregado é menor indicando que a camada de areia contribui significativamente na deformação permanente total.

Palmeira & Góngora (2016) fizeram ensaios experimentais cíclico em grande escala em uma camada granular sobre um subleito compressível, utilizando reforço do tipo geogrelha e geotêxtil tecido. Uma das conclusões obtidas foi que apesar de o geotêxtil ter apresentado valores menos eficazes que a geogrelha ele ainda produziu uma boa melhoria na performance da estrutura. A geogrelha reduziu significativamente as tensões verticais que chegavam no subleito.

Pedroso *et al.* (2022) realizaram sete ensaios em uma estrutura formada por uma camada de base formada por pedregulho laterítico ou por material granular sobre uma camada de subleito de material coesivo. Dentre os sete ensaios, alguns eram reforçados e outros não reforçados com geossintético. Sobre a estrutura havia a aplicação de uma carga rolante simulando uma roda de um veículo. Também foram feitos ensaios estáticos para determinar o módulo de Young

para o primeiro e segundo carregamento para avaliar o comportamento estrutural da estrada e o módulo inicial pós compactação da camada de base e de subleito. Os autores observaram que a inserção do geossintético melhorou a distribuição de carga e as deformações recuperáveis. Além disso, a incorporação desse material de reforço reduziu a tensão vertical máxima medida na interface da base com o subleito.

2.3.MODELAGEM NUMÉRICA

Em uma análise numérica, alguns aspectos precisam ser levados em consideração para que se consiga obter bons resultados. Pimentel (2007) cita que eles são: definir a geometria do problema, discretizar o meio, definir as propriedades dos materiais, escolher o modelo constitutivo apropriado, condições e tipo de carregamento e etapas de cálculo.

Alguns *softwares* são utilizados no meio da geotecnia para realizar modelagens numéricas, são eles: PLAXIS 2D e 3D, ABAQUS, GeoStudio, FLAC2D, Rocscience 2D e 3D.

2.3.1. SIMULAÇÕES NUMÉRICAS EM ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS REFORÇADAS COM GEOSSINTÉTICOS

Leng & Gabr (2005) realizaram estudos no software ABAQUS simulando estradas não pavimentadas reforçadas com geossintéticos e não reforçadas. Os autores observaram que a presença da geogrelha melhorava a distribuição da tensão vertical no subleito e reduzia a deformação vertical superficial da estrada. No estudo numérico, eles também viram que essa interação entre o reforço e o agregado do aterro, ou seja, a interface agregado-geogrelha afeta a tensão transferida para o subleito bem como as deformações superficiais.

Leng & Gabr (2006) citam que de acordo com a análise elástica, a tensão vertical que é transmitida do aterro para o subleito é relacionada com a espessura do aterro e com a relação entre os módulos de elasticidade do aterro (E_1) e do subleito (E_2). A degradação da estrada foi medida como sendo uma redução na relação E_1/E_2 com o aumento do número de ciclos ou como sendo uma diminuição do ângulo de espraiamento.

Uma retroanálise foi utilizada e os autores observaram que a degradação da estrada foi menor para a estrutura com espessura de aterro maior. No estudo, eles também compararam casos

reforçado e sem reforço e viram que a degradação dos casos com geossintético foi mais lenta e que a geogrelha mais rígida foi a que obteve melhor performance. Os autores citam que a performance da geogrelha como reforço depende muito da interação do geossintético com o material de aterro, representando o efeito do interlocking. Webster (citado por Leng & Gabr, 2006) cita que essa interação é afetada por exemplo pela abertura da geogrelha, pela sua espessura, pela resistência etc.

Nuñez (2015) analisou numericamente ensaios em estradas não pavimentadas realizados por Gongóra (2011), com e sem reforço, sob carregamentos equivalentes monotônicos. Os resultados obtidos em um ensaio sem reforço mostraram que o erro nas tensões verticais no subleito variou entre 6,0 e 64,0%, tendo seu maior erro na superfície dessa camada. Já em um caso com reforço, essa porcentagem variou entre 5,4 e 66,0%, também com seu maior erro na superfície. Tais resultados mostram as limitações de utilização de cargas monotônicas equivalentes em substituição a carregamentos cíclicos reais.

Khodakaramil & Moghaddam (2017) estudaram o efeito do carregamento em rodovias não pavimentadas reforçadas com geogrelhas variando as propriedades dos materiais do subleito. A pesquisa foi realizada no programa Plaxis 2D. Primeiramente, a deformação superficial foi avaliada em concordância com os vários parâmetros do material, são eles: módulo elástico, coeficiente de Poisson, resistência não drenada, área de carregamento e o seu efeito do deslocamento superficial. O modelo possuía 4 camadas: asfalto, pedaços de rocha, pedaços de brita e areia.

A presença do reforço diminuiu os deslocamentos verticais na superfície do subleito e foi observado que o papel principal dele na estrutura foi o embricamento das partículas restringindo os deslocamentos laterais. Também foi notado que o aumento do coeficiente de Poisson e do módulo de elasticidade do subleito diminuiu a deflexão vertical. Quanto maior a resistência não drenada, menor o deslocamento superficial sendo essa redução ligada à onde a geogrelha está inserida.

Calvarano *et al.* (2017) utilizaram o software ABAQUS para analisar o mesmo tipo de estrada dos autores anteriormente citados. O estudo deles foi uma camada granular de 300 e uma de 150 mm sobre um subleito fraco, não reforçada e reforçada com uma geogrelha, respectivamente, na interface das camadas. O carregamento repetido gera uma pressão de 550 kPa, com 1000 ciclos a uma frequência de 0,5 Hz. O modelo de Drucker-Prager foi o utilizado para as camadas de solo, e o elástico linear para a geogrelha.

Como previsto pela teoria, os casos reforçados apresentaram melhor comportamento. Apesar do caso não reforçado apresentar uma espessura de 300 mm, ele apresentou um deslocamento vertical superficial de 6,152 mm enquanto que o caso reforçado com geogrelha e espessura de base de 150 mm apresentou apenas 5,772 mm. Ou seja, a presença da geogrelha ainda permitiu com quem a camada granular fosse reduzida apresentando ainda melhor comportamento. O reforço também fez com que a magnitude e extensão das deformações verticais superficiais fossem reduzidas.

Gundrathi *et al.* (2018) utilizaram o software FLAC2D para estudar o modelo numérico de uma estrada não pavimentada composta por uma camada de base granular competente sobre um subleito fraco com e sem reforço. O modelo constitutivo utilizado para os solos foi o de Mohr-Coulomb e o reforço foi modelado como sendo um elemento estrutural de cabo. O modo de grandes deformações foi ativado no programa para que as coordenadas da malha fossem atualizadas a cada ciclo. Vários modelos com deslocamento controlado foram feitos variando as propriedades da base, do subleito e do geossintético para entender a eficiência do reforço (Tabela 2.1).

Foi observado que para materiais de base de menor capacidade é indicado reforçar a estrutura com um geossintético de rigidez suficiente. A inserção do reforço melhorou a capacidade de carga e o reforço de maior rigidez foi o que apresentou maior eficiência. A camada de base com 50 MPa, quando foram utilizados os reforços 2 e 3, teve melhor resultado que a de 100 MPa sem reforço. Comparando o perfil de tensões verticais para o caso sem reforço e o reforçado com o reforço 3, a tensão vertical foi maior no caso com reforço, sendo essa diferença mais visível para maiores deformações.

Tabela 2.1 – Propriedades dos materiais utilizados nas simulações

Camada	ϕ [°]	c [kPa]	E [MPa]	N [-]	ψ [°]	Rigidez axial [kN/m]	$\phi_{\text{interface}}$ [°]
Subleito fraco	0	30	10	0,33	0	-	-
Base	40	0	50 e 100	0,25	20	-	-
Reforço 1	-	-	146	-	-	292	35
Reforço 2	-	-	1460	-	-	2920	35
Reforço 3	-	-	14600	-	-	29200	35

Fonte: Modificada e traduzida - Gundrathi *et al.* (2018)

Leonardi *et al.* (2020) analisaram, por meio do software ABAQUS baseado no método dos elementos finitos 3D, a melhoria em relação ao afundamento por trilha de rodas (ATR) em uma estrutura de estrada não pavimentada sob carregamento repetido devido ao tráfego. Duas seções

foram estudadas, uma reforçada com geogrelha e outra sem reforço. Foi concluído que locar o geossintético na interface do subleito com a base gera o melhor comportamento do sistema. Ensaio traixiais foram realizados para se obter os parâmetros geotécnicos da camada de base granular. Já para a camada de subleito foram usados valores de estudos prévios (Tabela 2.2).

Tabela 2.2 – Parâmetros geotécnicos utilizados no estudo

Materiais	Modelo e Parâmetros (Drucker-Prager)	Tensão de escoamento [kPa]	E [MPa]	v [-]
Base	$\beta=40^\circ$, $\psi=10^\circ$	150	50	0,35
Subleito	$\beta=10^\circ$, $\psi=0^\circ$	43,6	10	0,42

Fonte: Traduzida - Leonardi et al. (2020)

O modelo constitutivo utilizado na simulação numérica foi o de Drucker-Prager nas duas camadas. Já para a geogrelha foi usado o modelo elástico linear. Para simular o carregamento dos veículos, 2000 ciclos foram aplicados com uma pressão de 550 kPa com um tempo de duração de ciclo de 0,01 s. Como resultado, foi observado que o deslocamento vertical abaixo do centro do carregamento ao final da simulação foi de 22 mm para a seção não reforçada e 16 mm para a seção reforçada, totalizando uma redução de 25% de deslocamento superficial. Além disso, houve uma significativa redução da deformação vertical ao longo da camada de base.

Singh *et al.* (2022) estudaram o comportamento de estradas não pavimentadas não reforçadas e reforçadas com geossintético sob ação de uma carga rolante. Três seções foram estudadas: uma sem reforço e duas com reforço (uma com geotêxtil e outra com geogrelha). Foi observado os benefícios que os geossintéticos trazem para o afundamento de trilha de roda, a melhoria que eles trazem também para a estabilidade da estrutura e redução da deformação superficial.

Após 350 passadas de veículo no ensaio (quantidade máxima) observou-se um deslocamento vertical superficial de 49 mm para a seção não reforçada, 27 mm para a reforçada com geotêxtil e 35 mm com geogrelha. Com esse resultado, concluiu-se que o geotêxtil obteve melhor performance que a geogrelha indicando que o papel de separação do material é mais importante que a rigidez do reforço. A separação dos materiais da camada fez com que a deterioração da camada granular fosse bem reduzida, aumentando o tempo de serviço da estrada e diminuindo seu afundamento de trilha de roda.

Mourão (2022) realizou simulações numéricas de ensaios com carregamento monotônico em rodovias não pavimentadas após manutenções superficiais no *software* Plaxis 2D. Utilizando as ferramentas adequadas, como o *Updated Mesh*, os valores de capacidade de carga obtidos no segundo estágio de carregamento dos ensaios com reforço variaram de 2 a 10%. No terceiro

carregamento, esses valores oscilaram entre 6 e 19%. Em um dos ensaios simulados numericamente, a rigidez obtida foi superestimada. Esse resultado inesperado foi atribuído ao afofamento que o material de aterro sofreu e que não é reproduzido pelo modelo Mohr-Coulomb utilizado nas análises. A autora ainda observou que as tensões de cisalhamento nas interfaces apresentaram comportamento instável. Mourão (2022), em uma das simulações, conseguiu comparar a quantidade de material utilizado nas restaurações. Numericamente, ela encontrou valores 33% menores que os encontrados nos ensaios experimentais.

Chua & Nepal (2023) utilizaram o ABAQUS para simular numericamente estradas não pavimentadas não reforçadas e reforçadas com geossintéticos. A análise foi 2D axissimétrica e consistiu em uma camada de base granular sobre um subleito fraco. Nos casos reforçados, a geogrelha foi locada na base da camada granular. O modelo constitutivo usado para os solos foi o de Mohr-Coulomb e para a geogrelha o elástico, a Tabela 2.3 mostra os valores das propriedades utilizados na análise. Os autores citam que outros pesquisadores como (Leng *et al.*, 2005; Ahirwar & Mandal, 2017; Mosadegh & Nikraz, 2015) obtiveram resultados satisfatórios utilizando esse modelo.

O estudo de Chua & Nepal (2023) teve como objetivo desenvolver um modelo de performance para os pavimentos, prever a vida útil de serviço do pavimento e prever como seria a redução da espessura da camada granular para um tempo de serviço equivalente. O estudo também permite com que a ação da geogrelha possa ser quantificada. Foi obtido um TBR de 3,1 mm com 20 mm de deslocamento vertical superficial para uma camada granular construída sobre um subleito fraco usando uma geogrelha de rigidez média na interface.

Tabela 2.3 – Propriedades dos materiais utilizados no estudo baseado em uma compilação de dados autores precedentes

Materiais	Modelo e parâmetros	Espessura [mm]	Módulo [MPa]	Coefficiente de Poisson, ν [-]
Base granular	Mohr-Coulomb $\phi=40^\circ$ $c'=0,1$ kPa	300-800	20-300	0,35
Subleito	Mohr-Coulomb $\phi=0^\circ$ $c'=30-90$ kPa	12,75	10-30	0,45
Geogrelha	Elástico	3	500	0,35

Fonte: Modificada e traduzida - Chua & Nepal (2023)

2.3.2. PLAXIS 2D

O Plaxis 2D é um programa de elementos finitos que faz análises sob condições de deformação plana ou axissimétrica. Modela diversas estruturas geotécnicas, entre elas: aterros sobre solos moles, escavações, fundações convencionais, taludes, barragens etc. O *software* calcula deformações, tensões, fluxo de água e poropressões, utilizando elementos triangulares de 6 ou 15 nós. O programa pode simular carregamento, descarregamento e recarregamento por cargas pontuais ou distribuídas.

Alguns elementos podem ser definidos, sendo eles: solos e interfaces, descontinuidades, placas, vigas, ancoragens, geogrelhas e cabos. Os solos, por sua vez, podem ser modelados por diversos modelos constitutivos como: Linear Elástico, Mohr-Coulomb, Hoek-Brown, *Hardening Soil*, *Soft Soil*, *Soft Soil Creep*. As geogrelhas podem ser do tipo elástica, elastoplástica, viscoelástica. As placas podem ser elásticas ou elastoplásticas.

2.3.3. MODELO DE MOHR-COULOMB

O modelo denominado Mohr-Coulomb no Plaxis é elástico linear perfeitamente plástico (Figura 2.8), simples e útil para ter um conhecimento preliminar do comportamento do solo. A parte elástica linear é baseada na lei de Hooke e o critério de ruptura adotado é o de Mohr-Coulomb. O comportamento linear elástico perfeitamente plástico do modelo se baseia no princípio da elastoplasticidade com o teorema da aditividade, que estabelece que a deformação total é composta das partes elástica e plástica (Equação 2.1).

$$\{d\varepsilon\} = \{d\varepsilon_e\} + \{d\varepsilon_{plast}\} \quad (\text{Equação 2.1})$$

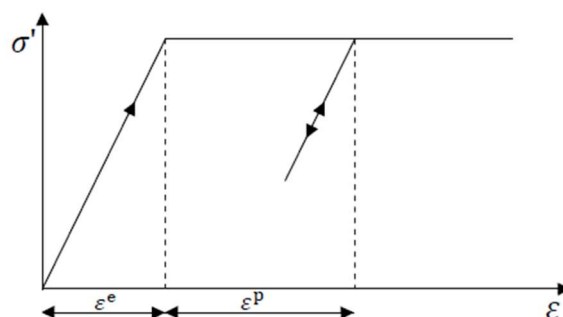


Figura 2.8 – Gráfico segundo o modelo de Mohr-Coulomb (Brinkgreve *et al.*, 2022a).

Como mencionado, a parte elástica é baseada na lei de Hooke generalizada, que relaciona o vetor de tensões ($\{\sigma\}$) e o vetor de deformações elásticas ($\{\varepsilon_e\}$) por meio de relações constitutivas do material, representada pela matriz $[D_e]$ na Equação 2.2 e 2.3.

$$\{d\sigma\} = [D_e]\{d\varepsilon_e\} = [D_e](\{d\varepsilon\} - \{d\varepsilon_p\}) \quad (\text{Equação 2.2})$$

Caso o solo seja considerado contínuo, homogêneo, isotrópico, linear e elástico essa matriz é reduzida para o módulo de Young (E).

$$\sigma = E\varepsilon_e = E(\varepsilon - \varepsilon_p) \quad (\text{Equação 2.3})$$

A Teoria da Plasticidade é baseada em três conceitos: a função de plastificação (F), a lei de fluxo, ou lei de potencial plástico (G), e a lei de endurecimento (H).

A função de plastificação (F) define a partir de qual ponto y começam a haver as deformações plásticas, y então corresponde a tensão de plastificação do material. No caso unidimensional (1D) essa função é definida pela Equação 2.4.

$$F(\sigma) = \sigma - y \quad (\text{Equação 2.4})$$

Se $\sigma < y$ e conseqüentemente $F(\sigma) < 0$, o domínio é elástico. Se $\sigma = y$ e conseqüentemente $F(\sigma) = 0$, o domínio é plástico. Se $\sigma > y$ e conseqüentemente $F(\sigma) > 0$, o caso é impossível e não acontece.

Já no caso bidimensional (2D), a função de plastificação se torna uma curva de plastificação e o problema passa a ter três componentes de tensão ($\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$). O interior da curva ($F(\sigma) < 0$) é o domínio elástico, em cima da curva ($F(\sigma) = 0$) é plástico e maior que a curva ($F(\sigma) > 0$) o caso não existe. No caso tridimensional (3D), a função de plastificação se torna uma superfície de plastificação e o problema passa a ter seis componentes de tensão ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$). O interior da superfície ($F(\sigma) < 0$) é o domínio elástico, na superfície ($F(\sigma) = 0$) é plástico e maior que a superfície ($F(\sigma) > 0$) o caso não existe. A Figura 2.9 mostra uma superfície de plastificação para um caso genérico.

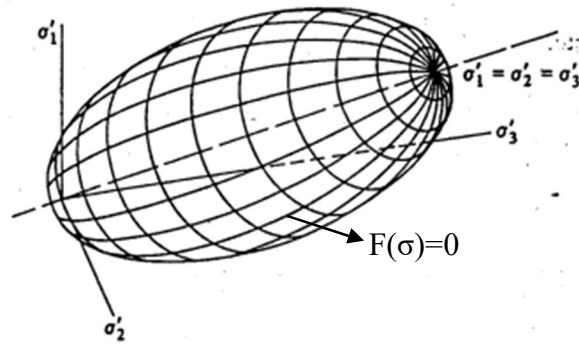


Figura 2.9 - Função de plastificação no caso tridimensional (modificada - Wood, 1990)

A equação específica da “linha”/curva/superfície de plastificação dependerá do modelo constitutivo adotado. A teoria da plasticidade apenas afirma que ela existe e que indica qual é o domínio elástico, plástico e impossível. Considerando o critério de Mohr-Coulomb, no espaço (p, q) , a função de plastificação é dada pela Equação 2.5 de acordo com a Figura 2.10.

$$F(p, q) = q - A \cdot p - a = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right) - \text{sen}\phi \cdot \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right) - c \cdot \text{cos}\phi \quad (\text{Equação 2.5})$$

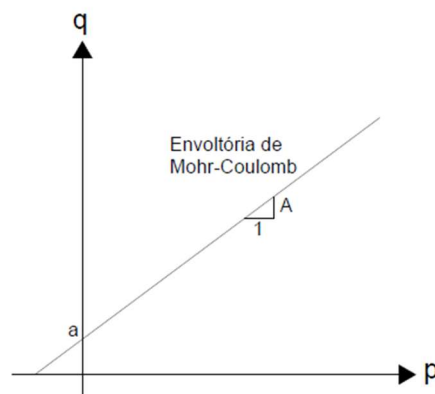


Figura 2.10 – Função de plastificação no espaço p-q

A lei de fluxo ou lei de potencial plástico ($G(\sigma)$) define a direção do vetor de deformação plástica na Teoria da Plasticidade (Naylor, 1981) e expressa o incremento dessa deformação por meio da Equação 2.6.

$$d\varepsilon_{plast} = d\lambda \frac{\partial G(\sigma)}{\partial \sigma} \quad (\text{Equação 2.6})$$

$d\lambda$: escalar positivo que indica a magnitude; $\frac{\partial G(\sigma)}{\partial \sigma}$: potencial plástico que indica a direção das deformações plásticas.

Se,

$$F(\sigma) = G(\sigma) \rightarrow \text{Lei de fluxo associada}$$

$$F(\sigma) \neq G(\sigma) \rightarrow \text{Lei de fluxo não associada}$$

De acordo com a teoria da plasticidade, a deformação plástica (ϵ_{plast}) é proporcional à derivada da função de escoamento. Essa deformação também pode ser vista como sendo um vetor perpendicular à superfície de escoamento (ver Figura 2.11).

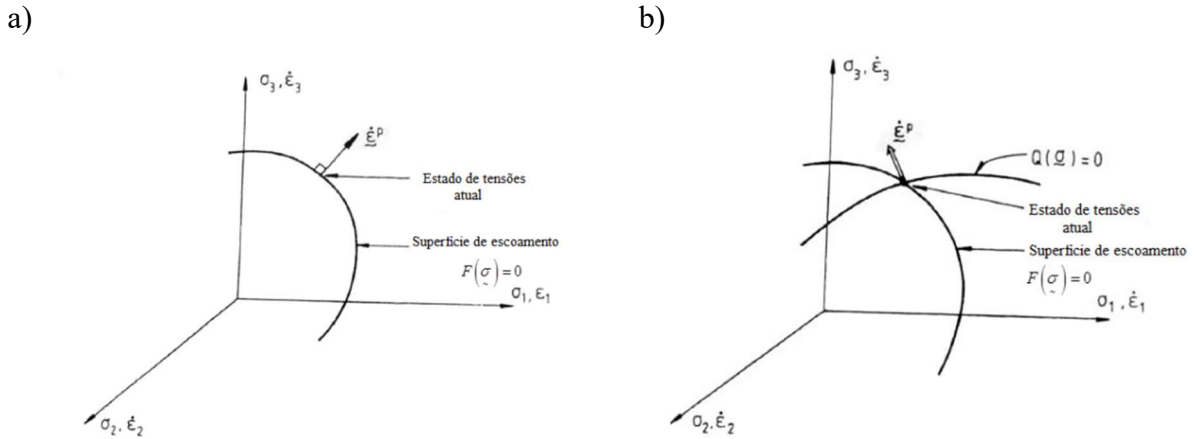


Figura 2.11 – Lei de fluxo a) associada b) não associada (Pessoa *et al.*, 2011)

Por fim, a lei do endurecimento ou função de escoamento (H) é função das tensões e de um parâmetro de endurecimento (h), como mostrado na Equação 2.7, que irá expandir o domínio elástico da superfície de plastificação. O parâmetro de endurecimento está relacionado às deformações volumétricas plásticas.

$$H = \frac{ds}{dh} \quad (\text{Equação 2.7})$$

A região plástica do modelo Mohr-Coulomb é considerada perfeitamente plástica (Figura 2.8), ou seja, não considera o endurecimento e assim não há expansão (endurecimento) nem diminuição (amolecimento) da superfície de plastificação (Figura 2.12). Ou seja, essa superfície é fixa e não é afetada pelas deformações plásticas. Assim, a plasticidade coincide com a ruptura do solo. Para pontos abaixo dessa superfície, o comportamento do solo é puramente elástico e as deformações recuperáveis.

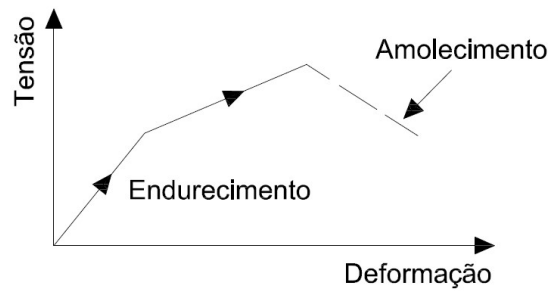


Figura 2.12 – Modelo com endurecimento, perfeitamente plástico e com amolecimento (modificada e traduzida - Desai & Siriwardane,1984)

O critério de ruptura de Mohr-Coulomb considera que o solo rompe quando uma tensão cisalhante máxima é alcançada (τ_f). Essa tensão considera a coesão e o ângulo de atrito do solo, ver Equação 2.8.

$$\tau_f = c + \sigma_f \tan \phi \quad (\text{Equação 2.8})$$

Onde c é a coesão e ϕ o ângulo de atrito, ambos considerados parâmetros de resistência e σ_f a tensão normal no plano de ruptura.

Em função das tensões principais (σ_1, σ_3), a função de plastificação do critério de Mohr-Coulomb é encontrada utilizando a Equação 2.9.

$$F(\sigma_1, \sigma_3) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin \phi - 2 \cdot c \cdot \cos \phi \quad (\text{Equação 2.9})$$

Em casos axissimétricos: $\sigma_2 = \sigma_3$.

Considerando cada par de tensões principais, sob as trajetórias de compressão e extensão chega-se à superfície de plastificação do critério de Mohr-Coulomb, uma pirâmide de base hexagonal irregular, como mostrado na Figura 2.13.

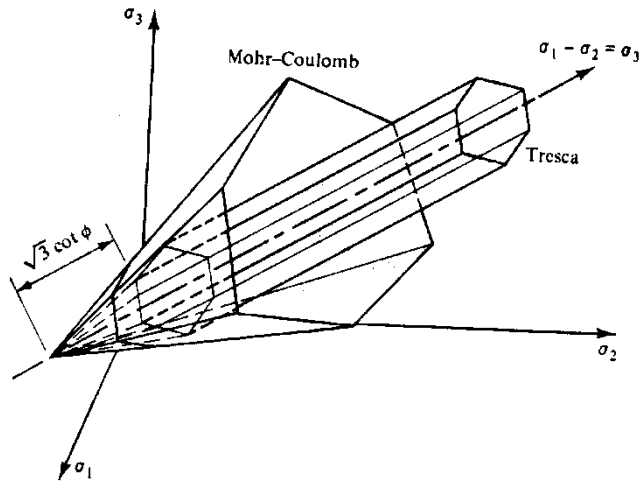


Figura 2.13 – Superfície de plastificação do critério de Mohr-Coulomb (Desai & Siritwardane,1984)

Em adição a esses pares de funções de escoamento, há também as funções de potencial plástico para o modelo. Considerando uma lei de fluxo associada, a condição de normalidade é exposta na Equação 2.10.

$$d\varepsilon_p = d\lambda \frac{\partial G(\sigma)}{\partial \sigma} = d\lambda \frac{\partial F(\sigma)}{\partial \sigma} \quad (\text{Equação 2.10})$$

É comum que os materiais geotécnicos não sigam a condição de normalidade e assim a lei de fluxo é considerada não associada ($F(\sigma) \neq G(\sigma)$). A lei de fluxo não associada com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb proposta por Naylor (1981) está descrita na Equação 2.11.

$$G(\sigma_1, \sigma_3) = \sigma_1 \cdot (1 - \text{sen}\psi) - \sigma_3 \cdot (1 + \text{sen}\psi) - cte = 0 \quad (\text{Equação 2.11})$$

Os parâmetros básicos do modelo Mohr-Coulomb são o módulo de Young (E), coeficiente de Poisson (ν), coesão (c), ângulo de atrito (ϕ), ângulo de dilatância (ψ) e *tension cut off* (σ_t), esta última desativada em todos os momentos. Para esse modelo, o Plaxis 2D permite que o módulo de elasticidade aumente com a profundidade da camada. Da mesma forma com a coesão, podendo ela crescer com a profundidade.

2.3.4. TENSÃO E DEFORMAÇÃO

Os conceitos de tensão e deformação são bem conhecidos na mecânica dos solos. A tensão é uma resposta interna gerada para equilibrar uma força externa aplicada no meio (Figura 2.14).

A deformação, por sua vez é um rearranjo das partículas devido a um deslocamento gerado também pela aplicação dessa força externa. Estes deslocamentos e deformações, nos solos, precisam ser compatíveis para proporcionar continuidade no solo. Assim, dois requisitos fundamentais para todos os problemas envolvendo solos são: equilíbrio e continuidade. A relação entre tensões e deformações, por sua vez, é dada por relações chamadas de equações constitutivas que abrangem as propriedades dos materiais (Neves, 2016).

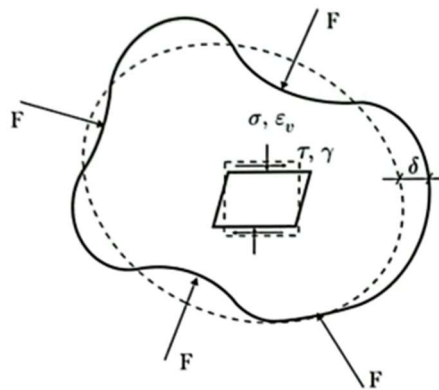


Figura 2.14 – Forças, tensões, deslocamentos e deformações em um corpo (Neves, 2016)

As forças externas podem ser classificadas como forças volumétricas ou de superfície. As forças volumétricas, ou de massa, se distribuem em todos os pontos do meio contínuo, como por exemplo o peso próprio. As forças de superfície são aquelas que atuam apenas na superfície do meio contínuo e se distribuem através do contato entre as partículas, por exemplo, as cargas devido ao tráfego em estradas.

Um material rígido não se deforma e, conseqüentemente, também não há uma alteração no estado de tensão. Por outro lado, um material não rígido se deforma, seu estado de tensão muda podendo gerar também uma variação de volume, de contração (quando há diminuição do volume) ou expansão (quando há uma dilatação do volume) e de forma (quando há uma distorção). A variação de volume gera o que se chama deformação volumétrica e a de forma, deformação cisalhante.

Em campo, tensões e deformações atuam em todas as direções. De forma geral, elas deveriam ser tratadas de forma tridimensional, porém, em alguns casos é possível simplificar o problema tornando a análise como sendo bidimensional e assim diminuir a complexidade deste. O estado de deformação plana considera que no eixo mais comprido “z”, considerado infinito, a deformação é nula. O estado onde há simetria axial considera que qualquer plano ortogonal ao eixo z possui tensões e deformações radiais iguais, ou seja, é um estado de tensões e

deformações axissimétricas. Nesses dois estados, a análise considera o problema como sendo bidimensional.

As possibilidades de deformação oferecidas pelo *software* Plaxis 2D são do tipo de deformação plana e axissimétrica. Deformação axissimétrica é um modelo utilizado para simular estruturas circulares. O estado plano de deformações é usado em modelos com geometrias uniformes em seções de corte perpendiculares ao eixo z. A Figura 2.15 mostra as seções estudadas tanto no caso de deformação no estado plano e axissimétrica e a Figura 2.16 mostra com os vetores de tensões e deformações atuam nesses casos.

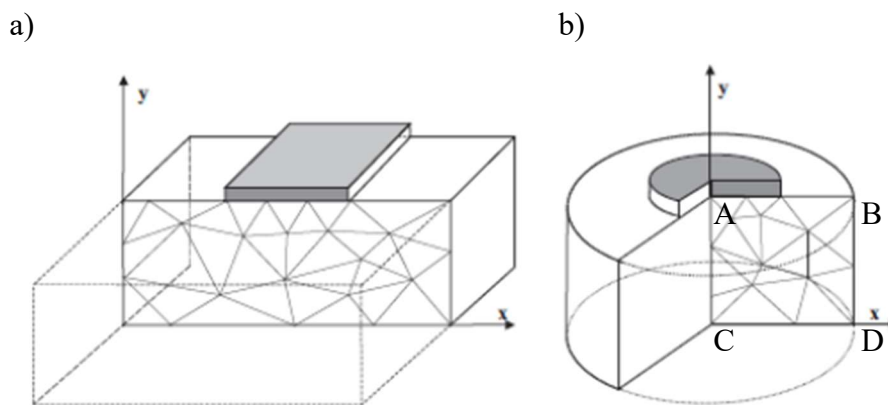


Figura 2.15 – Deformação a) estado plano b) axissimétrica (modificada - Brinkgreve *et al.*, 2022b)

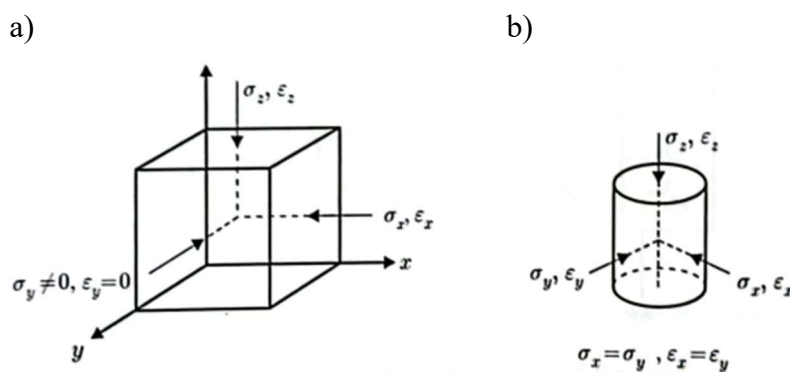


Figura 2.16 – Tensões e deformações nos estados de deformação a) plano b) axissimétrico (Neves, 2016)

O comportamento tensão-deformação dos solos é afetado por alguns fatores que podem ser agrupados em 3 categorias: a) composição e estado físico do solo, b) histórico de tensões e estado de tensão atual e c) tipo e taxa de carregamento (Santagata, 1998). Segundo Huurman (1996), as propriedades dos materiais que são necessárias para se prever a deformação

permanente são a resistência, o comportamento resiliente do material e a própria deformação permanente e a sua progressão.

De acordo com Carneiro (2009), a deformação permanente pode ocorrer devido ao rearranjo de partículas ou à quebra de ligações entre elas, sendo assim, no descarregamento da amostra, elas não conseguem voltar a sua configuração e posição inicial. Já as recuperáveis se referem a quando os grãos da amostra sofrem a compressão vinda do carregamento e voltam a sua posição inicial no descarregamento. O autor ainda cita que as deformações permanentes vão depender também da magnitude do carregamento. Se as cargas aplicadas não tiverem um nível tão alto, essas deformações tendem a se estabilizar com a progressão dos ciclos, tendendo a zero com o tempo. Aumentando a magnitude das cargas, a deformação não reversível volta a crescer.

Alguns dos principais fatores que influenciam o comportamento das deformações plásticas segundo Lekarp (1997, citado por Werkmeister, 2003) são o número de ciclos, o teor de umidade, a trajetória de tensões, a densidade dos grãos, a graduação, as propriedades físicas do grão (forma, rugosidade) e o nível de tensões.

O carregamento cíclico é caracterizado por sucessivas aplicações de cargas e descargas. As deformações recorrentes do carregamento cíclico são as reversíveis, ou recuperáveis, e as não reversíveis, ou permanentes (ver Figura 2.17). Lobo-Guerrero & Vallejo (2006) citam que uma forma de diminuir as deformações permanentes no lastro ferroviário seria aplicar previamente os ciclos que geram estas deformações. Porém, em seguida, eles afirmam que essa medida pode não ser viável, uma vez que para se atingir esses ciclos pode levar muito tempo o que não seria vantajoso economicamente.

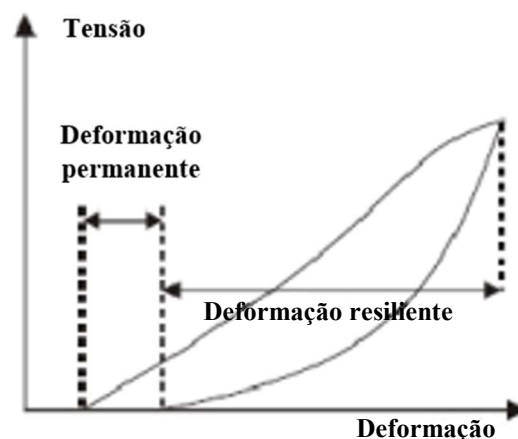


Figura 2.17 – Deformação permanente e resiliente (modificada e traduzida - Werkmeister, 2003)

O número de ciclos precisa ser analisado junto ao nível de tensão, se a quantidade de ciclos é alta, mas o nível de tensão baixo, a deformação tende a se estabilizar com o passar dos ciclos. Kolisoja (1998, citado por Werkmeister, 2003) observou uma aparente estabilização de deformação permanente após 80.000 ciclos de carregamento seguida de um aumento linear de deformação permanente com o aumento dos ciclos. A presença de água presente tem influência na resistência da camada granular. Aumentando esse teor de água, com a aplicação do carregamento cíclico, a poropressão positiva é desenvolvida e leva à uma diminuição da tensão efetiva do solo, diminuindo então a sua resistência e a sua rigidez. Casos drenados, em que a água pode ser expulsa, tendem a estabilizar as deformações permanentes enquanto que casos não drenados, tendem a aumentá-la.

Brown & Hyde (1975) observaram que um aumento sucessivo de nível de tensão gera deformações permanentes menores do que quando o nível de tensão mais alto é aplicado em um único estágio. Para baixos níveis de tensões, as deformações permanentes ocorrem em resposta à uma pós compactação e a sua taxa de crescimento é alta. Com o passar dos ciclos, essa taxa se reduz e a deformação permanente se torna estável durante um tempo, se as condições não mudarem. Para níveis altos de tensões, o crescimento das deformações é muito rápido gerando uma possível ruptura (Werkmeister, 2003). A Figura 2.18 mostra como a deformação permanente se comporta para baixos níveis de tensão e para altos níveis de tensão.

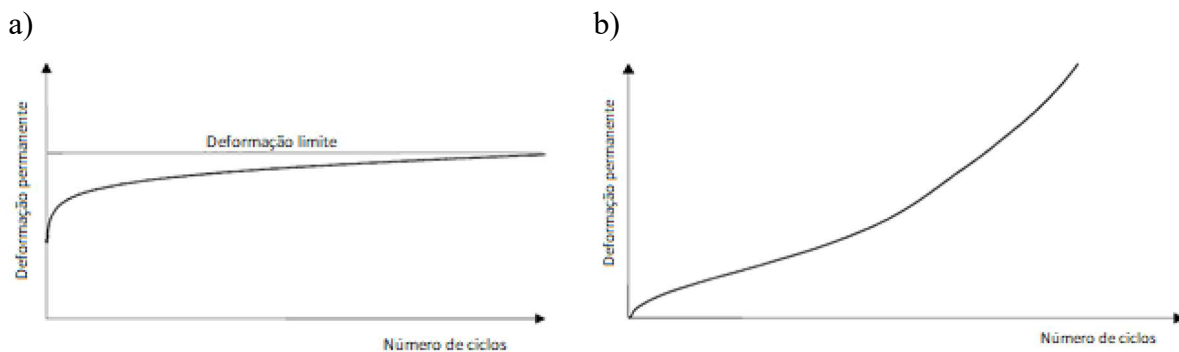


Figura 2.18 – Comportamento das deformações permanentes para uma condição a) estável, com baixos níveis de tensão b) instável, com altos níveis de tensão (traduzida - Werkmeister, 2003)

Por fim, a deformação permanente aumenta com o aumento da tensão desviadora e com a diminuição da tensão de confinamento (Werkmeister, 2003). Em relação à densidade, quanto maior a densidade da amostra, menores serão as deformações permanentes, para uma mesma trajetória de tensões.

Os modelos disponíveis que preveem o comportamento das deformações permanentes dos materiais granulares são bem menos desenvolvidos que os que estudam o comportamento das deformações resilientes (Werkmeister, 2003). O estudo do desenvolvimento das deformações permanentes precisam ser função do número de ciclos e das tensões nos materiais. Alguns modelos consideram que as deformações permanentes dos agregados em pavimentos variam de forma logarítmica com o número de carregamentos cíclicos, outros consideram uma variação hiperbólica.

Barksdale *et al.* (1972) consideram que a deformação axial permanente (ε_p^1) varia linearmente com o logaritmo do número de ciclos, ver Equação 2.12.

$$\varepsilon_p^1 = a + b \cdot \log(N) \quad (\text{Equação 2.12})$$

ε_p^1 : deformação axial [10^{-4}]; a, b : constantes para determinados valores de tensão desviadora e de confinamento [-]; N : número de ciclos [-].

Já Sweere (1990) propõe que para um grande número de ciclos, a deformação axial permanente pode ser prevista pela Equação 2.13.

$$\varepsilon_p^1 = a \cdot N^b \quad (\text{Equação 2.13})$$

ε_p^1 : deformação axial [10^{-4}]; a, b : parâmetros de redução [-]; N : número de ciclos [-].

Paute et al. (1996) sugere um caráter hiperbólico, ver Equação 2.14.

$$\varepsilon_p^i = A \left(1 - \left(\frac{N}{100} \right)^{-B} \right) \quad (\text{Equação 2.14})$$

ε_p^i : deformação axial permanente para 100 ciclos [-]; a, b : constantes [-]; N : número de ciclos [-].

Porém, além do número de ciclos e tensões, o *shakedown* também precisa ser considerado nos modelos.

2.3.5. CARREGAMENTO CÍCLICO E RESISTÊNCIA

Rodovias e ferrovias estão sujeitas às ações das cargas rolantes. Esses carregamentos cíclicos geram tensões verticais, horizontais e cisalhantes de diferentes magnitudes. Além disso, essas rodas provocam a rotação das tensões principais (Werkmeister, 2003) a depender da sua posição, como mostrado na Figura 2.19. O único momento em que as tensões principais só tem componentes verticais e horizontais é quando o ponto está diretamente abaixo do centro da

carga rolante. O ensaio triaxial cíclico não consegue representar essa rotação dos planos, simulando apenas a situação em que o ponto estudado está diretamente abaixo da carga aplicada (Carneiro, 2009).

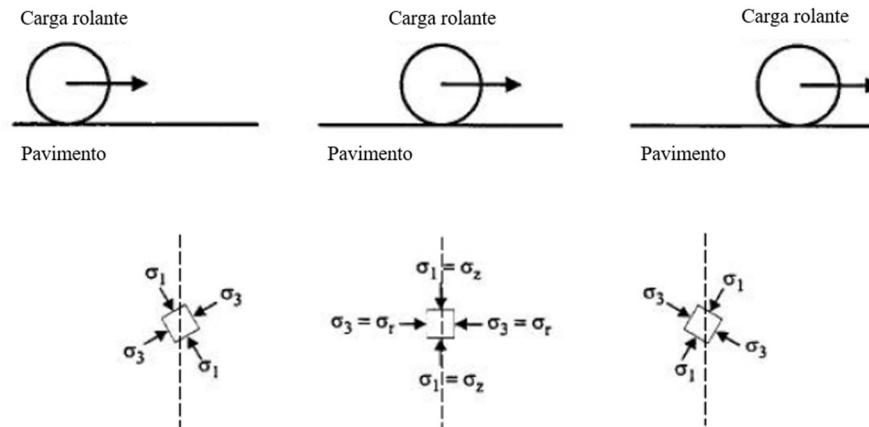


Figura 2.19 – Carga rolante e tensões principais geradas (traduzida - Shaw, 1980, citado por Werkmeister, 2003)

Segundo Li & Selig (1996), a carga cíclica pode aumentar ou diminuir a resistência e o módulo de rigidez. Isso vai variar de acordo com a história de tensões do solo bem como das condições de drenagem do mesmo. Carneiro (2009) cita que os principais fatores que afetam o comportamento mecânico dos materiais sob carga cíclica são: velocidade de carregamento, fadiga cíclica e fluência. Dando foco à fadiga cíclica, ela acontece quando o material se rompe a tensões bem menores que a sua resistência à compressão simples.

Yeoh & Airey (1998) analisaram que o número de ciclos para se atingir a ruptura em solos em condições drenadas é maior do que nas não drenadas. Em solos não cimentados, os granulares por exemplo, isso seria o esperado uma vez que os ciclos agiriam como uma compressão volumétrica, aumentando a densidade do solo e assim, aumentando a sua resistência. Em solos cimentados, como em argilas, esses ciclos levariam a uma quebra de ligações provocando uma diminuição de resistência.

Chu & Ge (2021) falam que solos tendem a ter sua rigidez diminuída devido a excitações externas cíclicas e naturais tais como terremotos, ondas marítimas e carregamentos de tráfego. Essa degradação gera deformações tornando o solo mais fraco. Os mesmos autores realizaram mais de 20 ensaios triaxiais cíclicos para analisar a degradação da rigidez nos solos durante o carregamento sob condições não drenadas. O aumento de poropressão fez com que a degradação tenha levado a níveis altos de deformação mesmo sem liquefação.

Alguns estudos citam que quando a deformação devido ao carregamento cíclico ultrapassa um determinado valor, a rigidez do solo diminui de forma significativa (Matasović & Vucetic, 1995; Hsu & Vucetic, 2006, citados por Chu & Ge, 2021), isso se deve ao fato de que a estrutura da partícula se quebra havendo então um acúmulo de poropressão. Pesquisas mostram que o efeito da relação de tensão cíclica, índice de vazios (Kumar *et al.*, 2007, citados por Chu & Ge, 2021), deformação acumulada, frequência de carregamento e excesso de poropressão afetam a rigidez de forma negativa, diminuindo-a (Chu & Ge, 2021). Nível de deformações iniciais mais alto pode tornar a rigidez inicial mais baixa.

Impactos de cargas dinâmicas provocam a quebra gradual de solos granulares, principalmente quando a sua resistência é baixa ou quando o histórico geológico influenciou na fadiga do material (Patakiewicz & Zabielska-Adamska, 2017). Quirino *et al.* (2020) analisaram a influência da composição granulométrica nos parâmetros de resistência ao cisalhamento de um rejeito de minério de ferro. Os resultados mostraram que para uma mistura com 60% de finos, o valor máximo de ângulo de atrito foi de 31° e para 0% de finos, de 29°.

A quebra das partículas em materiais granulares gera uma nova curva granulométrica que tem uma grande influência na resistência ao cisalhamento do solo. Saber qual o papel desse processo na mobilização da resistência é o que ainda não foi muito estudado (Yu & Su, 2016). De forma geral, a deformação da partícula do solo ocorre quando ela é sujeita a uma tensão efetiva. O aumento dessa tensão gera microfissuras na partícula que vão se desenvolvendo. A quebra da partícula ocorre quando essas fissuras se espalham por toda a partícula. Essa quebra está relacionada por exemplo a propriedades mecânicas e a natureza física do solo (Yu, 2021). Em resumo, em seus estudos Yu (2021) concluiu que a quebra das partículas influencia de forma significativa o comportamento do solo quanto ao cisalhamento, dilatação e estado do solo. Isso inclui dizer que essa quebra resultou na diminuição das forças de cisalhamento e dilatação do solo.

Realizando uma série de ensaios triaxiais drenados em areias silicosas e em areias silicosas anteriormente quebradas, Yu (2017) observou que o excesso de ângulo de atrito diminui à medida que aumenta o índice de quebra das partículas. A dilatância segue a mesma ideia. Quando o índice de quebra das partículas atinge o seu limite, esse excesso de ângulo de atrito e de dilatância se tornam constantes. O excesso de dilatância e ângulo de atrito também diminuem com o aumento do índice de vazios. A verdade é que o estudo acerca da relação do comportamento tensão-dilatância do solo com a quebra das partículas ainda não é muito

estudado. O ângulo de atrito ϕ relaciona as tensões cisalhantes com as normais e a dilatância ψ relaciona as deformações volumétricas com as cisalhantes (Equação 2.15 e 2.16).

$$\tau_n = \sigma_n \tan \phi \quad (\text{Equação 2.15})$$

$$\varepsilon_v = -\gamma \tan \psi \quad (\text{Equação 2.16})$$

É aceito que o ângulo de atrito mobilizado no solo, representando a força mobilizada, é dividido em duas componentes: o ângulo de atrito propriamente dito devido a fricção superficial mineral entre as partículas e o ângulo de dilatação.

A dilatância ocorre quando, ao aplicar uma força cisalhante no material, há uma expansão de seu volume. Além disso, a dilatância máxima pode ser associada ao estado de pico no cisalhamento.

A linha de ruptura do critério de Mohr-Coulomb, no estado de pico, sem considerar coesão e considerando a dilatância é dada pela Equação 2.17.

$$\tau_n = \sigma_n \tan(\phi + \psi) \quad (\text{Equação 2.17})$$

Em materiais argilosos, a dilatância está relacionada ao histórico de tensões, ou seja, qual a sua taxa de pré-adensamento. Argilas muito pré-adensadas podem ter um comportamento similar ao das areias densas, apresentando uma dilatância positiva.

Yu & Su (2016) realizaram vários ensaios triaxiais drenados em areia com sílica. Foi observado que a quebra das partículas comprometeu a dilatância do solo e reduziu o pico do comportamento tensão deformação do solo. Com o aumento da deformação axial, o ângulo de atrito tende a crescer e em seguida as quebras das partículas fazem com que este ângulo diminua quase convergindo ao ângulo de atrito residual do solo. A dilatância se inicia com valores negativos, representando um comportamento de contração do solo. Com o aumento da deformação axial ela atinge o seu pico, positivo e dilatante e em seguida diminui para aproximadamente zero.

2.3.6. PARÂMETROS DE CONTROLE DE CÁLCULO

O parâmetro de controle de comprimento de arco (*arc-length*) é automaticamente ativado (Figura 2.20b) no *software* Plaxis 2D e permite obter resultados confiáveis para colapsos por carga em problemas que são controlados por carga. Ou seja, ele permite analisar a carga que

precisa ser aplicada na estrutura para que ela colapse. Por outro lado, ele pode ser desativado (Figura 2.20a) quando o problema em questão é de um cálculo controlado pelos deslocamentos.

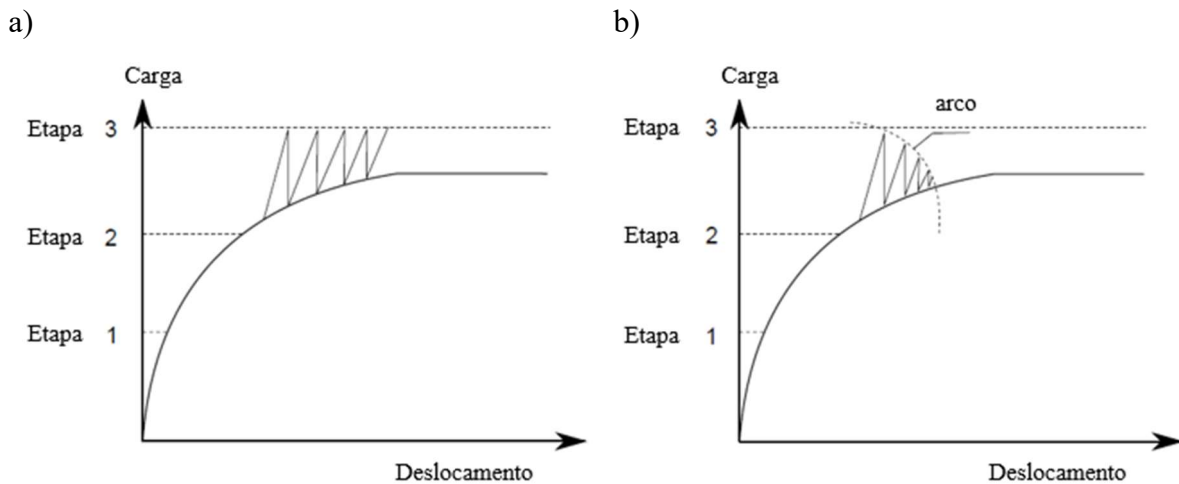


Figura 2.20 – Arc-length a) Desativado b) Ativado (traduzida – Brinkgreve *et al.*, 2022b)

2.3.7. TIPOS DE ANÁLISE

Normalmente, em análises convencionais de elementos finitos, a mudança da geometria da malha não influencia as equações de equilíbrio. Essa simplificação atinge bons resultados quando o problema trata de pequenas deformações, mas quando se trata de grandes deformações, a atualização da malha se torna importante e precisa ser levada em consideração.

Para que o Plaxis 2D considere no procedimento de cálculo essa atualização de malha, a opção *Updated Mesh* precisa ser ativada. Vale ressaltar que essa opção é mais do que uma atualização das coordenadas nodais a cada fase, é também um procedimento de cálculo baseado em uma aproximação conhecida como formulação Lagrangiana atualizada (Bathe, 1982). Basicamente, a cada fase a malha se atualiza e a fase seguinte parte dessa atualização, com as equações de equilíbrio também adaptadas.

2.3.8. GERAÇÃO DE MALHA

Uma etapa importante de uma simulação numérica é a geração de malha de elementos finitos. Para um cálculo com estabilidade numérica, a malha precisa ter uma qualidade considerável, os elementos triangulares que a formam precisam ser regulares e com dimensões adequadas. Para um cálculo com acurácia, os elementos precisam ser pequenos o suficiente principalmente

em áreas que sofrerão mudanças significativas de tensões e deformações. Assim, para se ter uma boa malha, é preciso elementos que proporcionem uma boa estabilidade e acurácia.

É importante ter cuidado para que não seja definida uma malha excessivamente fina, ou seja, que o problema esteja sendo feito com uma malha mais refinada do que o necessário. Elementos extremamente pequenos podem demandar um tempo de cálculo muito alto e se o problema não necessita desse refinamento é melhor que se use uma malha mais simples, mas ainda eficiente.

2.4. MÉTODO DA DEGRADAÇÃO DA RIGIDEZ

Huurman (1997) e Theyse (2001) geraram modelos que além de consideraram o número de ciclos e tensões (σ_1 , σ_3), também levam em conta o *shakedown*. O foco aqui descrito será o Modelo de Huurman. Esse modelo descreve o comportamento da deformação permanente na sua faixa estável e na instável.

O modelo de Huurman (1997) utiliza a aproximação do *shakedown* para modelar o comportamento das deformações permanentes axiais e radiais dos materiais e camadas granulares em pavimentos sob carregamentos cíclicos como função do número de ciclos. O autor usou os carregamentos repetidos dos ensaios triaxiais para determinar as deformações permanentes em areias, como proposto na Equação 2.18.

$$\varepsilon_p(N) = A \cdot \left(\frac{N}{1000}\right)^B + C \left(\exp^{D \cdot \frac{N}{1000}} - 1\right) \quad (\text{Equação 2.18})$$

Onde ε_p : deformação permanente [%]; N : número de ciclos; A, B, C, D : parâmetros do modelo.

Werkmeister (2003) explica que o primeiro termo ($A \cdot \left(\frac{N}{1000}\right)^B$) da Equação 2.18 descreve um aumento linear da deformação permanente com o número de ciclos em um diagrama $\log(\varepsilon_p)$ versus $\log(N)$. O parâmetro A fornece a deformação permanente nos 1000 primeiros ciclos e B nos ciclos seguintes. Para comportamentos estáveis, C e D são nulos e o segundo termo passa a não existir. Porém, para tensões elevadas, esse comportamento é instável e o comportamento do aumento de ε_p com N é exponencial, assim, manter o segundo termo ($C \left(\exp^{D \cdot \frac{N}{1000}} - 1\right)$) é o adequado. Os parâmetros são definidos pelas Equações 2.19 e 2.20.

$$A = a1 \cdot \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{1,f}}\right)^{a2} \quad B = b1 \cdot \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{1,f}}\right)^{b2} \quad C = c1 \cdot \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{1,f}}\right)^{c2} \quad D = d1 \cdot \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{1,f}}\right)^{d2} \quad (\text{Equação 2.19})$$

$$\sigma_{1,f} = \frac{(1 + \text{sen}\phi) \cdot \sigma_3 + 2 \cdot c \cdot \text{cos}\phi}{1 - \text{sen}\phi} \quad (\text{Equação 2.20})$$

Onde a_1, c_1 : parâmetros do modelo [%]; $a_2, b_1, b_2, c_2, d_1, d_2$: parâmetros do modelo [-]; σ_1 : tensão principal [kPa]; $\sigma_{1,f}$: tensão principal na ruptura segundo Mohr-Coulomb [kPa]; σ_3 : tensão principal de confinamento [kPa]; ϕ : ângulo de atrito interno [°]; c : coesão [kPa]. Huerfano (1996) cita que c_1, c_2, d_1, d_2 são parâmetros nulos quando se trata de uma areia.

Achmus *et al.* (2009) realizaram um estudo onde usaram dados obtidos em um ensaio triaxial cíclico em solo não coesivo em um modelo numérico para estimar como a deformação em uma estaca sob carregamento cíclico lateral em uma areia média densa progredia. No estudo realizado no programa de elementos finitos ABAQUS, o conceito numérico do modelo de degradação da rigidez foi descrito. Este modelo é então baseado na combinação de uma simulação numérica em elementos finitos com os ensaios triaxiais cíclicos drenados.

Por meio dos ensaios foi possível observar que o acúmulo das deformações plásticas, no decorrer dos ciclos, poderia ser entendido como uma redução da rigidez secante do solo (Figura 2.21). A aproximação dessa redução da rigidez mostra que a taxa de redução da rigidez secante depois do primeiro ciclo e depois de N ciclos pode ser representado também por meio das deformações axiais plásticas, de acordo com a Equação 2.21. Nesse método as deformações elásticas são negligenciadas.

$$\frac{E_{sN}}{E_{s1}} \cong \frac{\varepsilon_{cp,N=1}^a}{\varepsilon_{cp,N}^a} \quad (\text{Equação 2.21})$$

Onde E_{s1} e E_{sN} , são módulos de rigidez secantes para um ciclo e para N ciclos, respectivamente; $\varepsilon_{cp,N=1}^a$ e $\varepsilon_{cp,N}^a$ são as deformações axiais permanentes para um ciclo e para N ciclos, respectivamente.

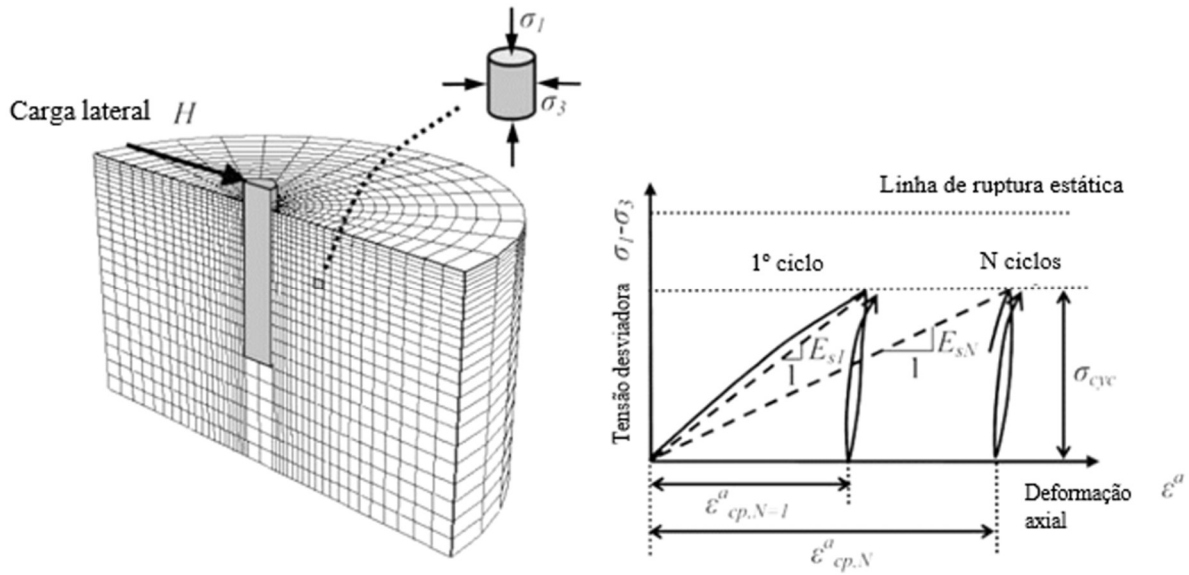


Figura 2.21 – Método da degradação da rigidez (traduzida - Achmus *et al.*, 2009)

Utilizando a Equação 2.18 e 2.19, considerando que é um material arenoso, com C e D nulos, tem-se a Equação 2.22:

$$\varepsilon_p(N) = A \cdot \left(\frac{N}{1000}\right)^B \quad (\text{Equação 2.22})$$

$$\varepsilon_p(N) = a_1 \cdot \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{1,f}}\right)^{a_2} \cdot \left(\frac{N}{1000}\right)^{b_1 \cdot \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{1,f}}\right)^{b_2}}$$

Como citado, o parâmetro A fornece a deformação permanente nos 1000 primeiros ciclos. Assim, se $N = 1000$ encontra-se a Equação 2.23 com o auxílio da Equação 2.19, definindo então a deformação permanente para os 1000 primeiros ciclos.

$$\varepsilon_p(1000) = A = a_1 \cdot \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_{1,f}}\right)^{a_2} \quad (\text{Equação 2.23})$$

A fórmula de Hurrman (1997) é considerada no estudo de Achmus *et al.* (2009). O método de degradação da rigidez secante pode ser descrito considerando dois parâmetros materiais, b_1 e b_2 , como mostrado nas Equações 2.24 e 2.25.

$$\frac{E_{sN}}{E_{s1}} = \frac{\varepsilon_{cp,N=1}^a}{\varepsilon_{cp,N}^a} = N^{-b_1(X)^{b_2}} \quad (\text{Equação 2.24})$$

Ou,

$$\varepsilon_{cp,N}^a = \varepsilon_{cp,N=1}^a \cdot N^{b_1(X)^{b_2}} \quad (\text{Equação 2.25})$$

Na qual N é o número de ciclos e X é a relação entre tensões para materiais não coesivos (Equação 2.26).

$$X = \frac{\sigma_{1,cyc}}{\sigma_{1,sf}} \quad (\text{Equação 2.26})$$

Onde $\sigma_{1,cyc}$ e $\sigma_{1,sf}$ são as tensões principais máximas para o estado de tensões cíclico e para o estado de ruptura estático, respectivamente.

Assim, substituindo a Equação 2.26 na 2.25 encontra-se a Equação 2.27.

$$\varepsilon_{cp,N}^a = \varepsilon_{cp,N=1}^a \cdot N^{b_1 \left(\frac{\sigma_{1,cyc}}{\sigma_{1,sf}} \right)^{b_2}} \quad (\text{Equação 2.27})$$

Na qual $\varepsilon_{cp,N=1}^a$ é a deformação permanente para o primeiro ciclo e o termo $(N^{b_1 \left(\frac{\sigma_{1,cyc}}{\sigma_{1,sf}} \right)^{b_2}})$ restante para os ciclos seguintes.

Comparando com a fórmula original de Huurman (1997), a fórmula descrita por Achmus (2009) se refere a deformação inicial de 1 ciclo e depois os ciclos seguintes representados pelo termo

$N^{b_1 \left(\frac{\sigma_{1,cyc}}{\sigma_{1,sf}} \right)^{b_2}}$. Enquanto que a de Huurman (1997) considera essa parcela inicial como sendo 1000 ciclos e depois os ciclos seguintes representados pelo termo $\left(\frac{N}{1000} \right)^{b_1 \left(\frac{\sigma_{1,cyc}}{\sigma_{1,sf}} \right)^{b_2}}$ (ver Figura 2.22).

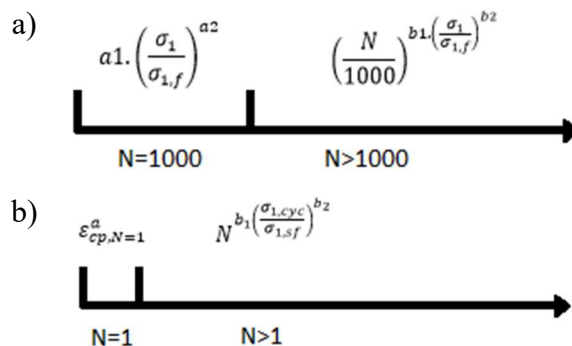


Figura 2.22 – Ilustração de cada termo das fórmulas de deformação permanente descritas a) por Huurman (1997) e b) por Achmus *et al.* (2009)

3. METODOLOGIA

A análise numérica foi realizada com o software Plaxis 2D. A simulação numérica é baseada em um ensaio experimental realizado por Antunes (2008) que reproduz uma estrada não pavimentada reforçada e não reforçada com geossintético sob carregamento cíclico e com a aplicação de manutenções superficiais.

A ferramenta de carregamento dinâmico disponibilizada pelo programa não foi utilizada na pesquisa devido ao grande número de ciclos aplicados nos ensaios experimentais o que levaria a um tempo de processamento extremamente elevado tornando a pesquisa inviável. Assim, em cada simulação numérica foi aplicada uma adaptação do Modelo de Degradação da Rigidez do solo, explicado no Tópico 2.4.

Nesse capítulo, primeiramente, foi descrito o ensaio experimental realizado por Antunes (2008). Em seguida, foi explicado como o sistema foi modelado e foram mostrados os passos utilizados para simular cada fase no software. Por fim, uma explicação acerca de análises complementares foi feita.

3.1.DESCRICÃO DOS ENSAIOS DE ANTUNES (2008)

O ensaio realizado foi de simulação de tráfego em grande escala. O equipamento usado foi uma caixa metálica de dimensões 1,6 m x 1,6 m x 1,2 m. A carga cíclica vertical foi aplicada por meio de um sistema hidráulico, sobre uma placa rígida de 30 cm de diâmetro. O carregamento simulava um veículo com carga por eixo de 80 kN. A carga aplicada nos ensaios foi de 40 kN (para simular um semieixo padrão) sob uma frequência de 1 Hz.

A compactação da camada de subleito dos três ensaios foi dividida em 3 etapas de 20 cm, totalizando a espessura final de 60 cm. A espessura de camada de brita variou de 16,4 cm à 18,7 cm nos ensaios. Nos ensaios reforçados também houve a etapa de colocação do geossintético na interface subleito-base. Esses reforços foram ancorados na camada de base (Figura 3.1).

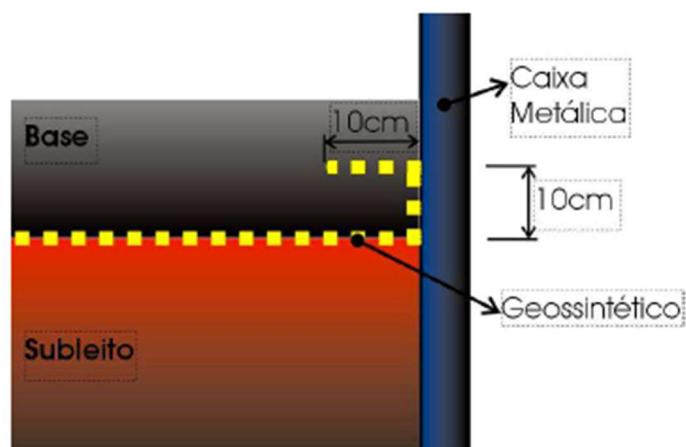


Figura 3.1 – Ancoragem do reforço (Antunes, 2008)

A instrumentação utilizada nos ensaios está mostrada na Figura 3.2. O sistema de aquisição de dados monitorava continuamente as cargas aplicadas, as deformações, as tensões totais, os deslocamentos superficiais e as variações de temperatura durante todo o ensaio.

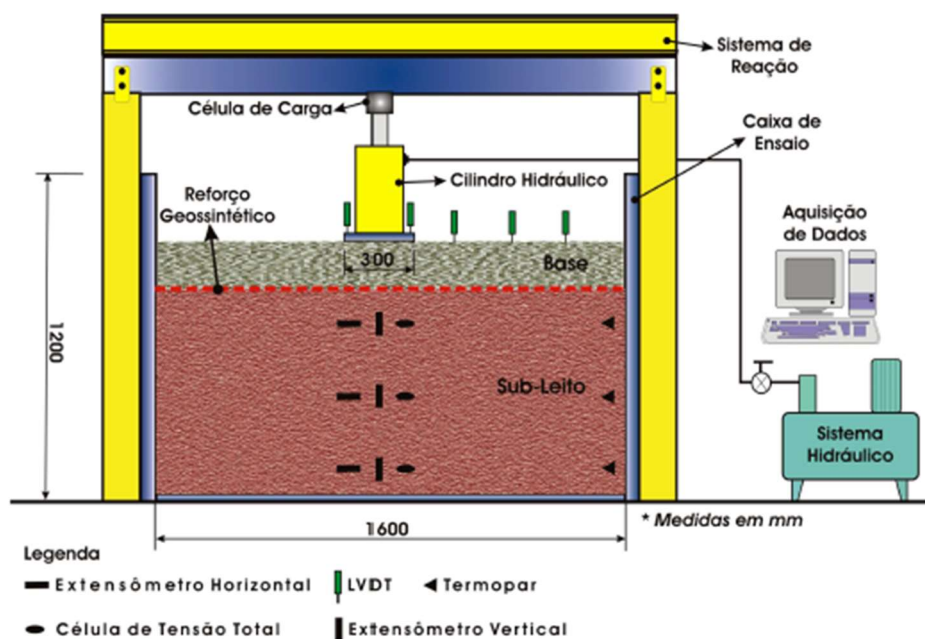


Figura 3.2 – Instrumentação do ensaio (Antunes, 2008)

Foram realizados três casos experimentais: um caso sem reforço, outro reforçado com geotêxtil e por fim um reforçado com geogrelha. Cada caso foi dividido em três ensaios: ensaio padrão, ensaio restauração 1 e ensaio restauração 2. O ensaio padrão consistiu na aplicação do carregamento cíclico até que fosse atingido um recalque de 25mm. O ensaio restauração 1 começou com a restauração da superfície deformada com o material de base, a brita, seguida de uma aplicação de carregamento cíclico até que atingisse os mesmos 25 mm de deslocamento

vertical. O ensaio restauração 2 então começou e seguiu a mesma sequência do primeiro, restauração da superfície seguida de aplicação da carga cíclica até um recalque de 25 mm.

No ensaio padrão, o sem reforço atingiu 30.720 ciclos enquanto o reforçado com geogrelha 282.600 ciclos e com geotêxtil, 85.044 ciclos para um mesmo afundamento de 25mm na superfície, atingindo-se, então, fatores de eficiência de 9,2 e 2,8, respectivamente, sendo o fator de eficiência definido como o número de ciclos de carga nos ensaios reforçados dividido pelo número de ciclos de carga no ensaio sem reforço. Para o ensaio restauração 1, o sem reforço atingiu 25.164 ciclos e os ensaios reforçados atingiram um fator de eficiência de 8,4 para a geogrelha e 2,3 para o geotêxtil. Por fim, no de restauração 2, o ensaio sem reforço atingiu 19.470 ciclos e os reforçados atingiram um fator de eficiência de 7,4 para a geogrelha e 2,3 para o geotêxtil. De maneira geral, as tensões totais medidas no interior dos ensaios sem reforço foram maiores que nos casos reforçados, tanto para os ensaios padrão quanto para os de restauração.

Os ensaios reforçados também mostraram uma constância na distribuição de tensões em cada estágio, indicando uma melhor distribuição de tensões decorrente da ação do geossintético. O geossintético também apresentou uma melhor distribuição de tensões ao longo da profundidade. As deformações verticais medidas nos ensaios sem reforço foram bem superiores aos ensaios reforçados.

3.1.1. MATERIAIS UTILIZADOS

Quanto às camadas de solo, dois foram utilizados: um solo fino para o subleito e uma brita como solo para a base/aterro (Figura 3.3). O solo fino é um solo tropical laterítico proveniente da região de Goiânia/GO. No estado natural, possui comportamento colapsível e poroso semelhante à conhecida “argila porosa” da região do Distrito Federal. Segundo Camapum *et al.* (1993), essa argila porosa, por sua vez, possui baixa resistência ($SPT < 6$), índice de vazios entre 1,2 e 2,2 etc. Além disso, são solos com alto teor de argila ao mesmo tempo em que possuem elevada porosidade.

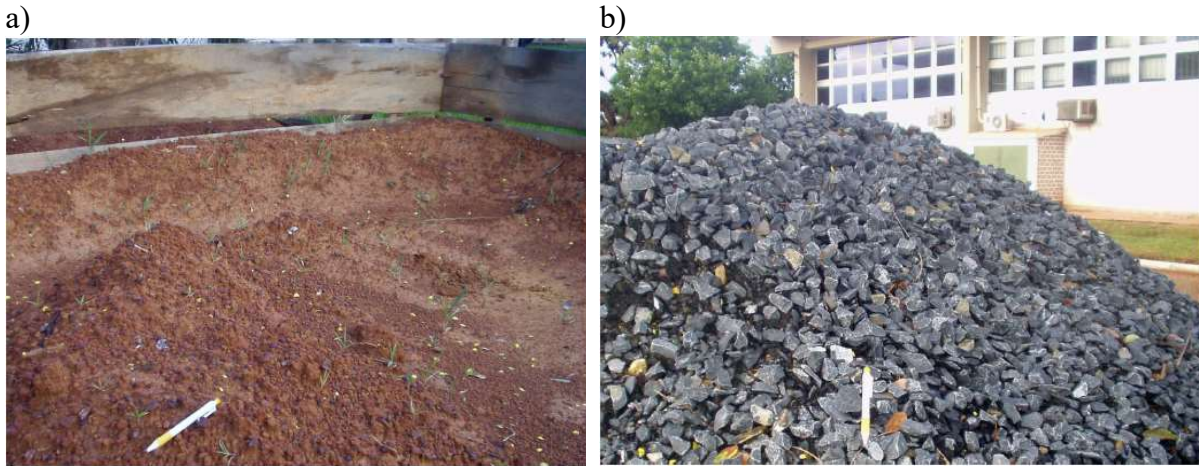


Figura 3.3 – Solo a) de subleito b) de base (Antunes, 2008)

O tipo de reforço utilizado foi o geossintético, sendo um ensaio realizado com geogrelha e outro com geotêxtil tecido (Figura 2.6). A geogrelha é de polipropileno, produzida pela empresa Huesker e patenteada pela empresa como Fornit J600R. Possui abertura de malha nominal de 40 mm, módulo de rigidez à tração nominal a 2% de deformação de 600 kN/m. O geotêxtil utilizado é produzido a partir de laminetes de polipropileno, também é fabricado pela empresa Huesker e foi patenteado como HateR 80/80. Possui resistência à tração longitudinal e transversal de 80 kN/m e módulo de rigidez à tração de 450 kN/m.

A eficiência do geossintético em uma estrada não pavimentada aumenta quanto menor a resistência mecânica do solo de subleito. Um dos objetivos da pesquisa de Antunes (2008) era representar esse solo de fundação com baixa capacidade de suporte e, assim, a preparação da camada foi realizada com esse foco. Com a curva de compactação do material, foi definido que o teor de umidade do material deveria ser 26% e o peso específico 15 kN/m³. Com esses valores o material se encontraria no ramo úmido, apresentaria baixos valores de CBR e baixa resistência mecânica.

Ensaio de Índice de Suporte Califórnia – CBR foram feitos com corpos de prova extraídos do subleito compactado após a realização dos ensaios (Figura 3.4). As amostras foram retiradas em uma região que não havia sofrido grandes perturbações vindas dos carregamentos cíclicos e que não fosse tão próxima da borda da caixa do ensaio. Os valores obtidos após a realização desses ensaios estão expostos na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Valores do ensaio CBR

Ensaio	Valor de CBR [%]	Umidade [%]
Sem reforço	8,7	22,6
Com geogrelha	7,8	24,3

Ensaio	Valor de CBR [%]	Umidade [%]
Com geotêxtil	8,2	23,0

Fonte: Antunes (2008)

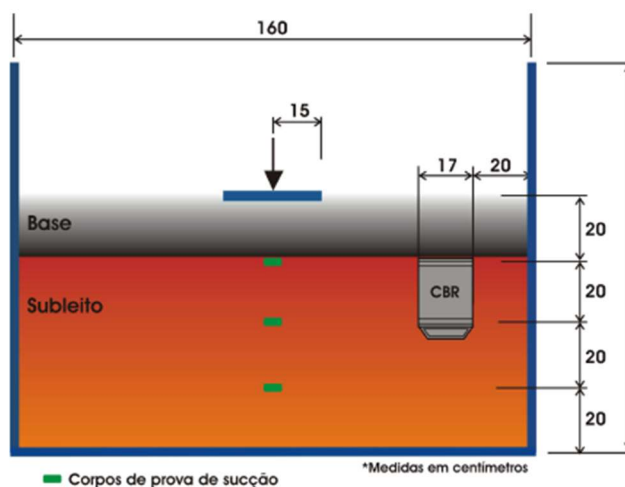


Figura 3.4 – Amostra do ensaio CBR (Antunes, 2008)

O solo utilizado para base/aterro é uma brita graduada simples, calcárea que vem também da região de Goiânia/GO. Segundo Souza (1981, citado por Antunes, 2008), os materiais utilizados para base granular devem possuir valores de CBR acima de 80%. A brita utilizada na pesquisa de Antunes (2008) apresentou um valor de CBR de 90% e umidade ótima de 4,2 %.

Após os ensaios com reforço, foi determinado o índice de quebra do material. Segundo Marsal (1967) esse índice indica a porcentagem dos sólidos que sofreram quebra durante o processo. O material foi coletado em três profundidades na região onde ocorreu a aplicação do carregamento cíclico, aproximadamente a cada terço da altura de cada camada de aterro. Com os ensaios de granulometria, essas amostras coletadas pós ensaios foram comparadas com as amostras que não sofreram essa aplicação de ciclos.

O índice de quebra foi calculado pela metodologia proposta por Marsal (1967) e foram obtidos os resultados da Tabela 3.2. O ensaio 1 corresponde ao teste sem reforço, o 2 com geogrelha e o 3 com geotêxtil. Não foi medido o índice de quebra dos grãos no ensaio 1 porque o autor citou que se teve uma ideia desta análise durante a realização do ensaio 2.

Tabela 3.2 – Índice de Quebra do material de aterro

Ensaio	Camada	Índice de Quebra – B_g [%]	Média [%]
2	3	11,5	13,8
2	2	12,7	
2	1	17,3	
3	3	12,7	11,0

Ensaio	Camada	Índice de Quebra – B _g [%]	Média [%]
3	2	11,0	
3	1	9,3	

Fonte: Antunes (2008)

A quebra dos grãos foi maior no ensaio reforçado com geogrelha o que pode justificar dois trechos que apresentaram um grande aumento dos deslocamentos superficiais devido ao grande número de ciclos de carga aplicados em comparação com os outros ensaios. Essa quebra influenciou de forma negativa o desempenho da estrutura ensaiada após a manutenção superficial (Antunes, 2008). Por fim, o ângulo de espraiamento também foi medido nos três ensaios realizados. Foi observado que o ensaio com geogrelha foi o que apresentou o maior ângulo enquanto que o ensaio sem reforço foi o de menor ângulo (Tabela 3.3).

Tabela 3.3 – Ângulo de espraiamento

Ensaio	Ângulo de Espraiamento β [°]
Sem reforço	25,2
Geogrelha	47,6
Geotêxtil	42,5

Fonte: Antunes (2008)

3.2.MODELO E SIMULAÇÃO NUMÉRICA

Basicamente, foi feito o modelo numérico sem reforço com a camada de aterro acima da de subleito (Figura 3.5a) e o modelo com os geossintéticos instalados na interface das camadas e ancorados (Figura 3.5b). A condição de deformação utilizada foi a axissimétrica e apenas a metade da seção foi simulada no *software* (polígono ABCD da Figura 2.15b). As camadas de solo foram simuladas segundo o Modelo de Mohr-Coulomb no programa Plaxis 2D e o material do geossintético foi considerado linear elástico.

Geotêxtil e geogrelha foram utilizados nos modelos reforçados, cada um com seu módulo de rigidez à tração exposto no Tópico 3.1.1. Não há nível de água, assim, as condições de fluxo não foram consideradas. Todas as fases de cálculo foram do tipo Plástica, exceto a primeira que o tipo de análise foi o procedimento K₀. No ensaio experimental a argila escolhida para o subleito estava com um grau de saturação baixo e como forma de simplificação a camada foi considerada sob condições drenadas. Para a camada de aterro, também se admitiu a condição drenada por ser uma brita.

A rigidez axial (Equação 3.1) e à flexão (Equação 3.2) da placa de carregamento foi calculada de uma forma que ela fosse rígida o bastante para se deslocar como um corpo rígido, mas ao mesmo tempo que a sua rigidez não gerasse erros numéricos. O módulo de elasticidade da placa foi considerado como sendo $E = 2.10^8 \text{ kPa}$, a espessura $d = 0,01 \text{ m}$. O carregamento aplicado na placa (a placa no ensaio experimental possuía um diâmetro de 30 cm, e assim, numericamente foi modelada com 15 cm respeitando a condição de deformação axissimétrica) foi distribuído uniformemente e teve uma magnitude de 560 kPa.

$$E.A = 2000000 \text{ kN/m} \quad (\text{Equação 3.1})$$

$$E.I = 16,67 \text{ kN/m}^2/\text{m} \quad (\text{Equação 3.2})$$

As interfaces foram aplicadas na extremidade da placa para evitar que possíveis erros numéricos ocorressem por acúmulo de tensão cisalhante nessa região. A ferramenta *Updated Mesh* foi ativada para que a malha sempre fosse atualizada e o *arc-length* desativada em todas as fases, por se tratar de um problema de controle por deslocamento.

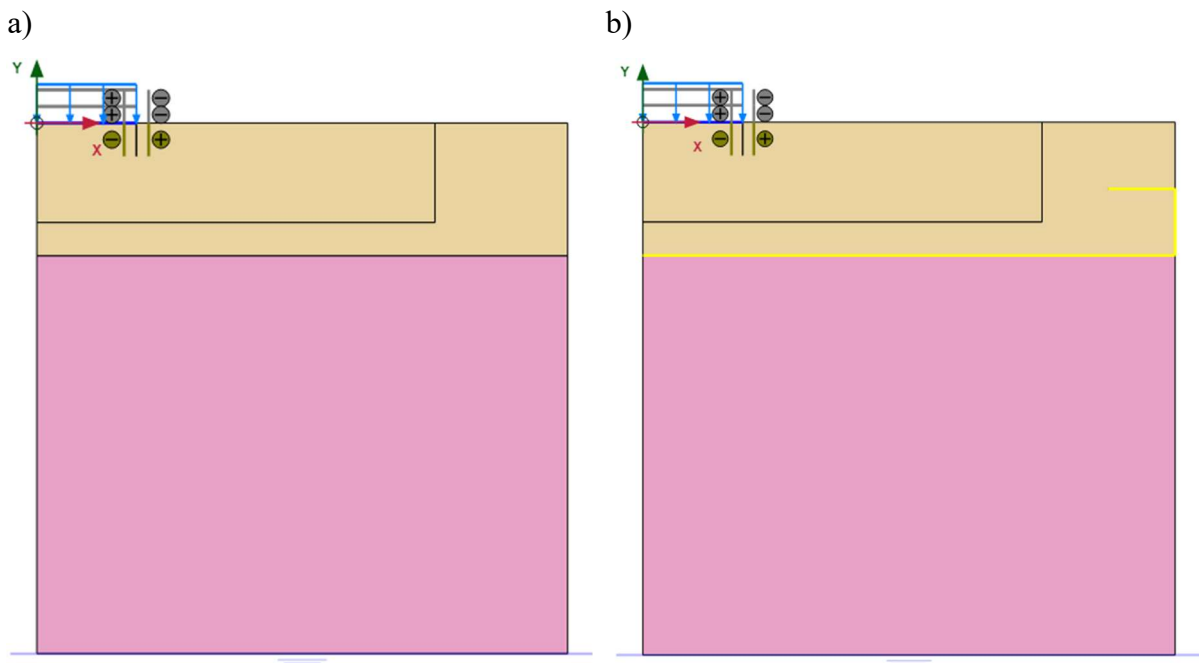


Figura 3.5 – Modelo numérico a) sem reforço e b) com reforço

As áreas de manutenção tentaram respeitar ao máximo a geometria da deformação ocorrida na fase imediatamente anterior à reparação. A placa de carregamento na primeira manutenção não se deslocou exatamente como um corpo rígido o que pode ser justificado pelo aumento de pontos de plastificação abaixo da extremidade à direita da placa. Apesar disso, a rigidez da

placa foi considerada a mesma em todas as simulações. A Figura 3.6 mostra a divisão dos ensaios na simulação numérica.

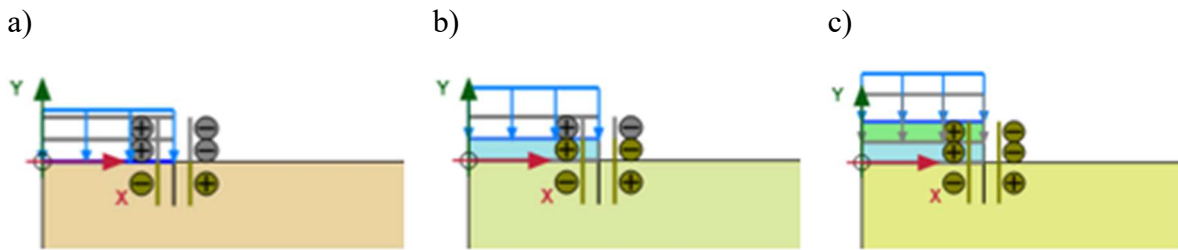


Figura 3.6 – Divisão de Ensaios a) Ensaio padrão, sem manutenção b) Ensaio 1, com a primeira manutenção c) Ensaio 2, com a segunda manutenção

A malha foi feita com elementos triangulares de 15 nós e 12 pontos de Gauss. Na área próxima ao carregamento houve um refinamento, visto que esta área é a que recebe a maior influência na estrutura, e é onde ocorrem os maiores valores de tensão e de deslocamento superficial. Essa área refinada foi definida a partir dos ensaios experimentais onde foi analisado até onde se obtinha um deslocamento superficial com alguma significância, mesmo que pequena. Outras áreas também refinadas foram as de manutenção, visto que são áreas pequenas que precisam de elementos menores para serem bem representadas sem ocorrerem erros numéricos. As estruturas como placas, geossintéticos, interfaces e nós também tiveram refinamento. A Figura 3.7 mostra os fatores de refinamento utilizados e a malha resultante para o caso reforçado. O caso sem reforço recebeu os mesmos fatores de refinamento.

As condições de contorno foram definidas da seguinte forma: as laterais tiveram restrição dos deslocamentos horizontais, a base restrição dos deslocamentos horizontais e verticais e o topo nenhuma restrição.

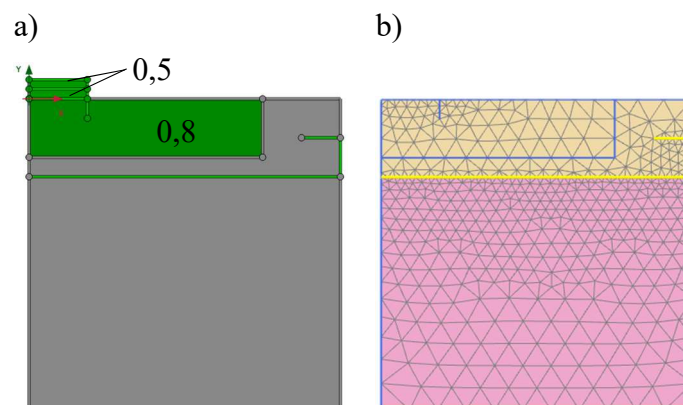


Figura 3.7 – Caso reforçado a) Fatores de refinamento b) Malha

Como visto, Antunes (2008) dividiu o ensaio experimental em três partes: o Ensaio Padrão se referia aos ciclos antes da primeira manutenção, o Ensaio 1 aos ciclos após a primeira

manutenção e o Ensaio 2 aos ciclos após a segunda manutenção. Na simulação numérica, cada Ensaio compreende o conjunto de Fases antes da manutenção (Figura 3.6 e Quadro 3.1) e cada fase representou uma quantidade de ciclos.

Apenas os dois primeiros ensaios foram reproduzidos porque a partir do Ensaio 2 ocorreram alguns problemas numéricos na Fase da segunda manutenção e o solo colapsou quando se reduziram ainda mais os parâmetros relevantes para a modelagem. O critério de parada para o ensaio seguinte foi o deslocamento superficial chegar a aproximadamente 25 mm, respeitando o obtido no ensaio experimental. Após o final de cada ensaio, foi realizada uma manutenção na superfície da estrada com preenchimento de material de aterro com as suas propriedades iniciais. As propriedades do aterro de manutenção também se deterioraram ao longo dos ensaios.

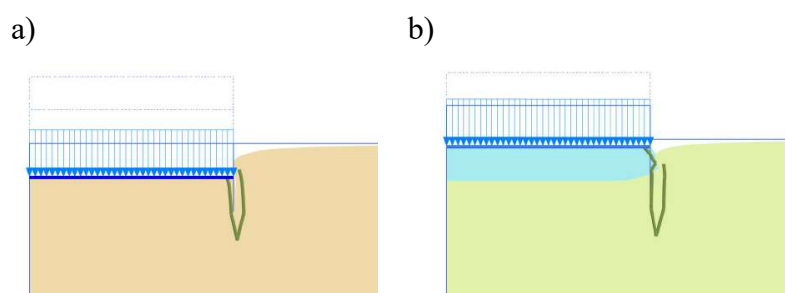


Figura 3.8 – Malha deformada: a) Ensaio padrão – sem manutenção b) Ensaio 1 – com manutenção 1

As fases no *software* foram organizadas como mostrado na Quadro 3.2 e Figura 3.9. Como todas as fases de carregamento partem da Fase_Placa (ou Fase_Manutenção1 e Fase_Manutenção2), os módulos de elasticidade são do tipo secante e as fases de carregamento são independentes entre si.

Quadro 3.1 – Organização dos ensaios

Ensaio Padrão	Ensaio 1	Ensaio 2
Fase_Placa	Fase_Manutenção1	Fase_Manutenção2
Fase_i	Fase_i_M1	Fase_i_M2
Fase_...	Fase_..._M1	Fase_..._M2
Fase_n	Fase_n'_M1	Fase_n''_M2
Fase_Descarregamento	Fase_DescarregamentoM1	-

Quadro 3.2 – Organização das fases de cálculo

Fase de cálculo	Ativação	Parâmetros*
Fase_Procedimento K0	Subleito, Aterro	$E_i, \phi_i, c_i, \psi_i, \nu_i$
Fase_Placa	Subleito, Aterro, Placa	$E_i, \phi_i, c_i, \psi_i, \nu_i$

Fase de cálculo	Ativação	Parâmetros*
Fase_i	Subleito, Aterro, Placa, Carga, Interface	$E_i, \Phi_i, c_i, \psi_i, v_i$
Fase_...	Subleito, Aterro, Placa, Carga, Interface	$E_{...}, \Phi_{...}, c_{...}, \psi_{...}, v_{...}$
Fase_n	Subleito, Aterro, Placa, Carga, Interface	$E_n, \Phi_n, c_n, \psi_n, v_n$
Fase_D Descarregamento	Subleito, Aterro, Interface	$E_n, \Phi_n, c_n, \psi_n, v_n$
Fase_Manutenção1**	Subleito, Aterro, Interface, Manutenção M1, Interface M1	$E_{n+1}, \Phi_{n+1}, c_{n+1}, \psi_{n+1}, v_{n+1}$
Fase_i_M1	Subleito, Aterro, Interface, Manutenção M1, Interface M1, Placa M1, Carga M1	$E_{n+1}, \Phi_{n+1}, c_{n+1}, \psi_{n+1}, v_{n+1}$
Fase_..._M1	Subleito, Aterro, Interface, Manutenção M1, Interface M1, Placa M1, Carga M1	$E_{n+...}, \Phi_{n+...}, c_{n+...}, \psi_{n+...}, v_{n+...}$
Fase_n'_M1	Subleito, Aterro, Interface, Manutenção M1, Interface M1, Placa M1, Carga M1	$E_{n+n'}, \Phi_{n+n'}, c_{n+n'}, \psi_{n+n'}, v_{n+n'}$
Fase_D DescarregamentoM1	Subleito, Aterro, Interface, Manutenção M1, Interface M1	$E_{n+n'}, \Phi_{n+n'}, c_{n+n'}, \psi_{n+n'}, v_{n+n'}$
Fase_Manutenção2**	Subleito, Aterro, Interface, Manutenção M1, Interface M1, Manutenção M2, Interface M2	$E_{n+n'+1}, \Phi_{n+n'+1}, c_{n+n'+1}, \psi_{n+n'+1}, v_{n+n'+1}$
Fase_i_M2	Subleito, Aterro, Interface, Manutenção M1, Interface M1, Manutenção M2, Interface M2, Placa M2, Carga M2	$E_{n+n'+1}, \Phi_{n+n'+1}, c_{n+n'+1}, \psi_{n+n'+1}, v_{n+n'+1}$
Fase_..._M2	Subleito, Aterro, Interface, Manutenção M1, Interface M1, Manutenção M2, Interface M2, Placa M2, Carga M2	$E_{n+n'+...}, \Phi_{n+n'+...}, c_{n+n'+...}, \psi_{n+n'+...}, v_{n+n'+...}$
Fase_n''_M2	Subleito, Aterro, Interface, Manutenção M1, Interface M1, Manutenção M2, Interface M2, Placa M2, Carga M2	$E_{n+n'+n''}, \Phi_{n+n'+n''}, c_{n+n'+n''}, \psi_{n+n'+n''}, v_{n+n'+n''}$

*Subleito e Aterro

** Aplicada a ferramenta *Reset displacements to zero* e *Reset small strain*

Onde,

$$Parâmetro_i \geq Parâmetro_1 \geq Parâmetro_2 \geq \dots \geq Parâmetro_n''$$

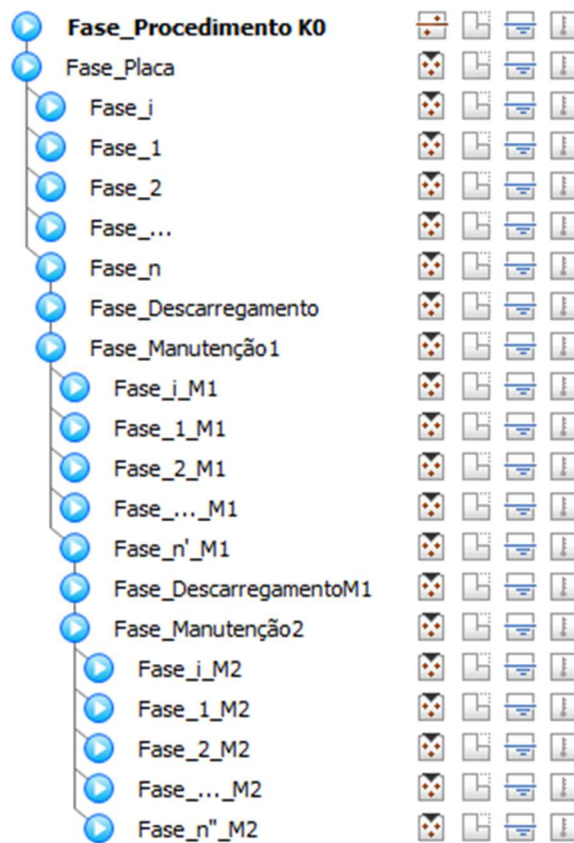


Figura 3.9 – Ordem das fases de cálculo

As Figuras 3.10 e 3.12 mostram as curvas de resultados obtidos numericamente para que posteriormente elas possam ser comparadas com os experimentais. A cada fase, recolhem-se os valores máximos de deslocamento superficial abaixo da placa de carregamento e de tensões internas à 30 cm de profundidade da superfície do aterro (ou à 10 cm da superfície do subleito). A fase inicial corresponde a de maior rigidez e resistência do sistema, enquanto a fase n é a de menor capacidade portante e rigidez. Ligando os pontos máximos de cada Fase, obtém-se a curva dos resultados numéricos (Figuras 3.11 e 3. 13).

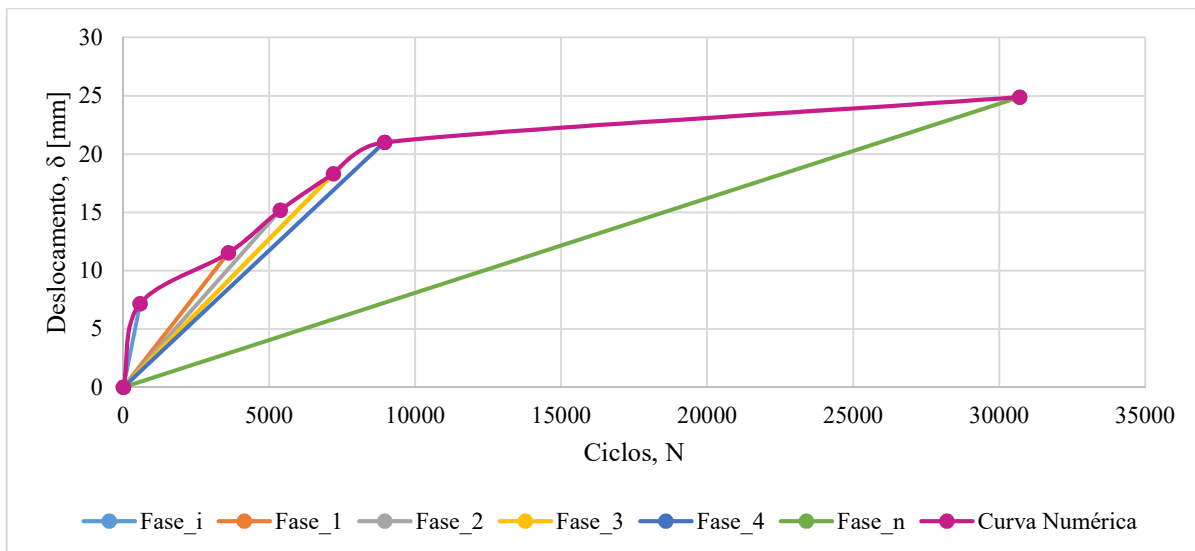


Figura 3.10 – Curva numérica obtida a partir dos resultados de deslocamento superficiais referentes a cada fase

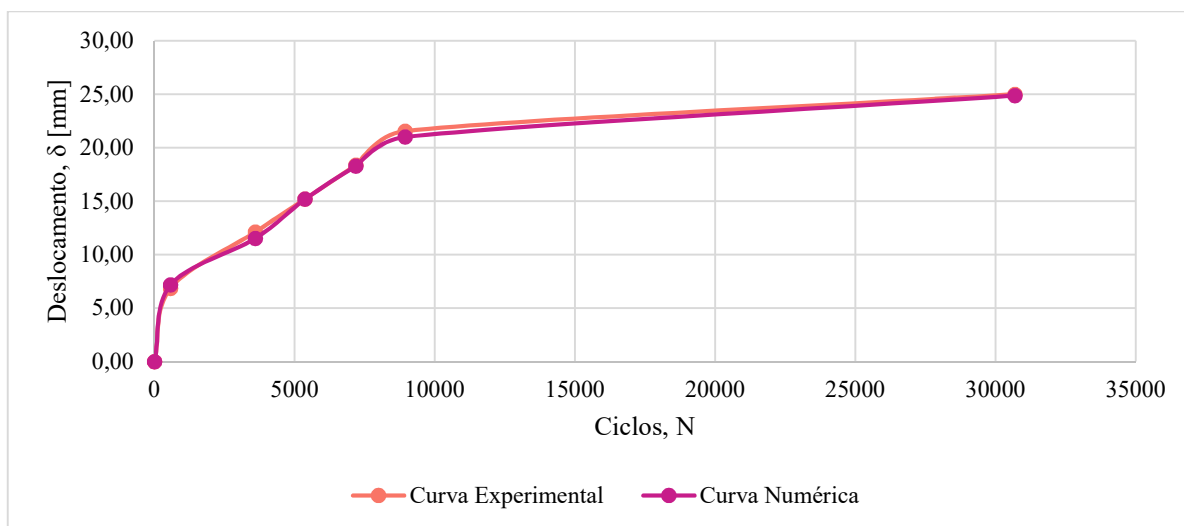


Figura 3.11– Comparação entre os resultados experimentais e os numéricos em termos de deslocamentos superficiais *versus* número de ciclos

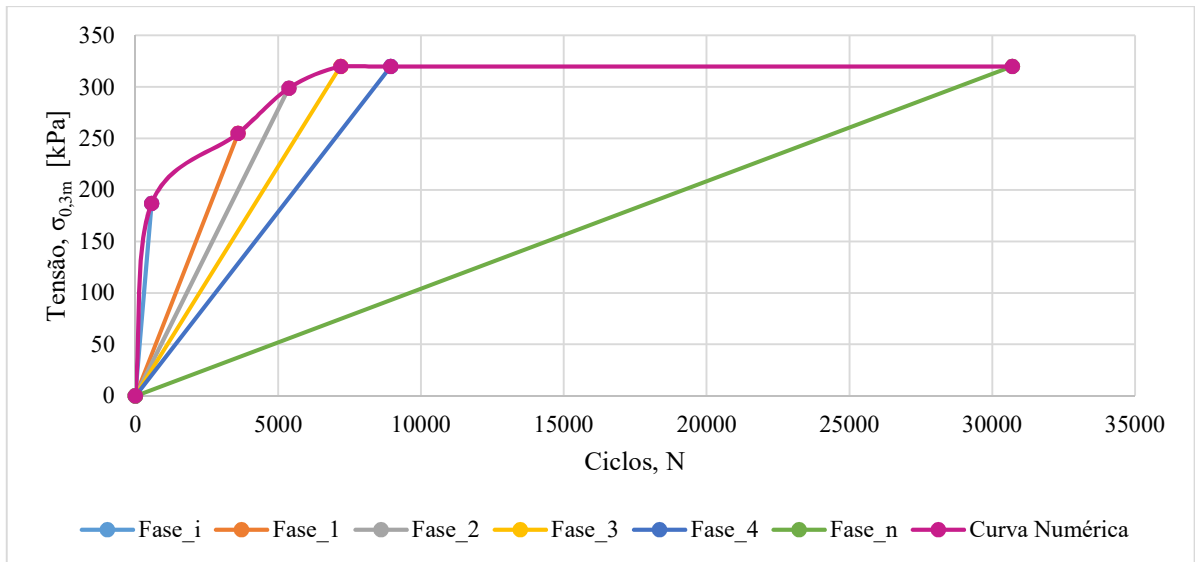


Figura 3.12 – Curva numérica obtida a partir dos resultados de tensão a 0,30 m de profundidade referentes a cada fase

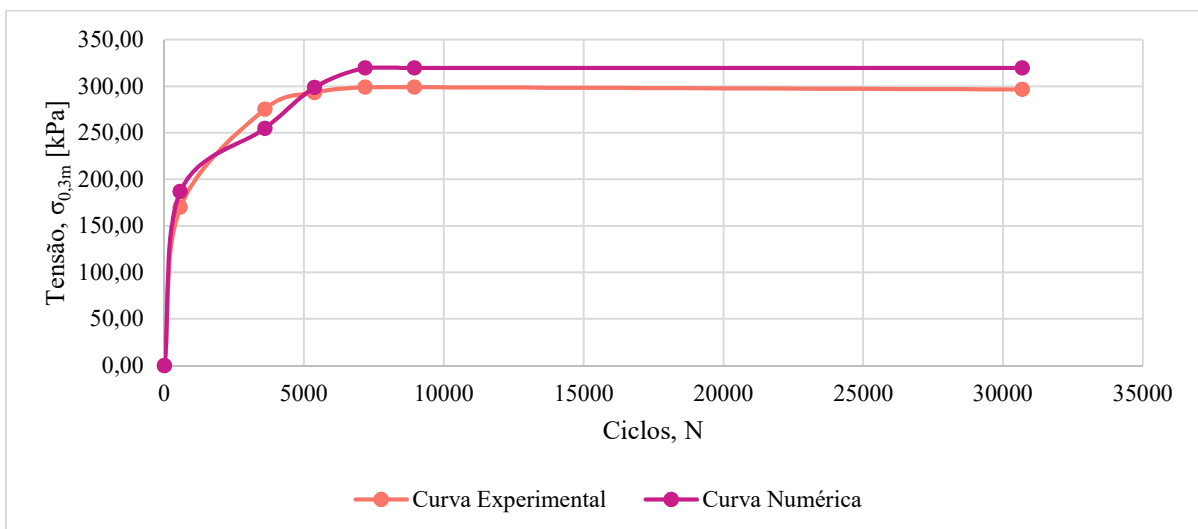


Figura 3.13 – Comparação entre os resultados experimentais e os numéricos em termos de tensão a 0,30 m de profundidade *versus* número de ciclos

Os pontos de análise no Plaxis 2D são chamados de *Nodes* e de *Stress Points*, sendo o primeiro para se obter os deslocamentos e o segundo as tensões e deformações. Na simulação numérica, esses pontos foram definidos em concordância com a instrumentação do ensaio experimental.

3.3.PASSOS

O modelo constitutivo de Mohr-Coulomb necessita dos parâmetros da Tabela 3.6 para que as análises numéricas sejam realizadas. Pela ausência de parâmetros advindos de testes

experimentais, foi necessária uma análise de sensibilidade para defini-los. O procedimento dessa análise está exposto no Item 3.3.1.

3.3.1. PROCEDIMENTO DA ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

O procedimento descrito a seguir foi definido após a análise do comportamento da estrutura com a mudança de parâmetros específicos. Diversas tentativas foram realizadas visando o entendimento do sistema e de cada camada e, a partir disso, chegar a algumas conclusões como as descritas neste tópico.

- O procedimento foi realizado da seguinte forma:

1º: A ideia foi baseada no método de degradação de rigidez. Partindo dessa ideia e considerando que a estrutura dos solos de ambas as camadas muda no decorrer dos ciclos, foi considerado uma redução de parâmetros.

2º: Para cada intervalo de ciclos foram adotados parâmetros específicos, sempre menores ou ao menos iguais aos da fase anterior. Ou seja, a representação do intervalo de ciclos foi simplificada com um valor representativo.

3º: As condições iniciais foram baseadas nos parâmetros encontrados por Nuñez (2015), mostrados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Parâmetros dos materiais de aterro e subleito

Solo	γ [kN/m ³]	E [kPa]	ν [-]	c [kPa]	ϕ [°]	ψ [°]	R_{int}
Aterro	19,0	45000	0,3	3,0	48	17	1,0
Subleito	19,0	9000	0,3	4,0	33	8	1,0

γ é o peso específico, E o módulo de elasticidade, ν o coeficiente de Poisson, c a coesão, ϕ o ângulo de atrito, ψ o ângulo de dilatação e a R_{int} relação de interface.

Fonte: Nuñez (2015)

4º: Algumas modificações dos parâmetros de Nuñez (2015) foram feitas por ter sido observado uma melhor adaptação nos ensaios cíclicos analisados nesta dissertação. Primeiramente, apesar de o modo de preparação do ensaio ter sido feito da mesma forma, a disposição resultante dos grãos de ambas as camadas não se deu de forma idêntica ao ensaio monotônico realizado por Antunes (2008) e modelado numericamente por Nuñez (2015). Ou seja, seria de se esperar ter ocorrido uma maior compactação das camadas no momento da montagem do ensaio cíclico. Uma segunda justificativa é o fato de que a fase do carregamento cíclico não representa apenas

um ciclo, mas sim “n” ciclos. Dessa forma, nos ciclos iniciais foi considerado que houve um rearranjo das partículas gerando um aumento de rigidez da estrutura e um melhor embricamento dela como um todo, aumentando também a sua resistência.

Sendo assim, para o caso sem reforço, considerou-se que o ângulo de atrito da brita passou para o valor de 52°, o módulo de elasticidade da brita 55.000 kPa e o módulo de elasticidade da argila, 20.000 kPa (Tabela 3.5). Esses parâmetros citados sendo os iniciais, correspondendo até à “Fase_i” do Quadro 3.2. Para os casos reforçados, esses parâmetros foram ajustados até a convergência com os resultados experimentais de Antunes (2008), em termos de deslocamentos verticais superficiais e tensões verticais a 0,30 m de profundidade.

Tabela 3.5 – Parâmetros iniciais dos materiais de aterro e subleito utilizados para o caso sem reforço

Solo	γ [kN/m ³]	E [kPa]	ν [-]	c [kPa]	ϕ [°]	ψ [°]	R _{int}
Aterro	19,0	55.000	0,3	3,0	52°	14	1,0
Subleito	19,0	20.000	0,3	4,0	33	8	1,0

5°: Para as fases seguintes foi considerada uma redução de valores dos parâmetros, de forma geral. Isso porque, com o passar dos ciclos, a estrutura muda, grãos são quebrados, ligações entre as partículas são perdidas ou diminuídas e assim a resistência e a rigidez do sistema começam a diminuir, deformando-se mais.

6°: Apesar de normalmente argilas moles terem valores de dilatância nulo, na presente dissertação foi visto que um valor baixo desse parâmetro foi considerado, o que pode ser justificado considerando que a camada de argila foi compactada no ensaio experimental.

7°: *Tension cut-off* desativado. Coeficiente de Poisson de 0,3 e peso específico de 19 kN/m² foram considerados constantes em todas as fases. A coesão do aterro foi admitida constante e mínima durante todas as fases. Os parâmetros foram admitidos como independentes da profundidade.

8°: Foi analisado como cada parâmetro (Quadro 3.3), fixados os outros, modificava os resultados dos deslocamentos e tensões nos pontos de análise.

Quadro 3.3 – Parâmetros das camadas

Aterro	E_{at}	ν_{at}	c'_{at}	ϕ'_{at}	ψ_{at}^*
Subleito	E_{sub}	ν_{sub}	c'_{sub}	ϕ'_{sub}	ψ_{sub}^*

*Dependente do ângulo de atrito

Para o ângulo de dilatância foi adotada uma aproximação baseada em Bolton (1986), mostrada na Equação 3.3.

$$\phi_{cv} = \phi_{pico} - \psi \quad (\text{Equação 3.3})$$

Onde, ϕ_{cv} é o ângulo de atrito a volume constante e ϕ_{pico} o de pico do solo.

O ângulo de atrito a volume constante do aterro foi considerado 38° e o do subleito, 25°.

9°: Gráficos referentes aos deslocamentos superficial e tensões, a 30 cm de profundidade, no interior da caixa de experimento da simulação numérica foram gerados.

10°: Para os ensaios com manutenção, na fase de manutenção foi aplicada a ferramenta *Reset displacements to zero* e *Reset small strain*.

- Quanto a alguns resultados preliminares:

1°: Analisou-se se mudando apenas os módulos de elasticidade do aterro, os resultados experimentais e numéricos convergiam. Não convergiram.

2°: Analisou-se se mudando apenas os módulos de elasticidade e parâmetros de resistência do aterro, os resultados experimentais e numéricos convergiam. Não convergiram.

3°: O procedimento 1 foi feito igualmente apenas para o subleito. Não convergiram.

4°: O procedimento 2 foi feito igualmente apenas para o subleito. Não convergiram.

5°: Chegou-se à conclusão que tanto os módulos de elasticidade do aterro e do subleito deveriam mudar; o mesmo para os parâmetros de resistência.

6°: A divisão do subleito em 3 camadas de 20 cm cada e mantendo a camada mais profunda sempre com os parâmetros iniciais (por ser uma camada que praticamente não recebeu influência da carga aplicada) não gerou muitos resultados diferentes da simulação realizada com a camada de subleito única e sem divisões. Assim, a camada de subleito, na simulação numérica foi considerada sem as divisões do procedimento de montagem do ensaio experimental.

7°: Foi observado que a mudança de qualquer parâmetro, seja da camada de base ou do subleito, não afetava as tensões obtidas nos medidores mais profundos, localizados à 0,50 e 0,70 m da

superfície da camada de brita. Sendo assim, essas medições não foram levadas em consideração nesta pesquisa.

8º: A camada que é mais afetada devido aos carregamentos cíclicos é aquela que está em contato direto com essa ação externa. Regiões próximas também são afetadas, e à medida que as áreas se distanciam do local de aplicação da carga, menos influência elas sofrem. Assim, a redução dos parâmetros foi mais abrupta na camada de base seguido de uma diminuição nos de subleito de forma mais leve.

3.4.COMPARAÇÃO ENSAIOS EXPERIMENTAIS E SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

A pesquisa também realizou um complemento das análises dos resultados experimentais de Antunes (2008) para todos os ensaios (padrão, 1 e 2) dos casos sem e com reforço. As previsões numéricas foram então feitas a partir do procedimento explicado no tópico 3.3.1 e comparadas com os ensaios experimentais para avaliar se os resultados convergiam.

Os resultados numéricos obtidos forneceram também dados de força axial e tensões cisalhantes nos geossintéticos utilizados. Para faixas de ciclos similares ao longo da profundidade, foram comparadas as tensões e os deslocamentos verticais de todos os casos. Por fim, foi observada a regressão das tensões verticais em pontos localizados a 0,10 e 0,30 m de profundidade nos três casos.

4. RESULTADOS E ANÁLISES

Apesar de os valores, exceto os obtidos nos LVDTs, serem medidos nas camadas de subleito, a definição dos parâmetros da estrutura não é tão simples, visto que são duas camadas interagindo. Neste tópico são apresentados e analisados os resultados experimentais e numéricos. Para facilitar a compreensão dos ensaios, uma nomenclatura para cada um foi usada. A nomenclatura dos ensaios experimentais e numéricos seguiram o mostrado no Quadro 4.1 no formato AA-BB-CC. Assim, por exemplo, para o Ensaio 1 (Experimental) com reforço geotêxtil a nomenclatura seria GT-E1-EXP.

Quadro 4.1 – Nomenclatura dos ensaios experimentais e numéricos

Grupo	Nomenclatura	Abreviação
AA	SEM REFORÇO	SR
	COM GEOTÊXTEL	GT
	COM GEOGRELHA	GR
BB	ENSAIO PADRÃO	EP
	ENSAIO 1	E1
	ENSAIO 2	E2
CC	SIMULAÇÃO NUMÉRICA X	NX
	EXPERIMENTAL	EXP

Os valores experimentais foram obtidos a partir da dissertação de Antunes (2008). Os dados experimentais utilizados são apresentados no Apêndice A. Os valores de tensão e deformação mostrados correspondem aos valores medidos à 0,30 m da superfície, ou seja, à 0,10 m da superfície do subleito. Essa localização está em concordância com a da instrumentação aplicada no ensaio experimental. Cada ponto das Figuras do Item 4 e seus subitens corresponde ao deslocamento superficial, à tensão e deformação para um mesmo número de ciclos. Os parâmetros são admitidos como sendo os das camadas, mesmo que a camada tenha regiões mais atingidas, como perto do carregamento, e regiões sem tanta influência, as longe do carregamento.

4.1. COMPLEMENTAÇÃO DAS ANÁLISES DO ENSAIO PADRÃO – EXPERIMENTAL (ANTUNES, 2008)

Na superfície do caso sem reforço, observa-se que os deslocamentos verticais aumentam a uma taxa maior até pouco menos de 9.000 ciclos, atingindo-se o deslocamento máximo (25 mm)

para 30.961 ciclos de carga. No caso reforçado com geotêxtil, o deslocamento superficial vertical de 25 mm foi atingido com aproximadamente 90.000 ciclos. (Figura 4.1). No caso reforçado com geogrelha foi observada uma mudança brusca durante o ensaio. A partir de 243.114 ciclos, provavelmente, o embricamento dos grãos de brita se intensificou, o que causou quebra de grãos, levando a um aumento brusco e repentino do deslocamento superficial e das tensões no subleito (Figuras 4.1 e 4.2, respectivamente).

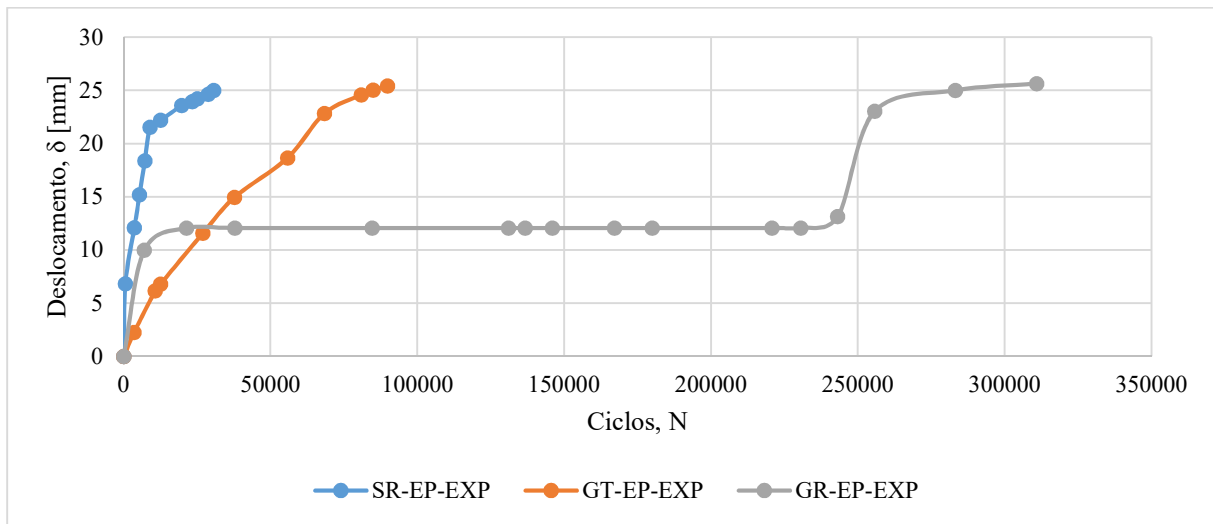


Figura 4.1 – Deslocamento superficial *versus* número de ciclos: ensaio padrão experimental

Para o caso sem reforço, a partir de, aproximadamente, 7.200 ciclos o comportamento do solo passa a ter características plásticas pois os valores medidos de tensão não se modificam e os de deslocamento continuam aumentando, indicando que o solo plastificou ou está na iminência disso acontecer. A partir desse número de ciclos, os parâmetros de resistência não mudaram até o final do ensaio padrão. A rigidez secante da estrutura continua diminuindo, mas a uma taxa menor. No caso reforçado com geotêxtil, a parte aproximadamente linear da curva ciclos-deformação no subleito se dá até 3.552 ciclos (Figura 4.2 e 4.3). Na Figura 4.2 também se observa a mudança brusca que ocorreu no caso reforçado com geogrelha a partir de 243.114 ciclos.

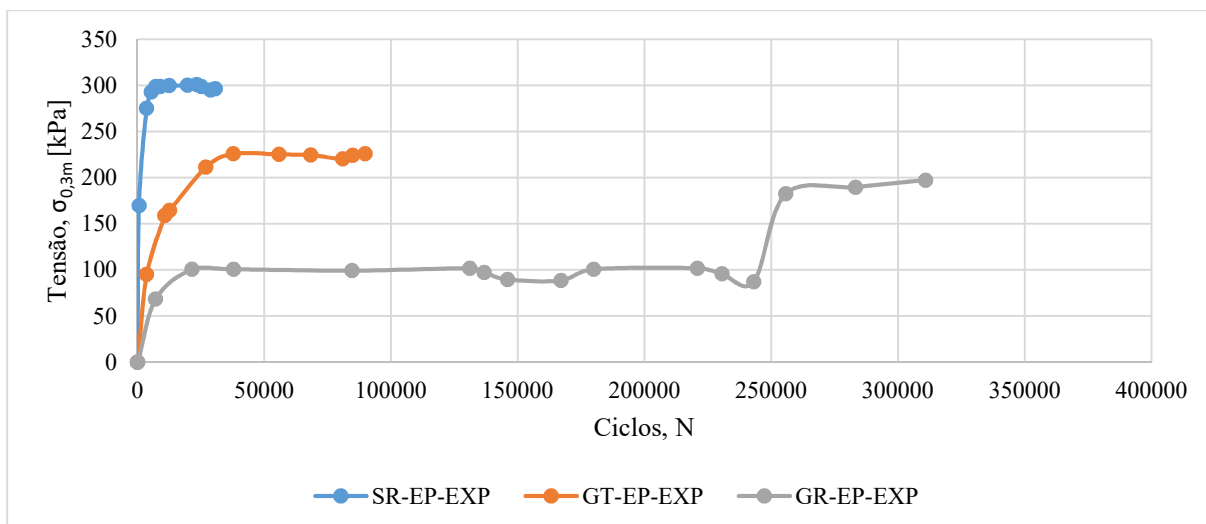


Figura 4.2 – Tensão a 0,30 m de profundidade *versus* número de ciclos: ensaio padrão experimental

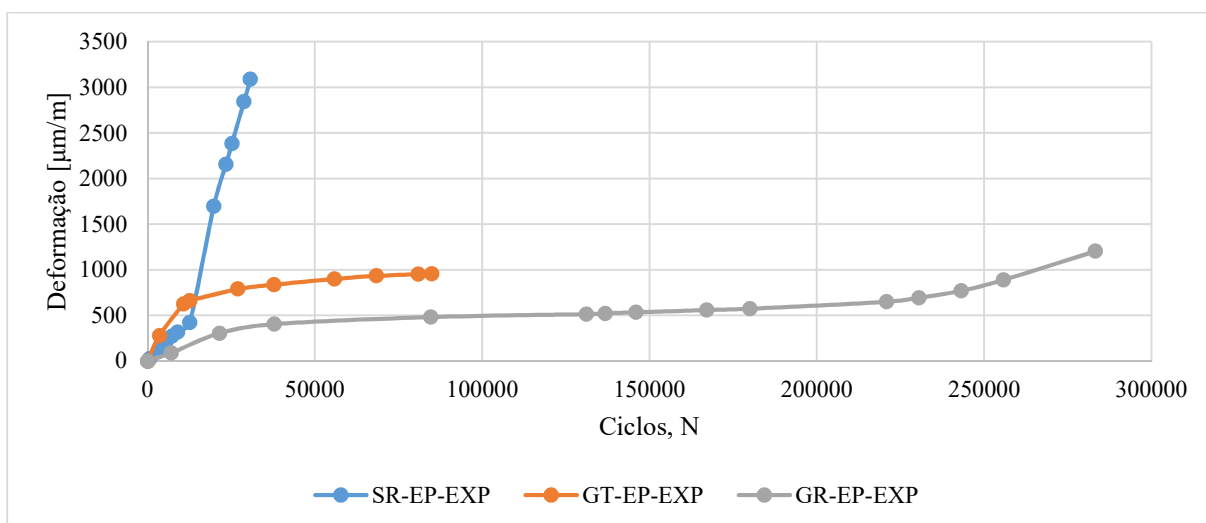


Figura 4.3 – Deformação a 0,30 m de profundidade *versus* número de ciclos: ensaio padrão experimental

Por fim, como mostrado na Tabela 4.1, é possível observar que a presença do reforço aumentou a capacidade portante da estrutura, suportando mais ciclos para um deslocamento superficial de 25 mm e deformação máxima de, aproximadamente, 1.200 $\mu\text{m/m}$.

Tabela 4.1 – Máximo de ciclos e deformação a 0,30 m de profundidade em cada ensaio padrão, aproximação

Caso	Máximo de ciclos	Deformação máxima [$\mu\text{m/m}$]
SR-EP-EXP	30.691	3.090
GT-EP-EXP	89.822	< 1.000
GR-EP-EXP	310.862	1.205

4.2.COMPLEMENTAÇÃO DAS ANÁLISES DO ENSAIO 1 – EXPERIMENTAL – APÓS A 1ª MANUTENÇÃO SUPERFICIAL (ANTUNES, 2008)

Na superfície do caso sem reforço, observa-se que os deslocamentos verticais aumentam a uma taxa maior até 559 ciclos e em seguida essa taxa de crescimento diminui (Figura 4.4). No caso com geotêxtil, esse deslocamento diminui a sua taxa de crescimento a partir de 5.428 ciclos. Por fim, no caso reforçado com geogrelha, o deslocamento superficial tem essa taxa de crescimento mais alta até 21.463 ciclos.

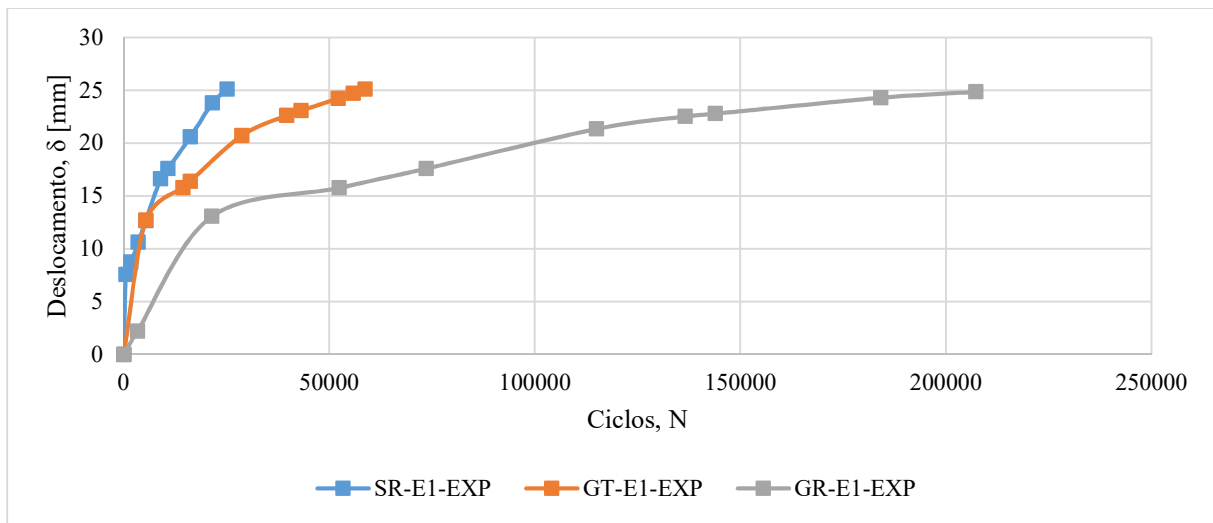


Figura 4.4 – Deslocamento superficial *versus* número de ciclos: ensaio 1 experimental

Ao final do ensaio sem reforço ocorreu um aumento de tensão devido a alguma mudança na estrutura (Figuras 4.5), ou problema com a célula de tensão. Nos casos reforçados, valores máximos de tensão vertical menores que o observado no caso sem reforço foram atingidos.

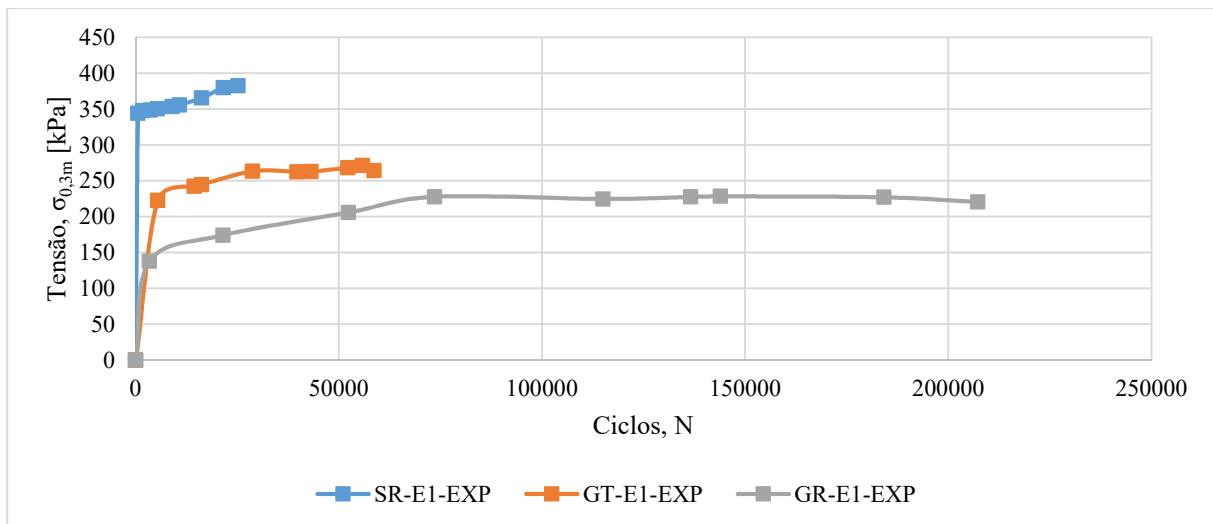


Figura 4.5 – Tensão a 0,30 m de profundidade *versus* número de ciclos: ensaio 1 experimental

O ensaio 1 do caso sem reforço mostra que a taxa de aumento da deformação com o número de ciclos inicial foi mais alta que nos casos reforçados (Figura 4.6). No caso reforçado com geotêxtil essa taxa diminuiu a partir de, aproximadamente, 16.000 ciclos, voltando a crescer no final do ensaio. No caso reforçado com geogrelha, as deformações aumentaram de forma mais suave com o número de ciclos de carga.

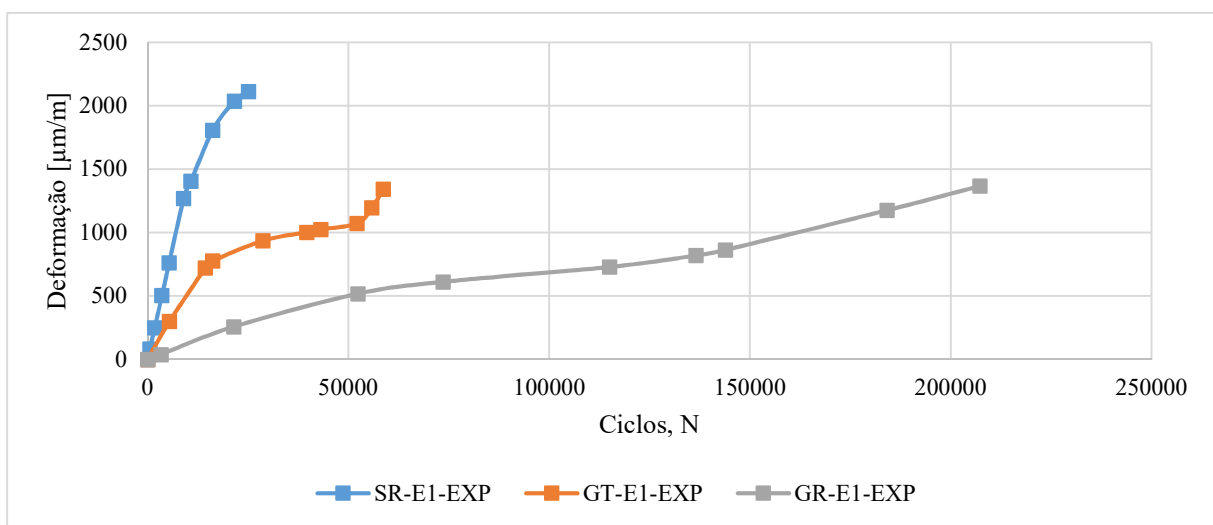


Figura 4.6 – Deformação a 0,30 m de profundidade *versus* número de ciclos: ensaio 1 experimental

Por fim, como mostrado na Tabela 4.2, é possível observar que a presença do reforço continuou aumentando a capacidade portante da estrutura mesmo após a primeira manutenção, sendo a geogrelha a que ainda mais se destacou em comparação ao geotêxtil. Os casos reforçados continuaram mostrando tensões menores no ponto considerado, deslocamentos superficiais e

deformações menores quando comparadas ao mesmo número de ciclos. Isso mostra a eficiência do geossintético no aumento de resistência e redução da deformabilidade da estrada.

Tabela 4.2 – Máximo de ciclos e deformação a 0,30 m de profundidade em cada ensaio 1, aproximação

Caso	Máximo de ciclos	Deformação máxima [$\mu\text{m}/\text{m}$]
SR-E1-EXP	25.164	2.114
GT-E1-EXP	58.709	1.344
GR-E1-EXP	207.253	1.368

4.3.COMPLEMENTAÇÃO DAS ANÁLISES DO ENSAIO 2 – EXPERIMENTAL – APÓS A 2ª MANUTENÇÃO SUPERFICIAL (ANTUNES, 2008)

De forma mais resumida, no ensaio 2 do caso sem reforço, o deslocamento superficial atingiu 25 mm com menos de 20.000 ciclos. Com geotêxtil esse mesmo deslocamento foi atingido com 50.000 ciclos e no caso com geogrelha, com, aproximadamente, 144.000 ciclos, como pode-se ver na Figura 4.7.

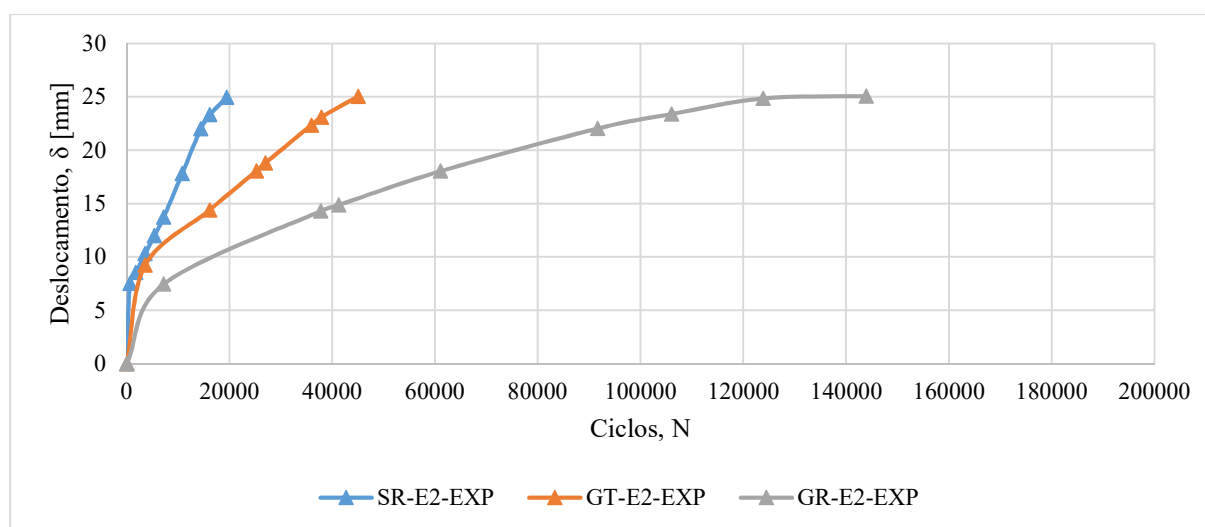


Figura 4.7 – Deslocamento superficial *versus* número de ciclos: ensaio 2 experimental

Após a manutenção 2 (ensaio 2), o caso sem reforço atingiu tensões verticais medidas superiores a 450 kPa (Figura 4.8). O caso com geotêxtil atingiu tensões medidas de, aproximadamente, 290 kPa ao final do ensaio. E o com geogrelha, tensões entre 178 e 240 kPa a 0,30 m de profundidade.

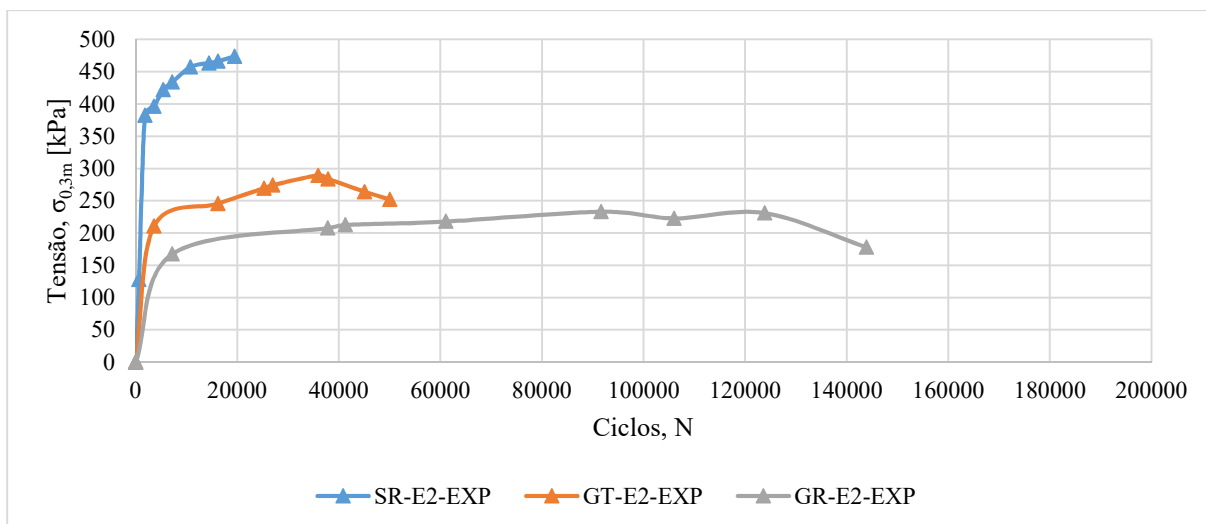


Figura 4.8 – Tensão a 0,30 m de profundidade *versus* número de ciclos: ensaio 2 experimental

O caso sem reforço atingiu, uma deformação de quase 2.600 $\mu\text{m}/\text{m}$ com menos de 20.000 ciclos. O caso com geotêxtil uma deformação em torno 1.200 $\mu\text{m}/\text{m}$. Com geogrelha, a deformação foi de 500 $\mu\text{m}/\text{m}$ para quase 144.000 ciclos, como mostrado na Figura 4.9.

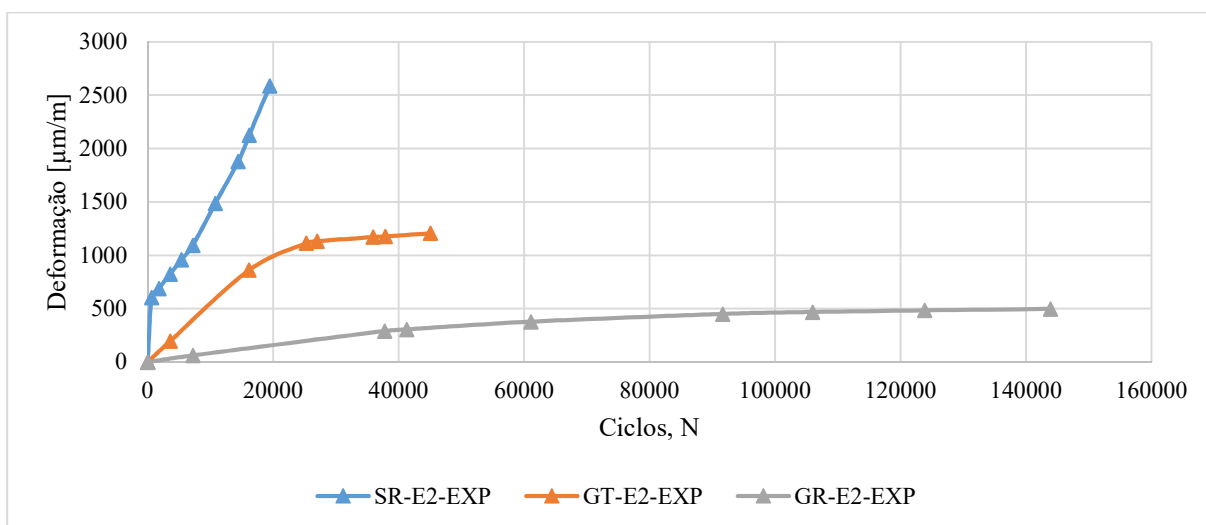


Figura 4.9 – Deformação a 0,30 m de profundidade *versus* número de ciclos: ensaio 2 experimental

Os resultados indicam que os reforços, mesmo após duas manutenções, ainda continuaram dando uma ótima contribuição à capacidade portante da estrutura (Tabela 4.3). A geogrelha, como em todos os ensaios anteriores, foi a que apresentou melhor eficiência.

Tabela 4.3 – Máximo de ciclos e deformação a 0,30 m de profundidade em cada ensaio 2, aproximação

Caso	Máximo de ciclos	Deformação máxima [$\mu\text{m}/\text{m}$]
SR-E2-EXP	19.476	2.589
GT-E2-EXP	50.000	1.208

Caso	Máximo de ciclos	Deformação máxima [$\mu\text{m}/\text{m}$]
GR-E2-EXP	143.893	498

Em todos os casos e em todos os ensaios, os geossintéticos diminuíram a tensão que chega no ponto de medição, diminuíram as deformações e aumentaram o número de ciclos para um mesmo valor de deslocamento superficial.

4.4.CASO SEM REFORÇO – PREVISÃO NUMÉRICA E COMPARAÇÕES

4.4.1. MALHA

A malha de elementos finitos escolhida para essas análises foi a média (410 elementos e 3.450 nós), com um refinamento de fator 0,8 aplicado na área próxima ao carregamento e um de 0,5 nas áreas de manutenção (Figura 3.7a). Não se fez necessária a utilização de uma malha mais refinada que essa, uma vez que os resultados obtidos nelas não foram muito distintos aos da malha média utilizada. Malhas mais finas deram erros numéricos na superfície. Por levar um tempo menor de processamento, a malha média foi a escolhida.

4.4.2. ENSAIO PADRÃO - SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

Primeiramente, a título de análise, foi simulada uma estrutura sem redução dos parâmetros da camada de subleito. Os casos denominados SR-EP-N95 e SR-EP-N96 (ver Tabelas B.3 e B.4 do Apêndice B) foram simulados e foi mostrado que os resultados obtidos não concordavam bem com os experimentais, como mostrado para o resultado das Figura 4.10 e 4.11. Isso indicou que manter os parâmetros do subleito constantes em todas as fases não retrataria a realidade.

Comparando os resultados dos casos SR-EP-N95 e SR-EP-N96 observa-se que os parâmetros utilizados no aterro foram os mesmos em ambos. Apenas a rigidez do subleito mudou: no SR-EP-N95 foi de 20.000 kPa e no SR-EP-N96, 9.000 kPa (Tabelas B.3 e B.4 do Apêndice B). Essa mudança resultou em uma grande diferença na curva de deslocamentos obtida (Figura 4.10), mas não na curva de tensões obtida (Figura 4.11). Para uma rigidez do subleito de 9.000 kPa, os deslocamentos se assemelharam mais ao resultado experimental do que para o de 20.000 kPa, como mostrado na Figura 4.10.

Outras simulações realizadas foram para os casos SR-EP-N77 e SR-EP-N81 (ver Tabelas B.1 e B.2 do Apêndice B) onde o ângulo de atrito do aterro foi diminuído até 40° e 42°, respectivamente, e os parâmetros de resistência do subleito também foram diminuídos. Os valores de rigidez do aterro e do subleito foram os mesmos nesses dois casos simulados. Com os parâmetros definidos, os resultados mostram que, apesar da curva de deslocamento ter atingido bons resultados quando comparados aos dados experimentais (Figura 4.10), as tensões divergiram muito (Figura 4.11). Essa divergência no gráfico de tensões indica que a redução dos parâmetros de resistência do subleito ou a maior redução do ângulo de atrito do aterro gera tensões maiores, não comparando bem com os resultados experimentais. Aumentando-se o ângulo de atrito do aterro, diminuindo-se o do subleito e aumentando-se a coesão do subleito, os deslocamentos das últimas fases aumentaram consideravelmente a partir da Fase 7 de carregamento. Porém, a curva de tensões continuou sem concordar bem com a experimental (SR-EP-N81 – ver Tabela B.2 do Apêndice B).

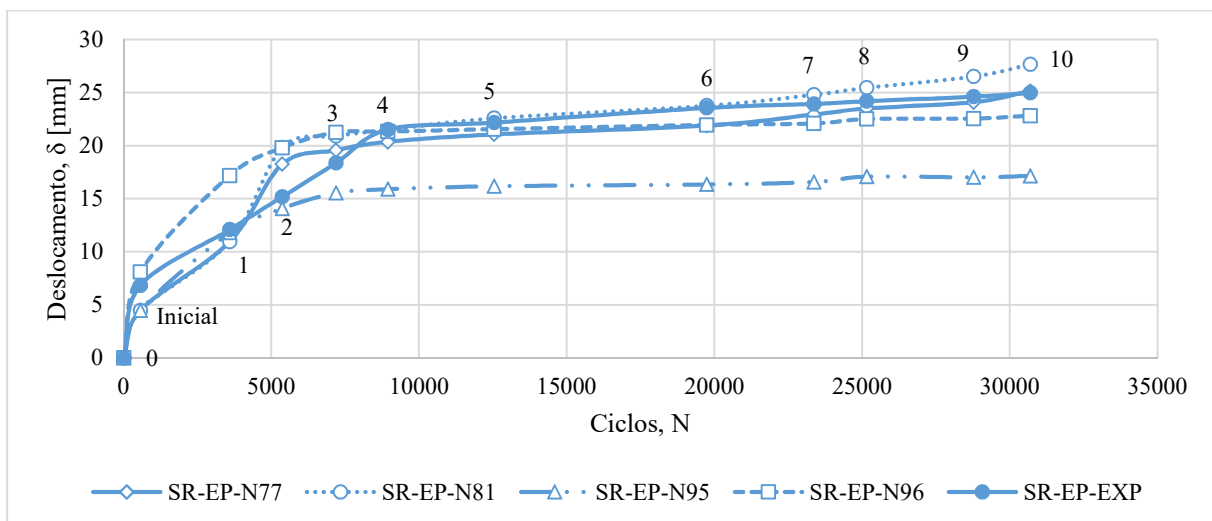


Figura 4.10 – Simulações numéricas para o ensaio padrão do caso sem reforço: deslocamento superficial *versus* número de ciclos

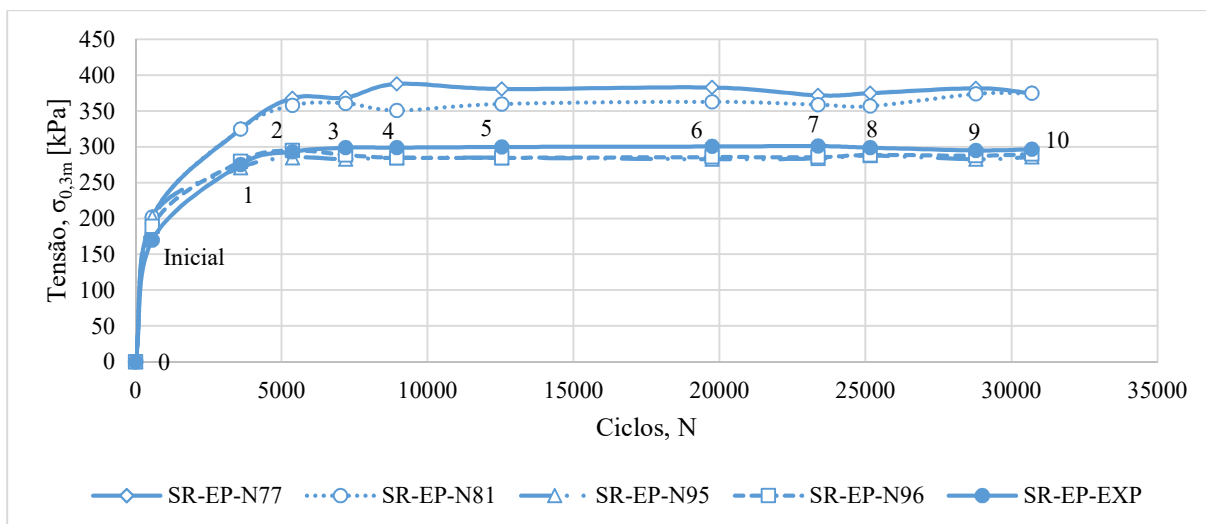


Figura 4.11 – Simulações numéricas para o ensaio padrão do caso sem reforço: tensão a 0,30 m de profundidade *versus* número de ciclos

Após vários testes, as análises numéricas que melhor compararam com o resultado experimental foram as chamadas SR-EP-N1 e SR-EP-N2, cujas hipóteses são apresentadas nas Tabelas 4.4 e 4.5 e Figuras 4.12 e 4.13. Quando se compara os parâmetros do SR-EP-N1 e do SR-EP-N2 (Tabelas 4.4 e 4.5) com os dos SR-EP-N77 e SR-EP-N81 (ver Tabelas B.1 e B.2 do Apêndice B), observa-se que o grande acréscimo de tensão nestes últimos (Figura 4.11) foi possivelmente devido a uma diminuição do ângulo de atrito ao aterro, visto que os valores de parâmetros de resistência e rigidez do subleito foram próximos nos quatro casos.

Comparando os casos SR-EP-N1 e SR-EP-N2 percebe-se que para parâmetros iguais de aterro, a redução da resistência (por meio da coesão) do subleito no caso SR-EP-N2 gerou maiores tensões mesmo com o aumento da rigidez dessa camada (Tabela 4.5), como mostrado na Figura 4.16.

Tabela 4.4 – Parâmetros e resultados do ensaio padrão no caso sem reforço (SR-EP-N1)

Fases	Ciclos	Aterro		Subleito			Resultados	
		E [kPa]	ϕ [°]	E [kPa]	ϕ [°]	c [kPa]	δ [mm]	$\sigma_{0,3\text{ m}}$ [kPa]
0	0	0	0	0	0	0	0	0
Inicial	569	55000	52	20000	33	40	4,5	202
1	3593	10000	45	20000	33	30	12,1	281
2	5372	8000	44	18700	33	25	15,1	303
3	7186	6800	44	16200	33	25	17,3	300
4	8941	6600	44	13700	30	20	20,2	306
5	12544	6500	44	12700	30	20	21,3	316
6	19740	6300	44	11700	30	20	22,4	310
7	23371	6200	44	11200	30	20	22,9	318

Fases	Ciclos	Aterro		Subleito			Resultados	
		E [kPa]	Ø [°]	E [kPa]	Ø [°]	c [kPa]	δ [mm]	σ _{0,3 m} [kPa]
8	25158	6100	44	11000	30	20	23,4	320
9	28778	6000	44	10800	30	20	23,8	320
10	30691	5900	44	10000	30	20	24,9	319

Tabela 4.5 – Parâmetros e resultados do ensaio padrão no caso sem reforço (SR-EP-N2)

Fases	Ciclos	Aterro		Subleito			Resultados	
		E [kPa]	Ø [°]	E [kPa]	Ø [°]	c [kPa]	δ [mm]	σ _{0,3 m} [kPa]
0	0	0	0	0	0	0	0	0
Inicial	569	55000	52	20000	33	40	4,5	202
1	3593	10000	45	20000	30	25	12,5	283
2	5372	8000	44	18000	30	15	16,8	317
3	7186	6800	44	17000	30	15	18,6	308
4	8941	6600	44	16000	30	15	20,1	330
5	12544	6500	44	15000	30	15	20,9	330
6	19740	6300	44	14000	30	15	21,9	330
7	23371	6200	44	13000	30	15	22,8	330
8	25158	6100	44	12000	30	15	24,0	339
9	28778	6000	44	11500	30	15	24,7	339
10	30691	5900	44	11300	30	15	25,2	339

Os valores numéricos de deslocamentos obtidos concordaram bem com os experimentais, tanto para o SR-EP-N1 quanto para o SR-EP-N2, como se pode observar na Figura 4.12. Na Figura 4.13 percebe-se que da Fase 2 para a 3 a tensão vai se estabilizando. Na definição dos parâmetros isso foi representado por meio da constância dos parâmetros de resistência tanto do subleito como do aterro. Observa-se também que o salto ocorrido da Fase 1 para a 2, tanto no deslocamento quanto na tensão, na simulação SR-EP-N2 (Figuras 4.15 e 4.16) aconteceu, provavelmente, devido à mudança abrupta da coesão que passou de 25 kPa para 15 kPa. No caso da simulação SR-EP-N1, o salto ocorreu de forma mais acentuada da Fase Inicial para a Fase 1, quando houve uma grande redução nos valores de coesão do subleito e do ângulo de atrito e módulo de elasticidade do aterro.

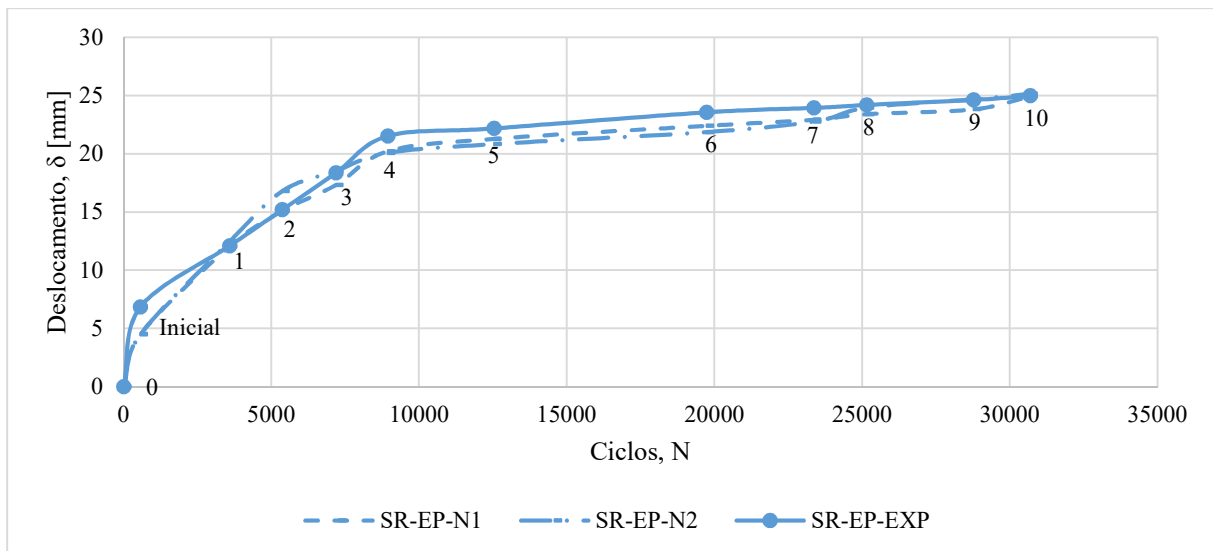


Figura 4.12 – Comparação entre resultados medidos e previstos no ensaio padrão do caso sem reforço: deslocamento superficial *versus* número de ciclos

Os parâmetros de resistência se mantendo os mesmos (ou quase os mesmos) nas fases seguintes não geraram mudanças significativas de tensões obtidas a 30 cm de profundidade, mesmo ocorrendo uma redução na rigidez de ambas as camadas (Figura 4.13). Tanto nas simulações quanto no ensaio experimental, a estabilização ocorreu, aproximadamente, a partir de 5300 ciclos.

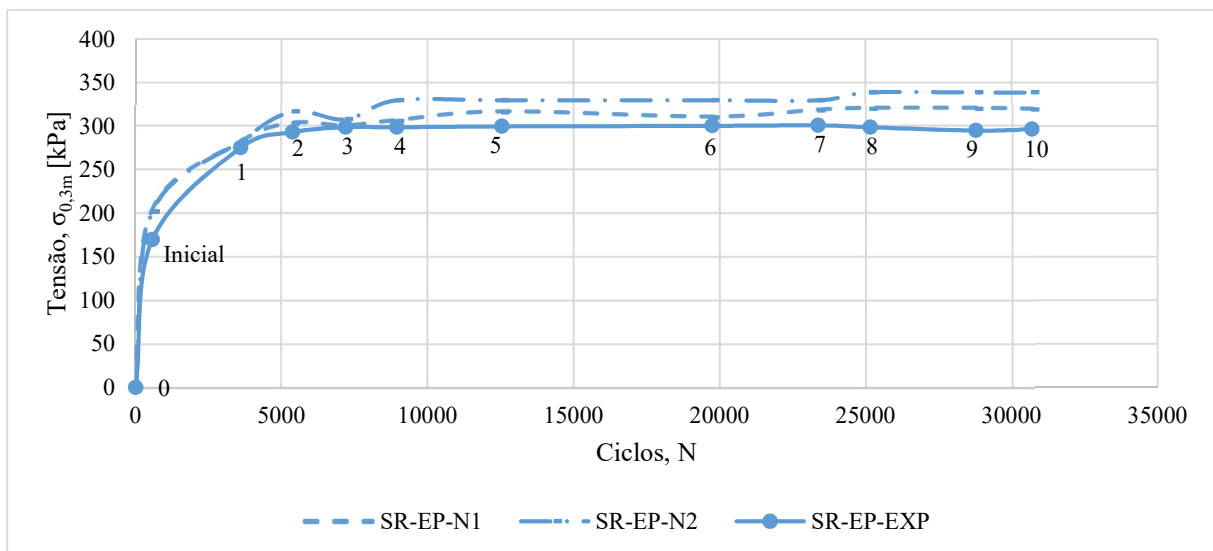


Figura 4.13 – Comparação entre resultados medidos e previstos no ensaio padrão do caso sem reforço: tensão a 0,30 m de profundidade *versus* número de ciclos

Apesar da diferença entre parâmetros de resistência do subleito na Fase 1 dos casos SR-EP-N1 e SR-EP-N2, não houve uma significativa alteração nos resultados, tanto de deslocamento quanto de tensão, que, por sua vez, também compararam bem com o resultado experimental na

profundidade considerada. Assim, com resultados semelhantes entre previsões e medições com mudança de apenas alguns parâmetros relevantes (Tabelas 4.5 e 4.6), foram geradas curvas de interpolação a partir das médias retiradas das simulações SR-EP-N1 e SR-EP-N2 (Figuras 4.14, 4.15, 4.16, 4.17, 4.18, 4.19 e 4.20). Equações foram geradas a partir dessas aproximações e foi analisado se elas podiam ser aplicadas em todos os outros ensaios (1 e 2) e em todos os outros casos (com geotêxtil e com geogrelha).

As Equações 4.1 a 4.7, mostradas a seguir, estão em sua forma simplificada (com menos casas decimais). A Figura 4.14 mostra o ajuste pela interpolação polinomial expressa pela Equação 4.1.

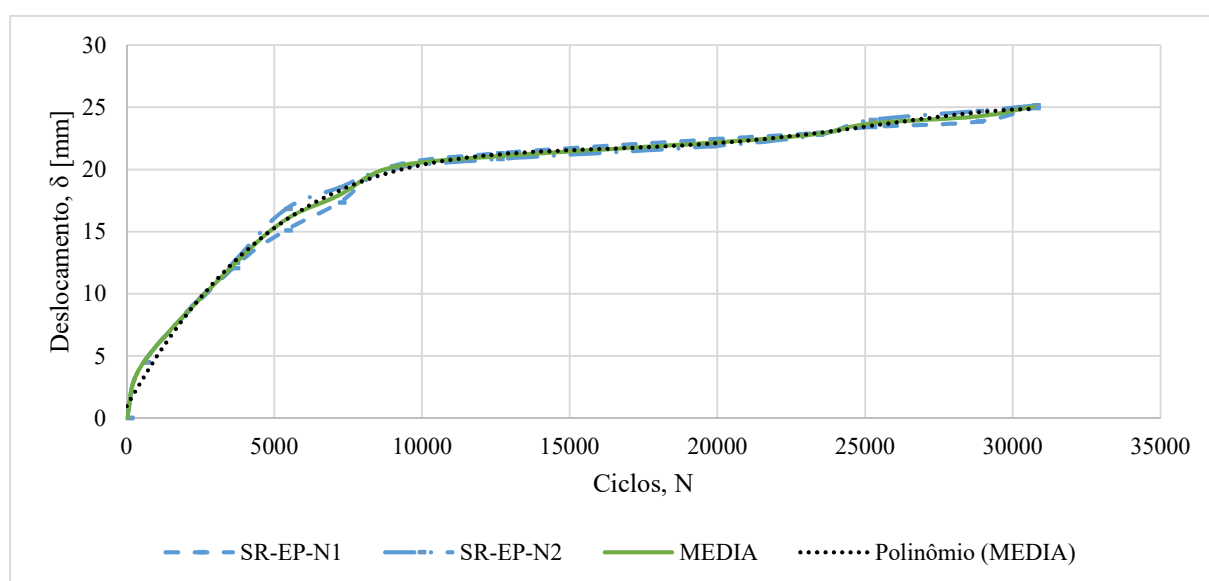


Figura 4.14 – Curva de interpolação para o ensaio padrão do caso sem reforço: deslocamento superficial *versus* número de ciclos

$$\delta = -10^{-16}.N^4 + 10^{-11}.N^3 - 3.10^{-7}.N^2 + 0,0042.N + 0,9694 \quad (\text{Equação 4.1})$$

A Figura 4.15 resultou a curva de interpolação, também polinomial, expressa pela Equação 4.2. Ela não representa bem as fases iniciais dos ensaios, porém consegue delimitar os valores de tensão obtidos nos ensaios simulados (SR-EP-N1 e SR-EP-N2) a partir de, aproximadamente, 5.000 ciclos.

Curvas de interpolação que representam a redução dos valores de rigidez da camada de aterro e da camada de subleito são representadas pelas Equações 4.3 e 4.4, respectivamente. Para a boa concordância entre previsões e medições, deve-se admitir uma queda significativa da

rigidez do aterro nos primeiros ciclos de carga (Figura 4.16). A rigidez do subleito, por sua vez, teve que ser mantida constante nos ciclos de carga iniciais e depois começar a ser diminuído (Figura 4.17).

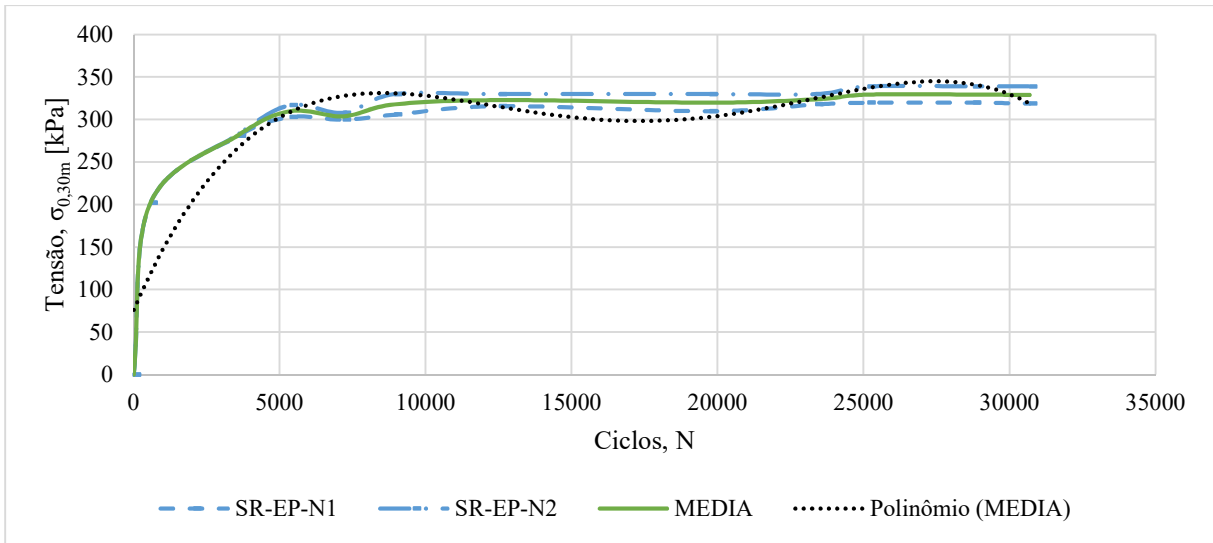


Figura 4.15 – Curva de interpolação para o ensaio padrão do caso sem reforço: tensão a 0,30 m de profundidade *versus* número de ciclos

$$\sigma_{0,3m} = -5.10^{-15}.N^4 + 3.10^{-10}.N^3 - 8.10^{-6}.N^2 + 0,079.N + 76,371 \quad (\text{Equação 4.2})$$

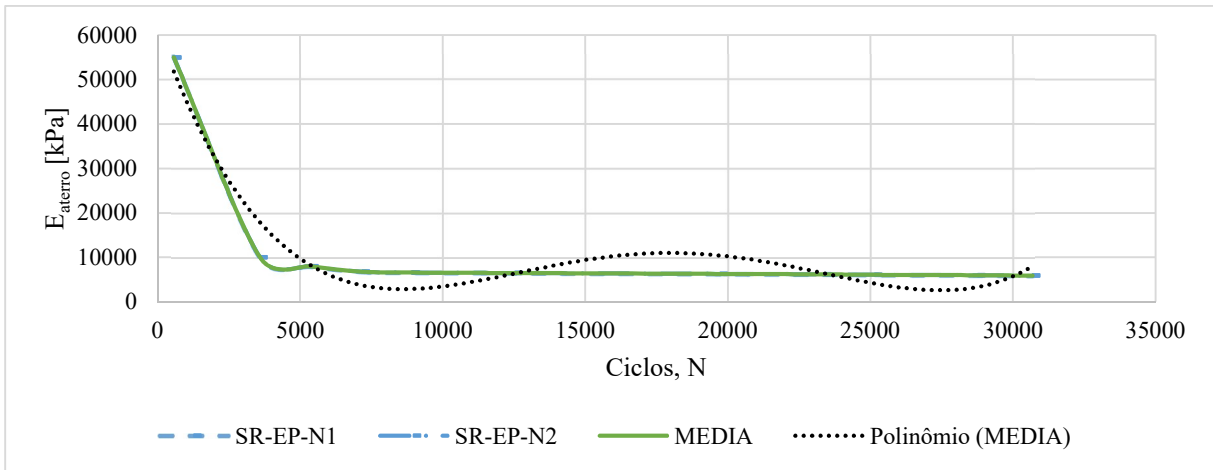


Figura 4.16 – Curva de interpolação para o ensaio padrão do caso sem reforço: E_{aterro} *versus* número de ciclos

$$E_{\text{aterro}} = -8.10^{-17}.N^5 + 7.10^{-12}.N^4 - 2.10^{-7}.N^3 + 0,0037.N^2 - 25,291.N + 67236 \quad (\text{Equação 4.3})$$

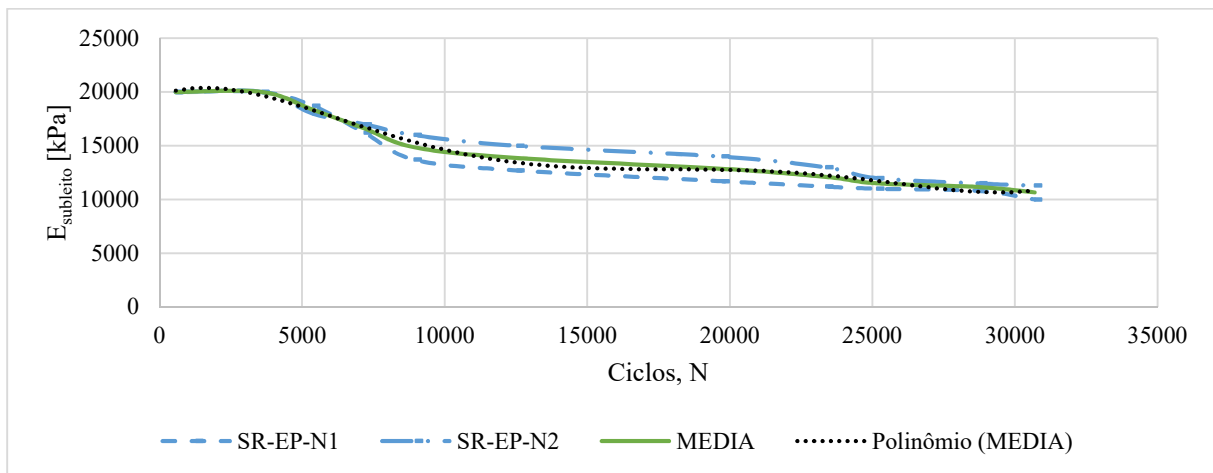


Figura 4.17 – Curva de interpolação para o ensaio padrão do caso sem reforço: $E_{subleito}$ versus número de ciclos

$$E_{subleito} = 10^{-17} \cdot N^5 - 10^{-12} \cdot N^4 + 3 \cdot 10^{-8} \cdot N^3 - 0,0003 \cdot N^2 + 0,8998 \cdot N + 19709 \quad (\text{Equação 4.4})$$

A Figura 4.18 mostra que a partir de aproximadamente 5.000 ciclos até o final do ensaio padrão, o ângulo de atrito se manteve praticamente constante em torno de 44° . Nas simulações SR-EP-N1 e a SR-EP-N2 foram utilizados os mesmos valores de ângulo de atrito do aterro, obtendo-se a equação de interpolação representada pela Equação 4.5.

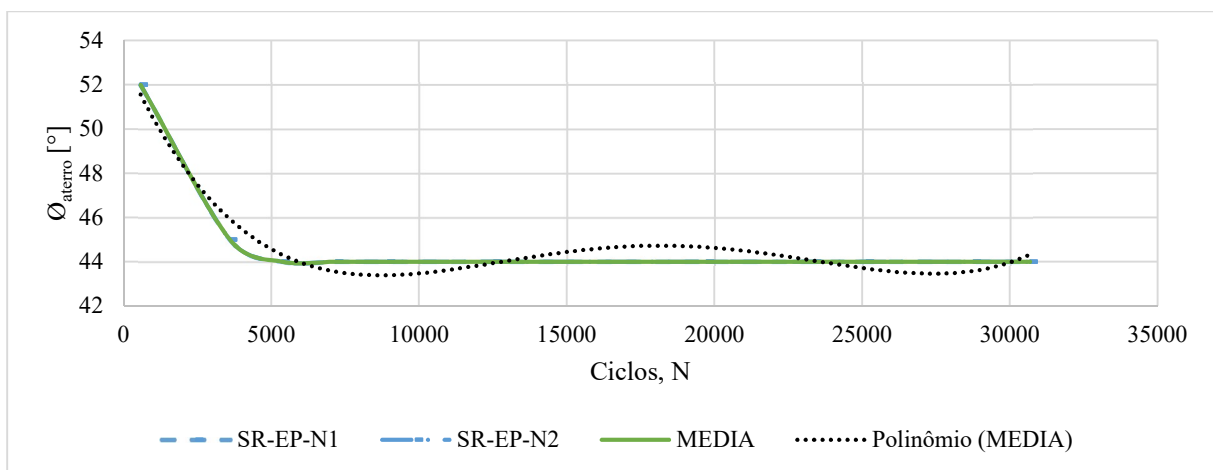


Figura 4.18 – Curva de interpolação para o ensaio padrão do caso sem reforço: \varnothing_{aterro} versus número de ciclos

$$\begin{aligned} \phi_{aterro} = 2.10^{-16}.N^4 - 10^{-11}.N^3 + 3.10^{-7}.N^2 - 0,003.N \\ + 53,149 \end{aligned} \quad (\text{Equação 4.5})$$

Já para o ângulo de atrito do subleito (Figura 4.19) a curva de interpolação resultou na Equação 4.6 que, assim como a 4.2, não consegue representar de forma satisfatória a redução necessária do ângulo de atrito do subleito na fase inicial do ensaio.

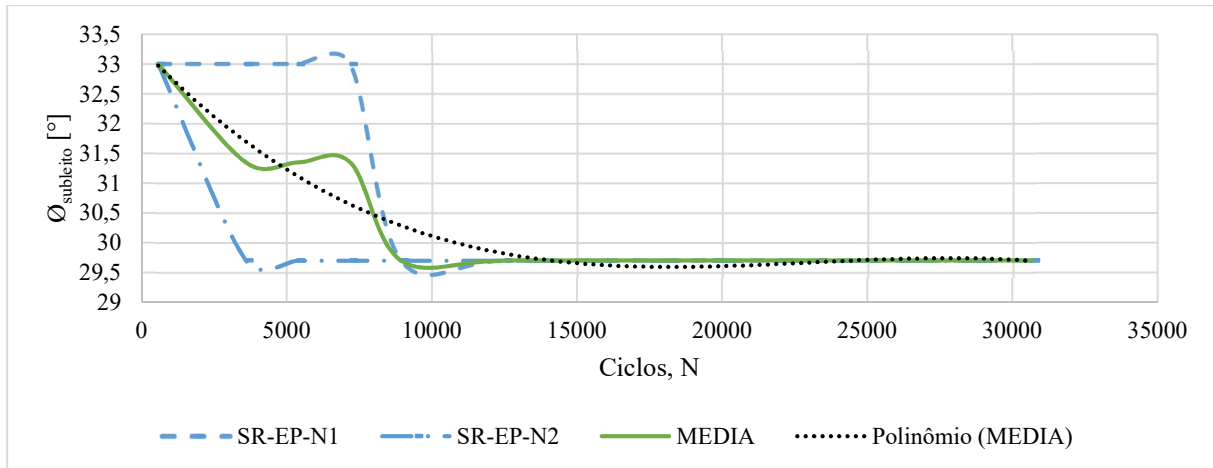


Figura 4.19 – Curva de interpolação para o ensaio padrão do caso sem reforço: $\phi_{subleito}$ versus número de ciclos

$$\phi_{subleito} = -3.10^{-13}.N^3 + 2.10^{-8}.N^2 - 0,0005.N + 33,263 \quad (\text{Equação 4.6})$$

Por último, a redução necessária para a coesão do subleito é representada pela Equação 4.7 e a curva de interpolação é mostrada na Figura 4.20. O ângulo de dilatância de ambas as camadas não foi explicitamente mostrado mas deve obedecer a Equação 3.3.

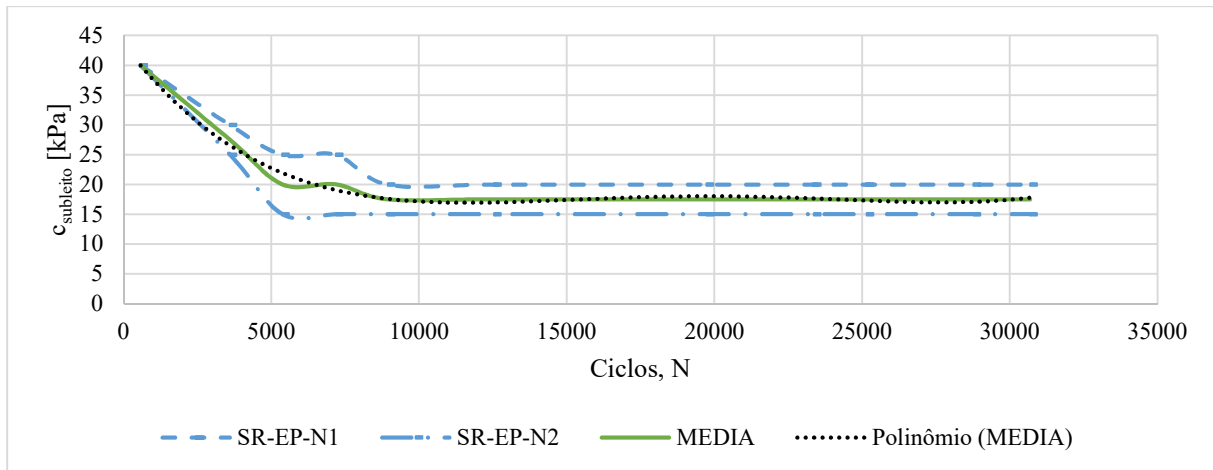


Figura 4.20 – Curva de interpolação para o ensaio padrão do caso sem reforço: $c_{subleito}$ versus número de ciclos

$$c_{subleito} = 3.10^{-16}.N^4 - 2.10^{-11}.N^3 + 6.10^{-7}.N^2 - 0,0065.N + 43,523 \quad (\text{Equação 4.7})$$

A Tabela 4.6 mostra o valor do coeficiente de correlação (R^2) das equações geradas a partir das curvas de interpolação.

Tabela 4.6 – Coeficiente de correlação das equações geradas para o ensaio padrão no caso sem reforço

Equação	δ	σ	E_{at}	E_{sub}	Φ_{at}	Φ_{sub}	c_{sub}
R^2	0,9959	0,8564	0,9822	0,9928	0,9559	0,9191	0,9869

4.4.2.1. DESLOCAMENTOS E DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES VERTICAIS

Como anteriormente citado, a aplicação do carregamento influencia principalmente as áreas mais próximas. Como se pode ver na Figura 4.21, a imagem que corresponde à Fase 10 é a que mostra maior intensidade de deslocamentos verticais, por se estar mais próximo ao final do ensaio.

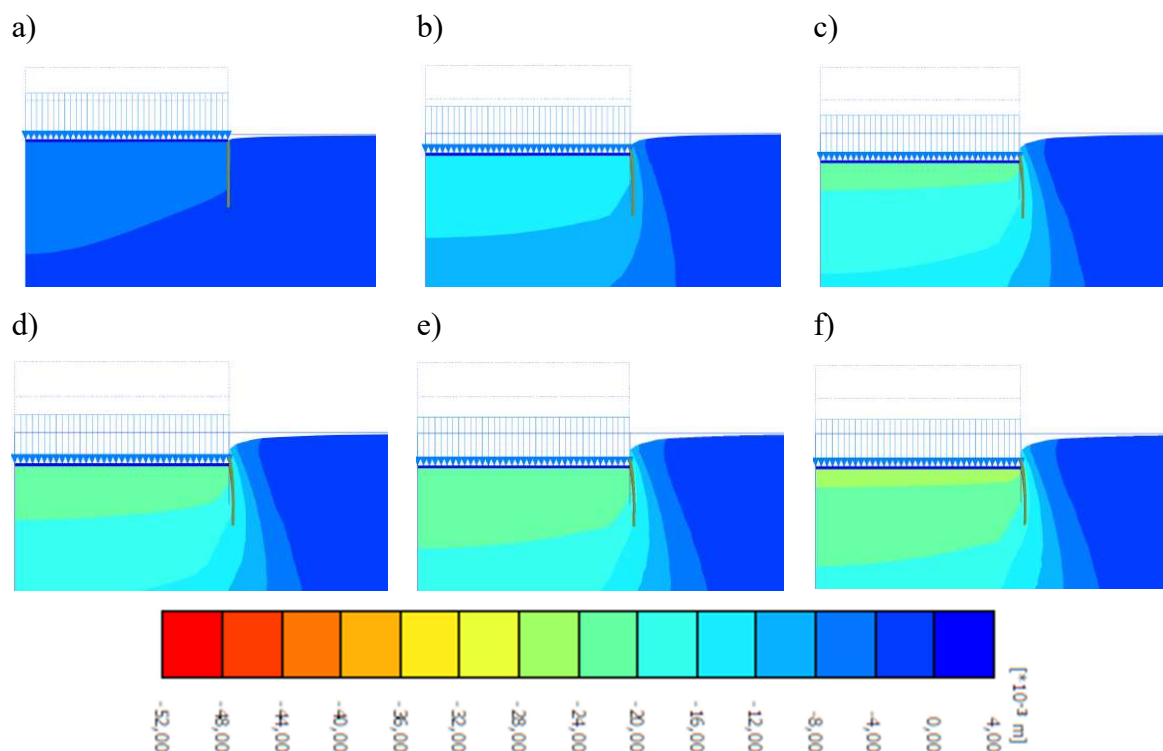
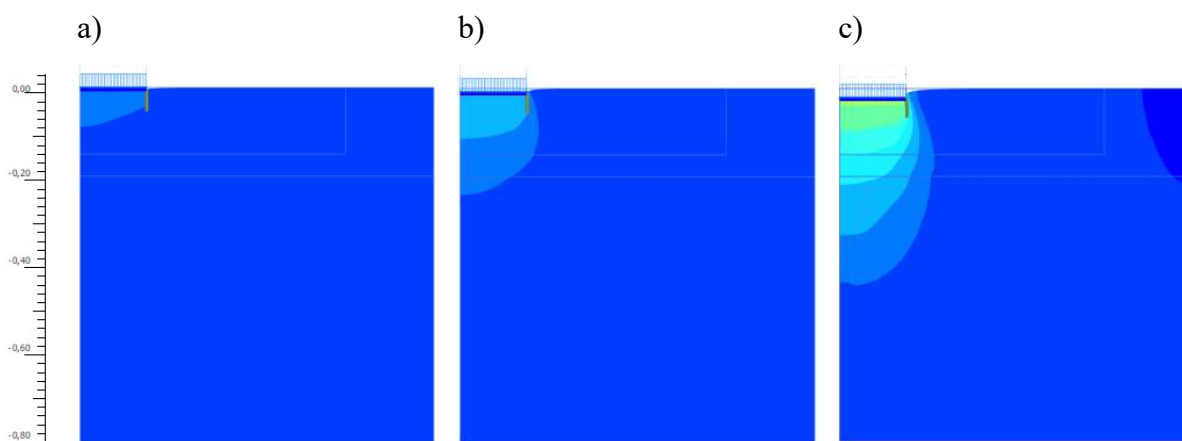


Figura 4.214 – Deslocamento vertical do ensaio padrão no caso sem reforço: a) 4,5 mm na Fase Inicial b) 15,1 mm na Fase 2 c) 21,3 na Fase 5 d) 22,4 mm na Fase 6 e) 23,8 mm na Fase 9 f) 24,9 mm na Fase 10

A Figura 4.22 mostra que locais que antes não estavam sendo atingidos pela ação externa passaram a ser com mais intensidade ao longo da simulação. A Fase Inicial (Figura 4.22a) apresentou um deslocamento vertical entre 4 e 8 mm até quase 0,10 m de profundidade. Na Fase 1 (Figura 4.22b), deslocamentos verticais entre 8 e 12 mm ocorreram a uma profundidade de 0,10 m, enquanto deslocamentos entre 4 e 8 mm foram observados a mais de 0,30 m de profundidade. Na Fase 10 (Figura 4.22c), a uma profundidade de 0,40 m houve deslocamentos verticais entre 4 e 8 mm enquanto que em áreas mais superficiais o deslocamento aumentou atingindo 24,9 mm.



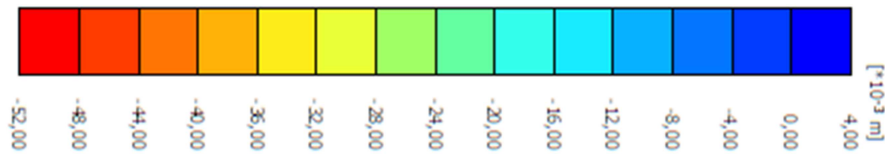


Figura 4.22 – Deslocamento vertical do ensaio padrão no caso sem reforço: a) 4,5 mm na superfície da Fase Inicial b) 12,1 mm na superfície da Fase 1 c) 24,9 mm na superfície da Fase 10

Os pontos de plastificação na Figura 4.23 mostram a queda abrupta na resistência dos materiais da Fase Inicial para a Fase 1 por meio do aumento do número de pontos plastificados. A Figura 4.23a mostra-os ocorrendo praticamente apenas na camada de aterro, enquanto que a Figura 4.23b e as fases seguintes apresentam uma zona plastificada muito maior, atingindo uma profundidade de quase 0,70 m na Fase 10 (Figura 4.23c).

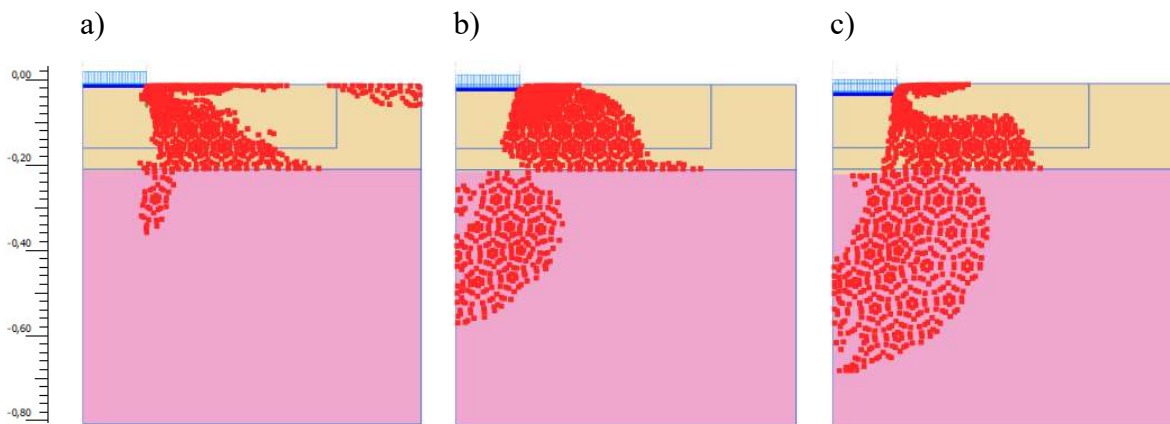


Figura 4.23 – Pontos de plastificação do ensaio padrão no caso sem reforço: a) Fase Inicial (4,5 mm) b) Fase 1 (12,1 mm) c) Fase 10 (24,9 mm)

A Figura 4.24 mostra que, como esperado, a distribuição de tensões verticais ao longo da profundidade variou ao longo da simulação. A, aproximadamente, 0,30 m de profundidade, as tensões verticais passaram de um intervalo de 200 a 240 kPa para um intervalo de 280 a 320 kPa. A concentração de tensões na extremidade da placa foi aliviada pela aplicação de uma interface no local, porém, mesmo com esse artifício, a zona próxima ao carregamento apresentou tensões elevadas (Figura 4.24).

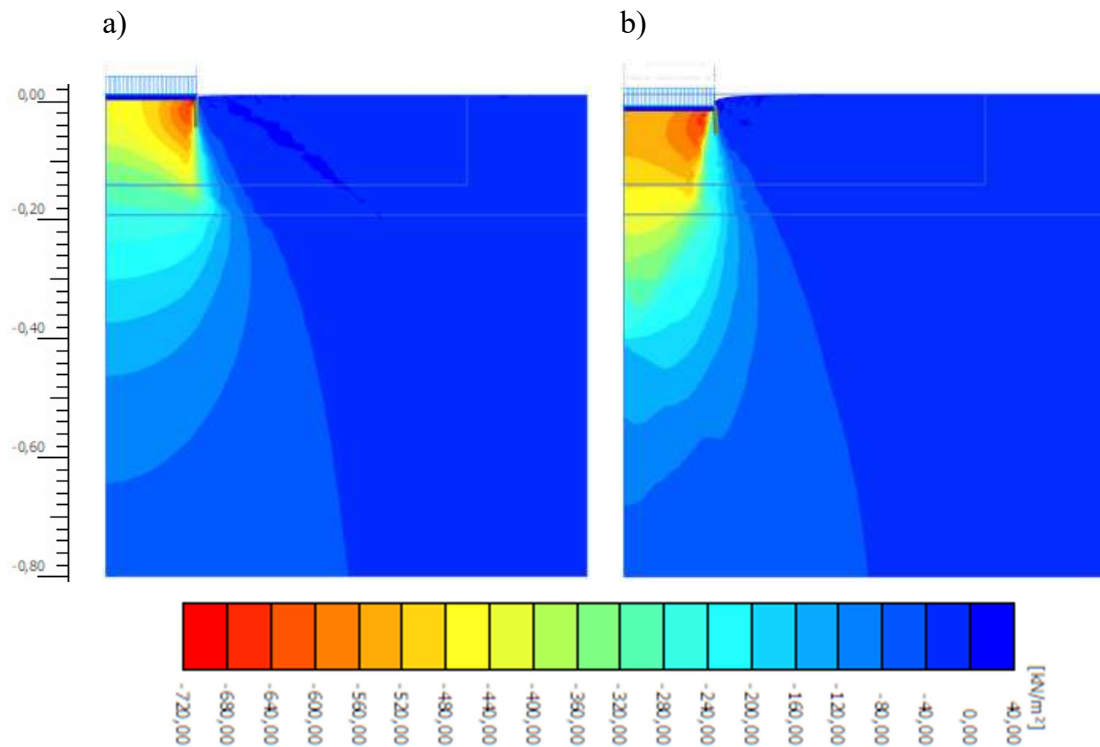


Figura 4.24 – Bulbos de tensão vertical do ensaio padrão no caso sem reforço: a) Fase Inicial (4,5 mm) b) Fase 10 (24,9 mm)

A razão entre tensões cisalhantes (τ_{rel}) indica a proximidade que o ponto está da ruptura. Ela é definida como sendo a relação entre a tensão cisalhante mobilizada e a tensão cisalhante máxima. Na Fase Inicial, as tensões cisalhantes apresentaram proximidade com a ruptura na camada de aterro e no subleito até uma profundidade de, aproximadamente, 0,40 m (Figura 4.25a). Na Fase 1, até uma profundidade de, aproximadamente, 0,60 m (Figura 4.25b). Na Fase 10, que é a situação final do ensaio padrão, pode-se observar que a proximidade da ruptura aumentou, principalmente no subleito, chegando a até, aproximadamente, 0,70 m (Figura 4.25c). A Figura 4.25 está em concordância com a Figura 4.23.

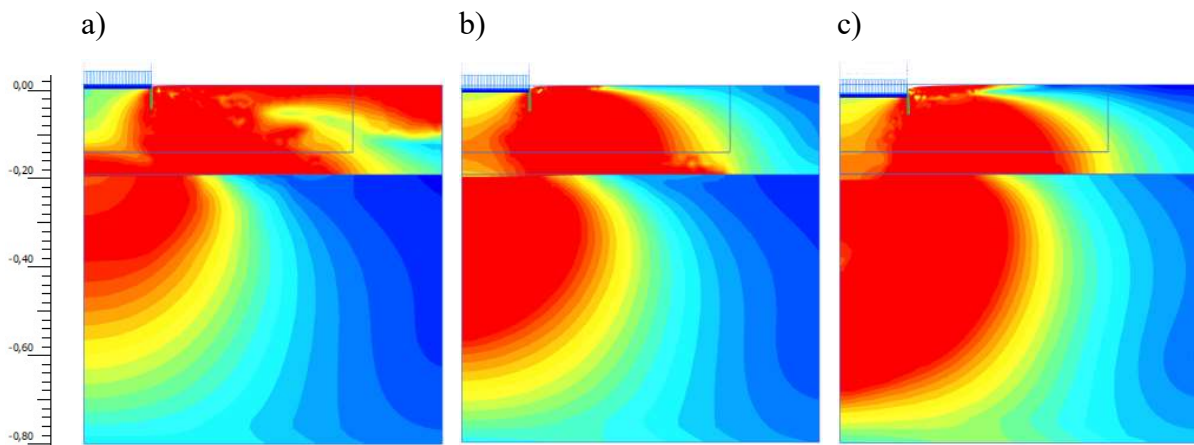




Figura 4.25 – Distribuição da razão entre tensões cisalhantes do ensaio padrão no caso sem reforço: a) Fase Inicial (4,5 mm) b) Fase 1 (12,1 mm) c) Fase 10 (24,9 mm)

4.4.3. ENSAIO 1 – SIMULAÇÃO NUMÉRICA

Realizado o ensaio padrão, ocorreu a primeira manutenção da camada de aterro com a brita original. Para a simulação numérica, os parâmetros dessa brita utilizada na restauração seguiram a lógica de degradação da usada no ensaio padrão. Os parâmetros definidos e resultados obtidos que melhor convergiram com o ensaio experimental foram os do caso numérico SR-E1-N1, mostrados na Tabela 4.7. O caso numérico SR-E1-N1 teve como ponto de referência o SR-EP-N1.

Tabela 4.7 – Parâmetros e resultados do ensaio 1 no caso sem reforço (SR-E1-N1)

Fases	Ciclos	Aterro		Subleito			Manutenção 1 - M1		Resultados	
		E [kPa]	Ø [°]	E [kPa]	Ø [°]	c [kPa]	E [kPa]	Ø [°]	δ [mm]	σ _{0,3 m} [kPa]
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
M1-Inicial	559	5800	41	8750	26	17	55000	52	6,5	292
M1-1	1755	5800	41	8000	26	17	32500	49	7,5	300
M1-2	3559	5800	41	7700	26	17	10000	44	9,5	316
M1-3	5363	5800	41	7400	26	16	8000	43	11,2	305
M1-4	8976	5800	41	7000	26	14	6500	43	15,1	310
M1-5	10769	5800	41	6500	26	14	6000	42	16,5	312
M1-6	16205	5800	41	6000	26	14	5000	41	20,3	319
M1-7	21598	5500	41	5700	26	13	5000	39	23,7	320
M1-8	25164	5500	41	5500	26	13	5000	38	25,6	319

No caso numérico SR-EP-EXP a tensão se estabilizou em aproximadamente 300 kPa enquanto que no SR-E1-EXP ela aumentou para 380 kPa. Esse aumento de tensão vertical medida internamente é representado pela queda dos valores dos parâmetros de resistência tanto do aterro quanto do subleito. Analisando a Tabela 4.7, é possível observar que, durante o ensaio 1, os parâmetros do aterro praticamente não variaram, mostrando apenas uma redução da sua rigidez a partir da Fase M1-7. Alguns fatos, porém, devem ser analisados. A passagem do ensaio

padrão para o ensaio 1 requereu uma significativa redução de parâmetros para a Fase M1-Inicial. Por exemplo, o ensaio padrão terminou com um ângulo de atrito do aterro de 44°, enquanto que o ensaio 1 terminou com 41°. Outro ponto é observar que mesmo com pouca mudança de parâmetros do aterro, o deslocamento superficial continuou aumentando porque os parâmetros da manutenção 1 diminuíram a uma taxa elevada e os do subleito também requereram uma redução significativa.

A curva experimental deslocamento superficial *versus* número de ciclos mostrada na Figura 4.26 concordou bem com a numérica. O maior erro foi nas Fases M1-3 e M1-4 nas quais o deslocamento divergiu em 1,5 mm entre o valor numérico e o experimental. Nas fases finais, a partir da Fase M1-6, esse erro não ultrapassou 0,5 mm (Tabela 4.7 e Tabela A.1 do Apêndice A).

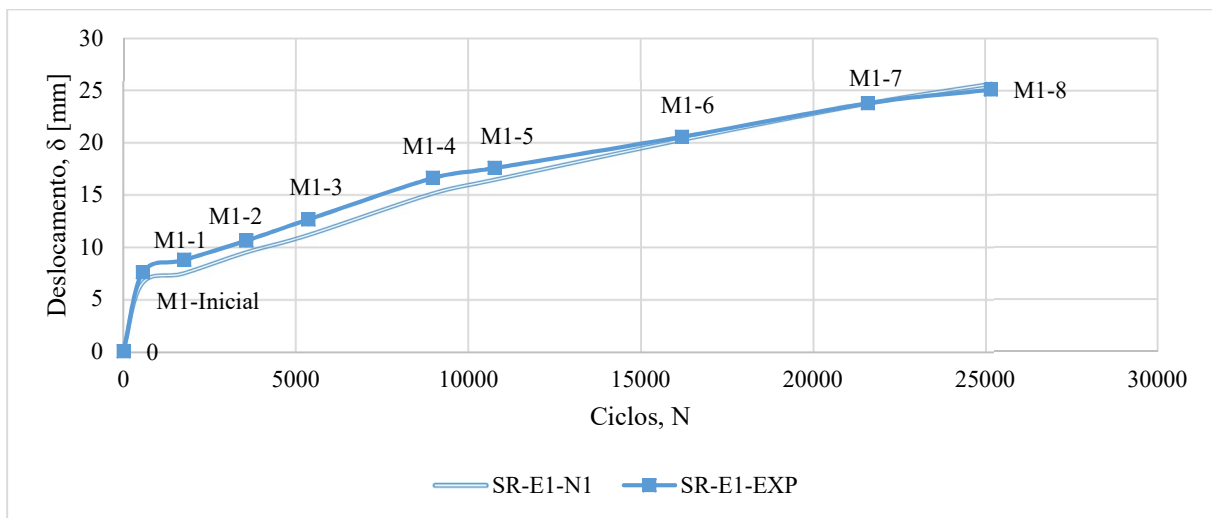


Figura 4.26 – Comparação entre o ensaio experimental e o numérico no ensaio 1 do caso sem reforço: deslocamento superficial *versus* número de ciclos

A partir da Fase M1-2 é possível observar que as tensões a 0,30 m de profundidade tenderam a ficar constantes, indicando que a estrutura estava suficientemente plastificada. O ensaio experimental, por sua vez, indicou que essas tensões continuaram aumentando a partir da Fase M1-6. O ensaio numérico apresentou um mesmo formato de curva tensão a 0,30 m de profundidade *versus* número de ciclos do experimental, porém os valores divergiram. Enquanto o numérico apresentou valores em torno de 300 kPa, o experimental foi de em torno de 350 kPa (Figura 4.27).

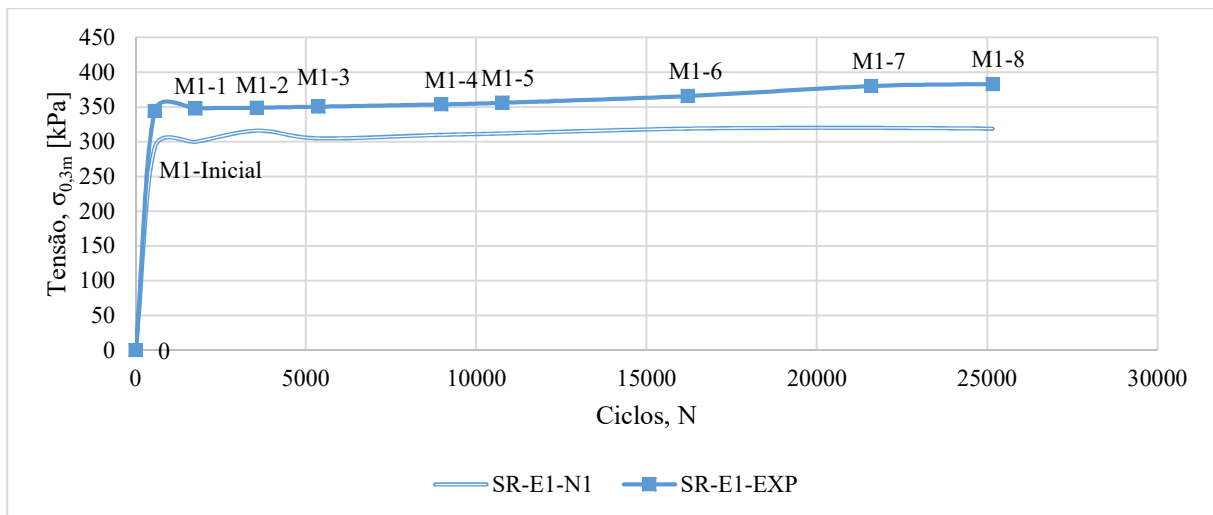


Figura 4.27 – Comparação entre o ensaio experimental e o numérico no ensaio 1 do caso sem reforço: tensão a 0,30 m de profundidade *versus* número de ciclos

As Equações 4.3 e 4.5 foram aplicadas no ensaio 1 para a manutenção 1. A Figura 4.28 mostra que a Equação 4.3 resultou em uma boa aproximação para a curva E_{M1} *versus* número de ciclos gerada pelo ensaio 1 numérico. Já a Figura 4.29 indica que a Equação 4.5 se adequou bem até 10.000 ciclos, não apresentando uma boa concordância a partir deste valor.

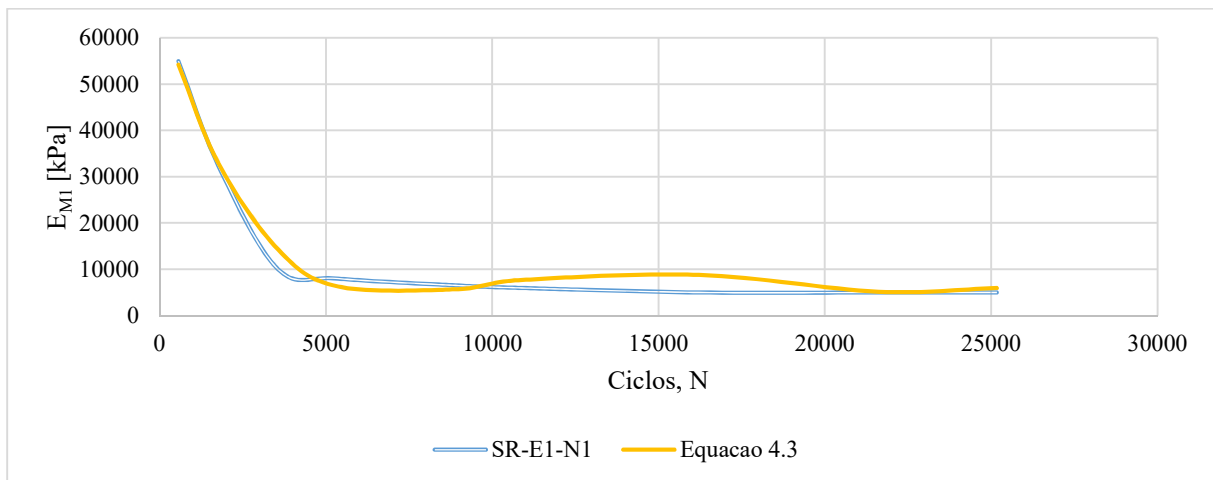


Figura 4.28 – Linhas de tendência aplicada seguindo a Equação 4.3 para o ensaio 1 do caso sem reforço: E_{M1} *versus* número de ciclos

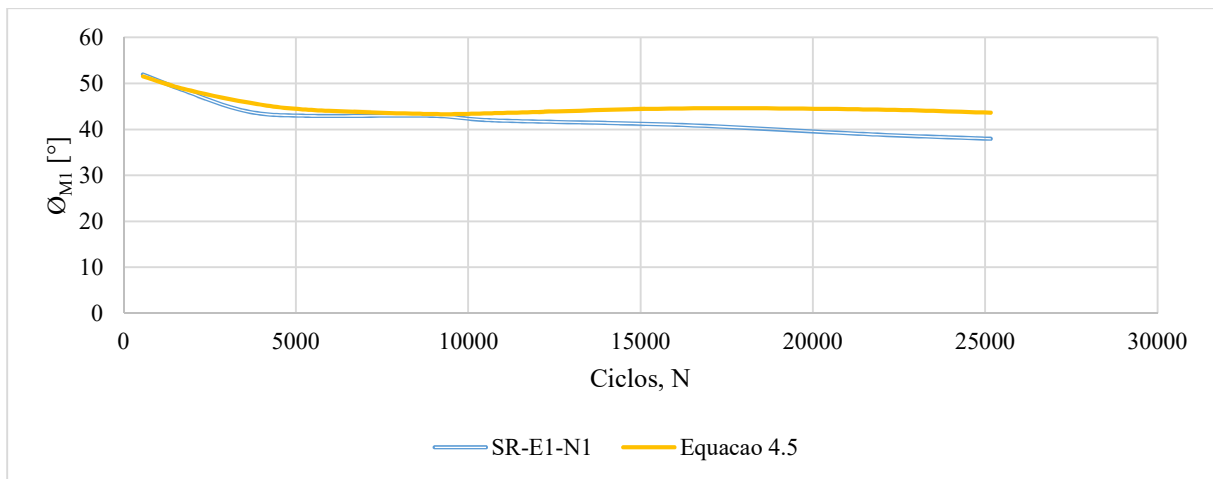


Figura 4.29 – Linhas de tendência aplicada seguindo a Equação 4.5 para o ensaio 1 do caso sem reforço: ϕ_{M1} versus número de ciclos

Também foram aplicadas as Equações 4.1 e 4.2 nas curvas do ensaio 1 de deslocamento superficial versus número de ciclos e tensão a 0,30 m de profundidade versus número de ciclos (Figuras 4.33 e 4.34). A Figura 4.30 mostra que a Equação 4.1 não gerou uma ótima concordância, porém para uma aproximação inicial e robusta ela pode ser considerada aceitável. Já a Figura 4.31 mostra que a Equação 4.2 concordou relativamente bem com a curva numérica, obtendo faixa de valores de valores similares, mas não com a experimental.

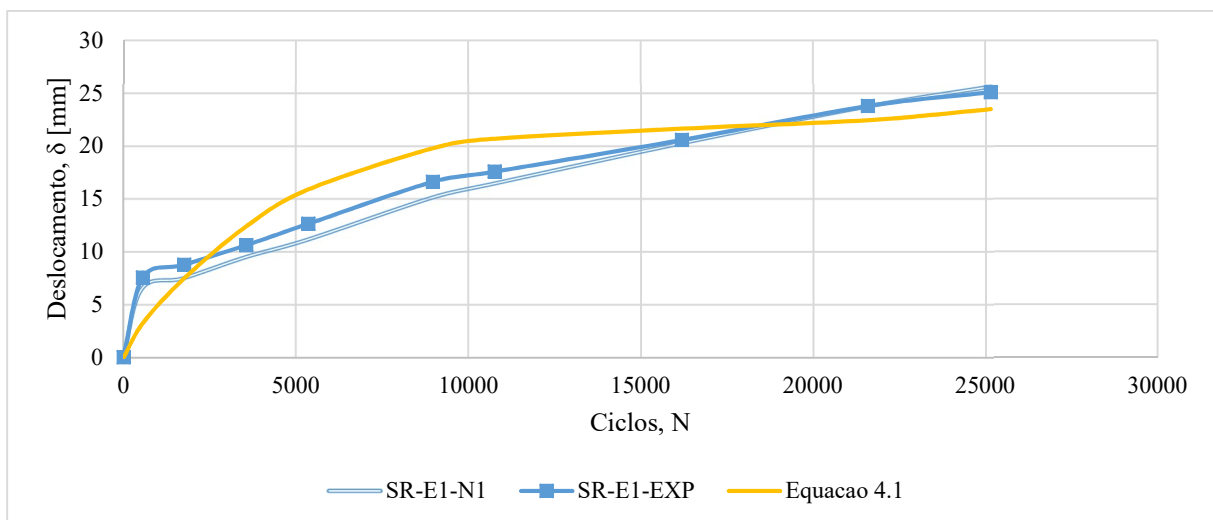


Figura 4.30 – Linhas de tendência aplicada seguindo a Equação 4.1 para o ensaio 1 do caso sem reforço: deslocamento superficial versus número de ciclos

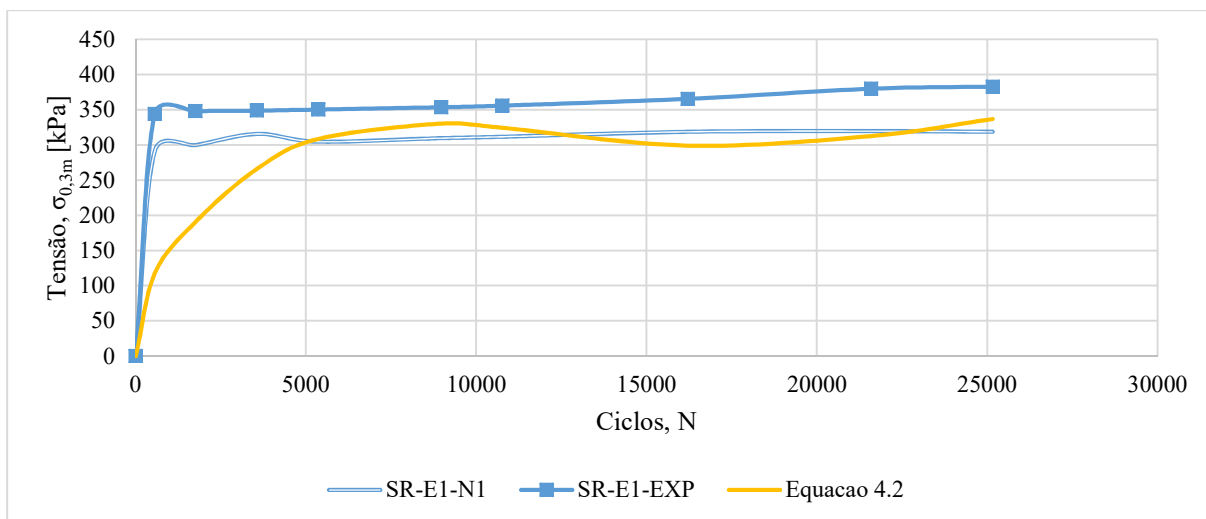


Figura 4.31 – Linhas de tendência aplicada seguindo a Equação 4.2 para o ensaio 1 do caso sem reforço: tensão a 0,30 m de profundidade *versus* número de ciclos

As outras equações não foram aplicadas à camada de aterro e subleito porque, provavelmente, estas camadas já estavam bem plastificadas no ensaio 1 e não seguiam as equações propostas do ensaio padrão. Assim, novas equações foram investigadas para o subleito, uma vez que o aterro no ensaio 1 quase não apresentou redução de valores dos parâmetros. A redução que a rigidez do aterro sofreu não foi possível de se representar por meio de uma equação que se adaptasse bem, assim como o ângulo de atrito do subleito. A rigidez e a coesão do subleito tiveram a sua redução em forma de potência, expressa pelas Equações 4.8 e 4.9 e mostradas nas Figuras 4.32 e 4.33.

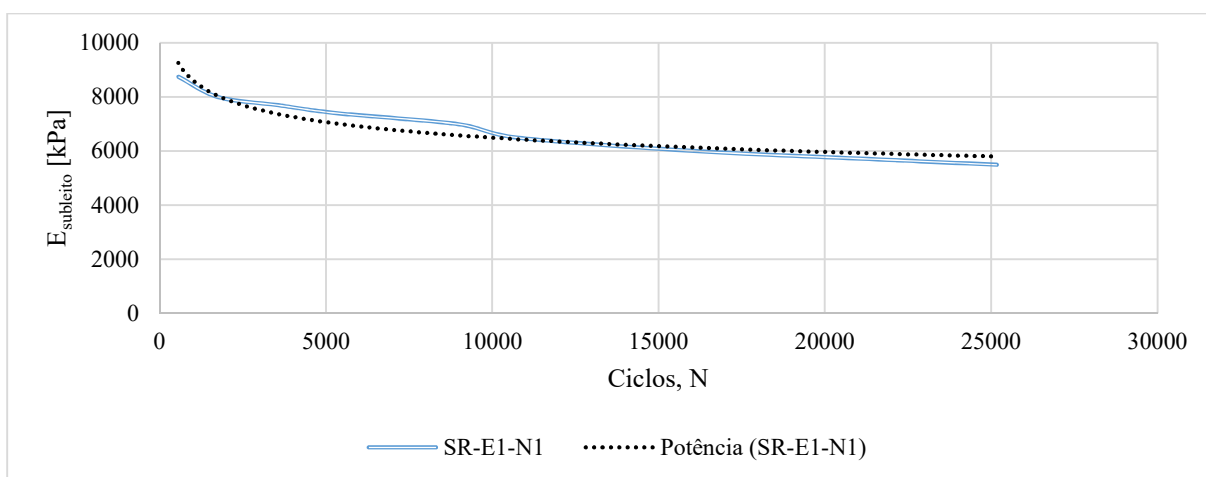


Figura 4.32 – Linhas de tendência para o ensaio 1 do caso sem reforço: E_{subleito} *versus* número de ciclos

$$E_{\text{subleito}} = 20121 \cdot N^{-0,123} \quad (\text{Equação 4.8})$$

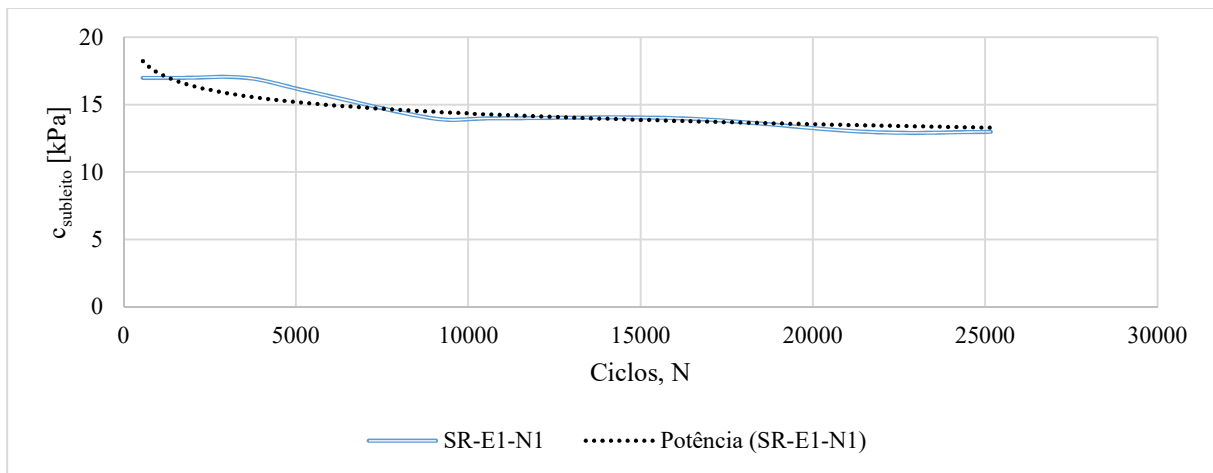


Figura 4.33 – Linhas de tendência para o ensaio 1 do caso sem reforço: $c_{subleito}$ versus número de ciclos

$$c_{subleito} = 30,838 \cdot N^{-0,083} \quad (\text{Equação 4.9})$$

A Tabela 4.8 mostra o coeficiente de correlação das Equações 4.8 e 4.9;

Tabela 4.8 – Coeficiente de correlação das equações geradas para o ensaio 1 no caso sem reforço

Equação	δ	σ	E_{at}	E_{sub}	Φ_{at}	Φ_{sub}	c_{sub}
R^2	-	-	-	0,9206	-	-	0,8188

4.4.3.1. DESLOCAMENTOS E DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES VERTICAIS

A primeira manutenção superficial foi aplicada com geometria similar à deformação gerada ao final do ensaio padrão. Em seguida, os carregamentos foram aplicados e se iniciou a redução dos parâmetros. A Figura 4.34 mostra a evolução dos deslocamentos verticais da Fase M1-inicial para a Fase M1-1 e M1-8. Os deslocamentos verticais superficiais são de 6,5 mm para a Fase M1-Inicial, 7,5 mm para a Fase M1-1 e 25,6 mm para a Fase M1-8. A faixa de valores apresentadas na Figura 4.34 equivale a uma aproximação dos deslocamentos verticais acumulados.

A faixa de valores de 4 a 8 mm de deslocamento vertical ocorreram a 0,40 m de profundidade na Fase 10 (Figura 4.22c), a 0,50 m nas Fases M1-Inicial e na M1-1 (Figura 4.34a e 4.34b, respectivamente). Na Fase M1-8 valores dessa ordem ocorreram a 0,60 m de profundidade (Figura 4.34c). Observa-se também que o deslocamento superficial vertical máximo foi em

torno de 50 mm, dos quais 25 mm, aproximadamente, corresponderam ao deslocamento gerado durante o ensaio padrão. Observa-se que a faixa de valores de 20 a 24 mm de deslocamento vertical ocorreu nos 10 primeiros centímetros da Fase 10 (Figura 4.22c), enquanto que essa mesma faixa de valores de deslocamentos verticais foi observada a aproximadamente 0,30 m de profundidade na Fase M1-8 (Figura 4.34c).

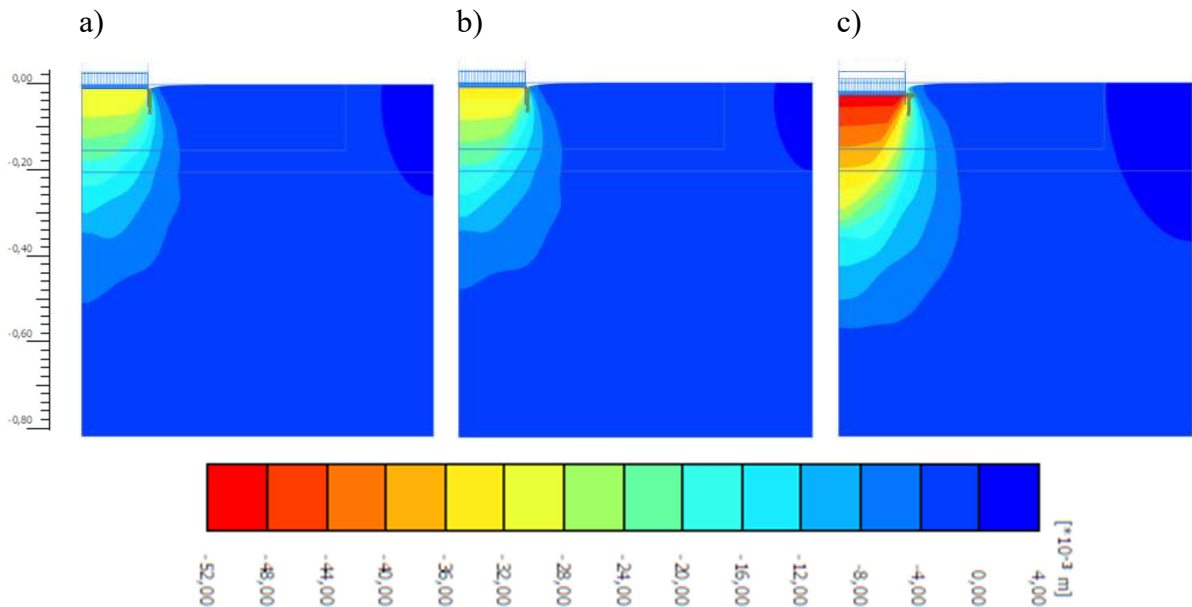


Figura 4.34 – Deslocamento vertical acumulado aproximado do ensaio 1 no caso sem reforço: a) 32 mm na superfície da Fase M1-Inicial b) 33 mm na superfície da Fase M1-1 c) 51 mm na superfície da Fase M1-8

Os pontos de plastificação do ensaio 1 passaram a ocorrer em maior quantidade e a atingirem regiões mais profundas (Figura 4.35). Os pontos mostrados na Fase M1-Inicial indicam que mesmo para essa fase inicial do ensaio 1 o solo já estava bem plastificado, visto que anteriormente já haviam sido aplicados vários ciclos de carga. Observa-se que em todas as fases do ensaio 1 os pontos de plastificação aparecem em maior quantidade do que na última fase do ensaio padrão (Figura 4.23c).

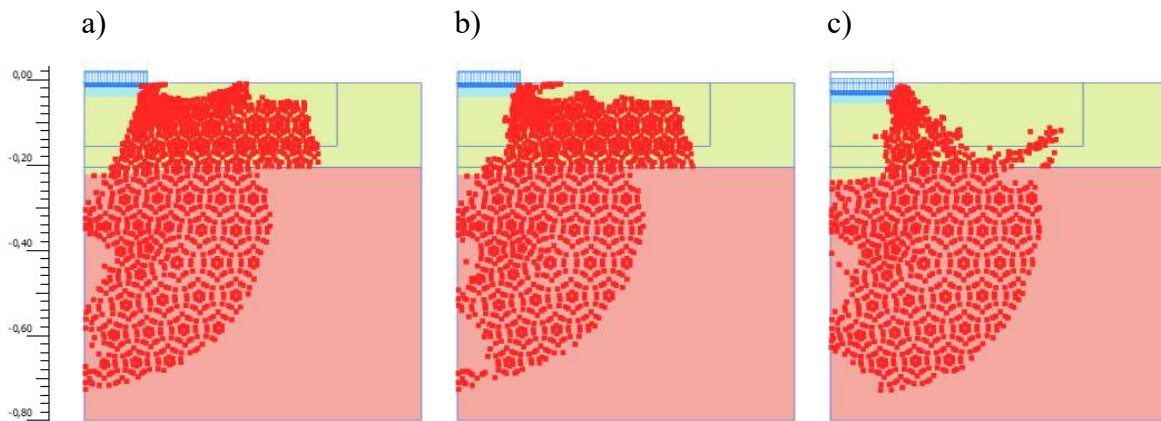


Figura 4.35 – Pontos de plastificação do ensaio 1 no caso sem reforço: a) Fase M1-inicial (32 mm) b) Fase M1-1 (33 mm) c) Fase M1-8 (51 mm)

A plastificação do solo influencia as tensões medidas no interior do subleito. Os bulbos de tensão perdem a forma típica à medida que a resistência do conjunto diminuiu (Figura 4.36). Isso pode ser justificado pelo aumento dos pontos de plastificação, que levaram a um rompimento de algumas áreas. Há também uma concentração de tensões na borda da placa de carregamento. A região do aterro não apresenta mudanças significativas nos bulbos de tensões em ambas as fases. Por outro lado, é possível observar um leve deslocamento para baixo dos bulbos de tensão na área do subleito (Figura 4.36).

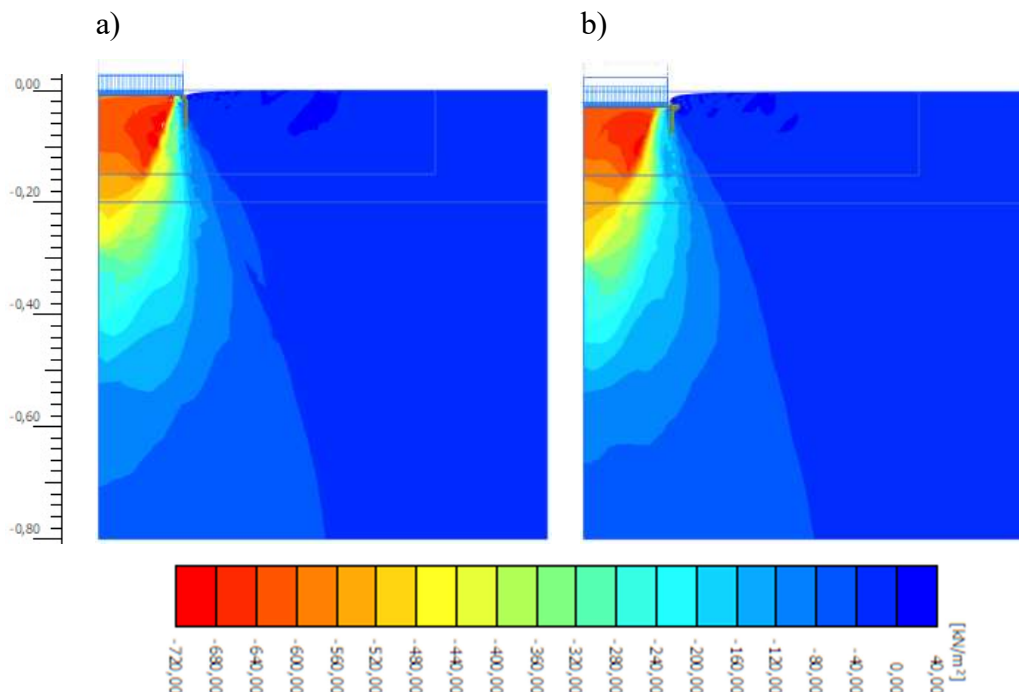


Figura 4.36 – Bulbos de tensão vertical do ensaio 1 no caso sem reforço: a) Fase M1-inicial (32 mm) b) Fase M1-8 (51 mm)

A Fase 10 do ensaio padrão (Figura 4.25) já apresentava uma razão entre tensões cisalhantes próxima a 1 em vários pontos. Na Figura 4.37 é possível observar que essa região só tende a

aumentar no ensaio 1, chegando ao que se observa na Figura 4.37c, na qual praticamente toda a massa está plastificada. O formato das áreas com razão entre tensões cisalhantes praticamente coincide com o padrão dos pontos de plastificação na Figura 4.35. Entre as fases apresentadas na Figura 4.37, observa-se que a estrutura não muda muito sua razão entre tensões cisalhantes, permanecendo em grande parte unitária ao longo das fases.

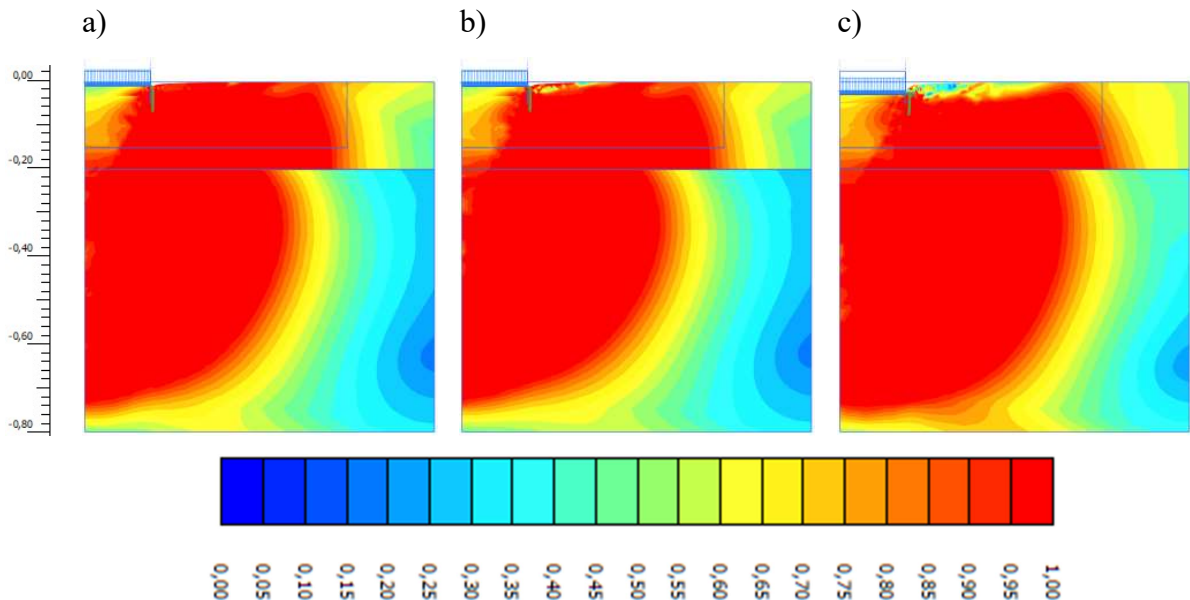


Figura 4.37 – Razão entre tensões cisalhantes do ensaio 1 no caso sem reforço: a) Fase M1-Inicial (32 mm) b) Fase M1-1 (33 mm) c) Fase M1-8 (51 mm)

Observando que a estrutura já estava extremamente plastificada, decidiu-se que o ensaio 2 não seria simulado numericamente.

4.5. CASO COM GEOTÊXTIL – PREVISÃO NUMÉRICA E COMPARAÇÕES

4.5.1. MALHA

A malha escolhida foi a média (1.025 elementos e 8.412 nós), com um refinamento de fator 0,8 aplicado na área próxima ao carregamento e um de 0,5 nas áreas de manutenção (Figura 3.7a). Malhas mais finas apresentaram problemas numéricos tanto no ensaio padrão quanto no ensaio 1, sendo, assim, não utilizadas.

4.5.2. ENSAIO PADRÃO – SIMULAÇÃO NUMÉRICA

O uso do geotêxtil como reforço requereu um ângulo de atrito aparente inicial do aterro maior que o caso sem reforço e menor que no caso com geogrelha nas simulações numéricas, como mostra a Tabela 4.9 para o caso GT-EP-N1. Na Fase Inicial no caso sem reforço, ele era 52° e no caso reforçado com geotêxtil, 63°. Numericamente é como se o geotêxtil estivesse melhorado os parâmetros da camada de aterro.

Além disso, a redução dos valores no caso com geotêxtil aconteceu de forma menos brusca. Os parâmetros iniciais atribuídos ao subleito foram os mesmos do caso sem reforço, indicando que o geotêxtil não melhorou essa camada. A queda da rigidez do aterro da Fase Inicial para a Fase 1 não foi tão abrupta como no caso sem reforço. Os parâmetros a 37.737 ciclos (Fase 4) no caso numérico GT-EP-N1 se mostraram maiores ou iguais aos referentes a 30.691 ciclos (Fase 10) no caso SR-EP-N1 (Tabela 4.5).

No SR-EP-N1 as tensões atingidas foram de 320 kPa (Tabela 4.5), enquanto que no GT-EP-N1 foram em torno de 250 kPa (Tabela 4.9), indicando que a presença do reforço fez com que a magnitude da tensão transferida para o subleito fosse em torno de 70 kPa menor a 0,30 m de profundidade. A Tabela 4.9 mostra os valores de parâmetros que levaram a resultados numéricos que melhor compararam com os experimentais.

Tabela 4.9 – Parâmetros e resultados do ensaio padrão no caso com geotêxtil (GT-EP-N1)

Fases	Ciclos	Aterro		Subleito			Resultados	
		E [kPa]	Ø [°]	E [kPa]	Ø [°]	c [kPa]	δ [mm]	σ _{0,3 m} [kPa]
0	0	0	0	0	0	0	0	0
Inicial	3552	55000	63	20000	33	40	3,6	151
1	10767	29000	59	19000	33	30	5,1	177
2	12596	24000	59	18000	33	25	5,8	182
3	26948	14000	53	12500	33	20	10,4	217
4	37737	12000	51	9700	30	20	14,2	244
5	55802	8500	51	7900	30	20	18,3	235
6	68325	7000	51	6400	30	20	22,2	233
7	80899	6300	51	6100	30	20	23,9	250
8	84913	6100	51	6000	30	20	24,4	251
9	89822	5900	51	5900	30	20	25,0	252

A utilização dos parâmetros mostrados na Tabela 4.9 fez com que a curva de deslocamento superficial *versus* número de ciclos fosse similar a dos resultados experimentais (Figura 4.38).

O mesmo aconteceu para a curva de tensão a 0,30 m de profundidade *versus* número de ciclos mostrada na Figura 4.39.

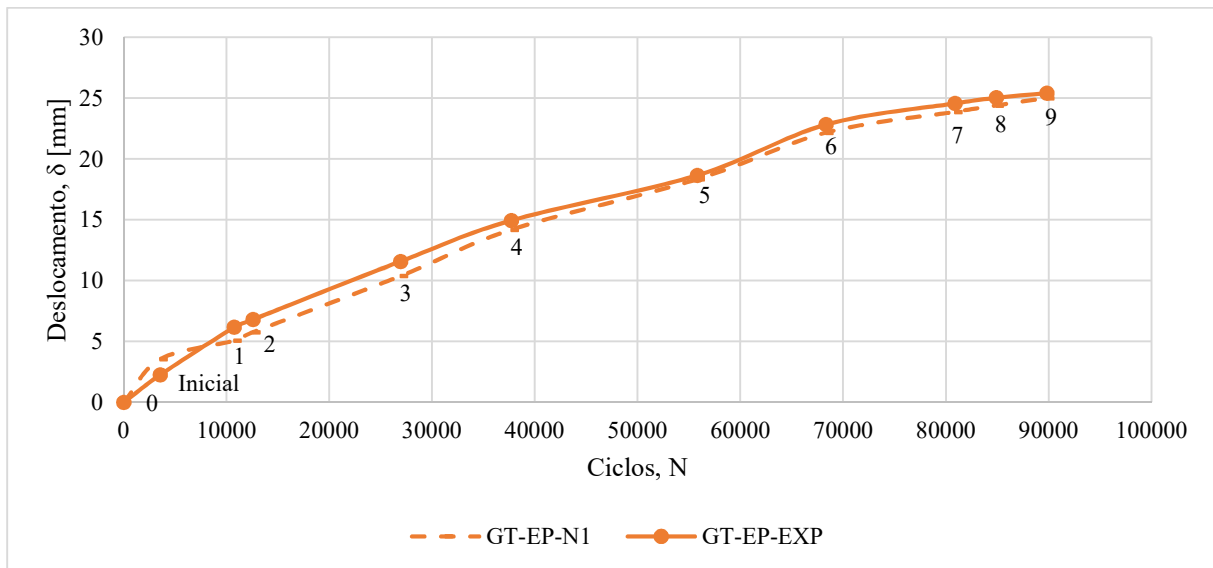


Figura 4.38 – Comparação entre o ensaio experimental e o resultado numérico no ensaio padrão do caso com geotêxtil: deslocamento superficial *versus* número de ciclos

Da Fase Inicial à 4, ocorreu a redução dos parâmetros de resistência de ambas as camadas, o que acarretou um aumento significativo das tensões medidas a 0,30 m de profundidade (Tabela 4.9 e Figura 4.39). A partir da Fase 4, os parâmetros de resistência, tanto da camada do aterro quanto do subleito, permaneceram constantes, as tensões verticais ficaram em torno de 250 kPa e o formato da curva indicou uma possível plastificação.

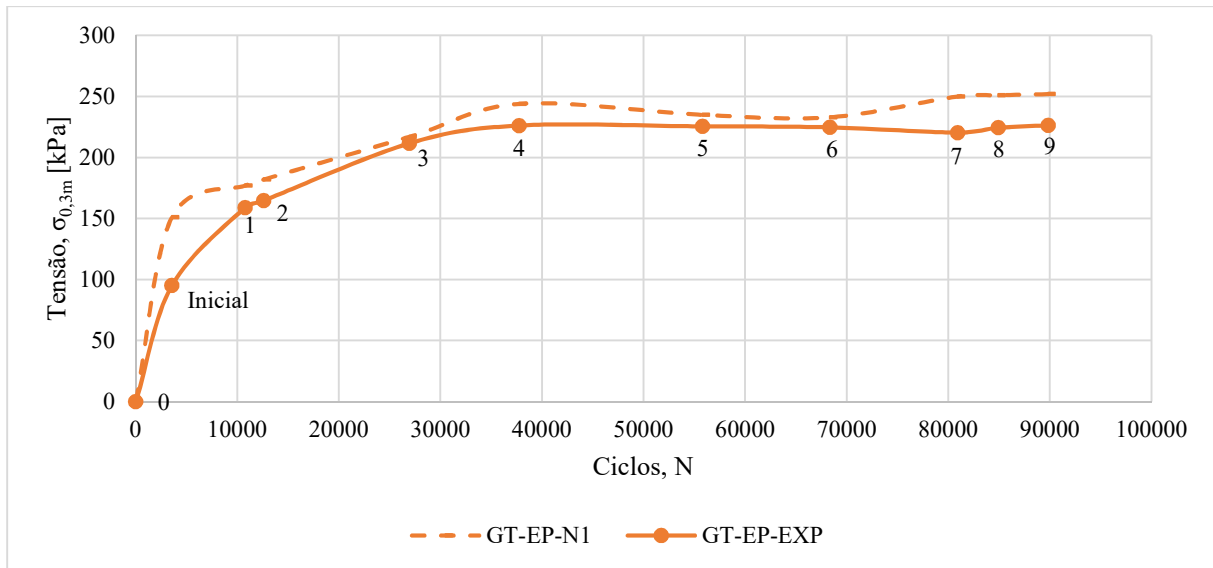


Figura 4.39 – Comparação entre o ensaio experimental e o resultado numérico no ensaio padrão do caso com geotêxtil: tensão a 0,30 m de profundidade *versus* número de ciclos

As equações propostas no caso sem reforço no ensaio padrão também não se aplicam ao caso com geotêxtil, pois, assim como no caso com a geogrelha, o sistema é diferente, já que há um elemento de reforço presente, além do fato de nos casos reforçados a faixa de valores de quantidade de ciclos ser bem diferente da que ocorreu no caso sem reforço.

4.5.2.1. DESLOCAMENTOS E DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES VERTICAIS

Percebe-se que os bulbos de deslocamento aumentam de tamanho com o passar das fases. A Fase Inicial apresenta um deslocamento vertical entre 0 e 4 mm em toda a massa, sendo o deslocamento superficial de 3,6 mm (Figura 4.40a). Na Fase 1, a superfície apresenta um recalque de 5,1 mm e a faixa de deslocamento entre 4 e 8 mm já atinge os 10 primeiros centímetros de profundidade (Figura 4.40b). Na última fase do ensaio padrão, Fase 9, o deslocamento superficial atinge os 25 mm e os deslocamentos verticais, mesmo que mínimos já ultrapassam a profundidade de 0,50 m (Figura 4.40c). Assim como no caso sem reforço, o aumento da quantidade de ciclos leva a uma propagação dos efeitos do carregamento.

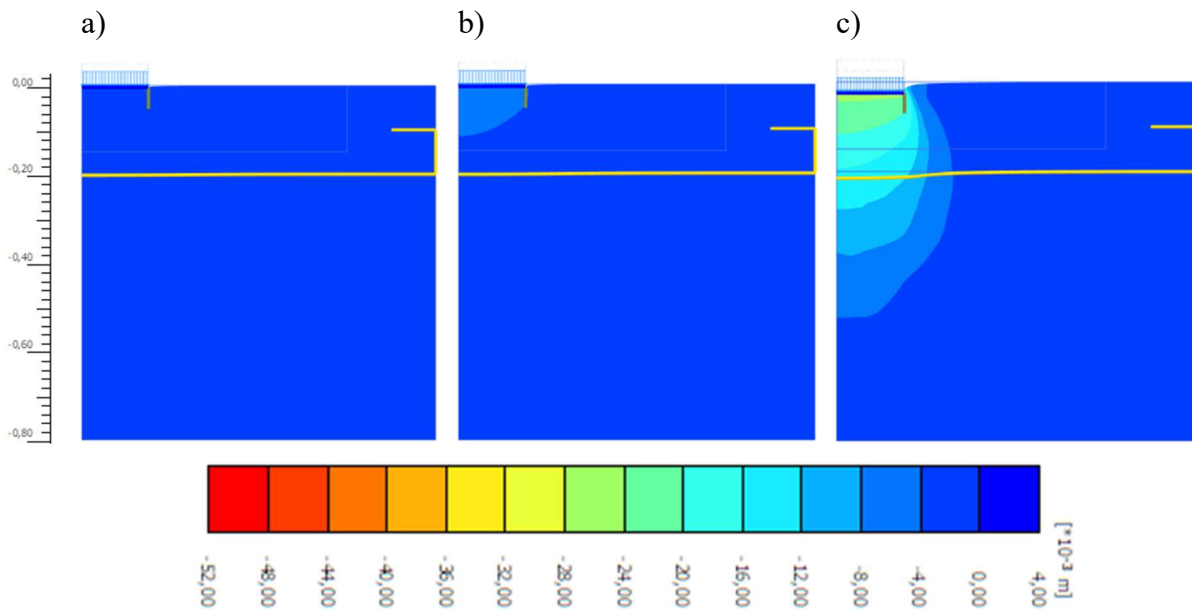


Figura 4.40 – Deslocamento vertical do ensaio padrão no caso com geotêxtil: a) 3,6 mm na superfície da Fase Inicial b) 5,1 mm na superfície da Fase 1 c) 25,0 mm na superfície da Fase 9

Os pontos de plastificação mostrados na Figura 4.41 aumentam em quantidade com o decorrer das fases. Na Fase Inicial, eles se restringem à camada de aterro (Figura 4.41a), na Fase 1 esses pontos já se alastram para a camada de subleito, atingindo 0,40 m de profundidade (Figura 4.41b). Na Fase 9, a camada de subleito está ainda mais plastificada, com pontos atingindo quase 0,70 m de profundidade. Observa-se que nessa última fase do ensaio padrão há uma concentração de plastificação também na região do geotêxtil (Figura 4.41c), que pode indicar deslizamento do aterro sobre o reforço.

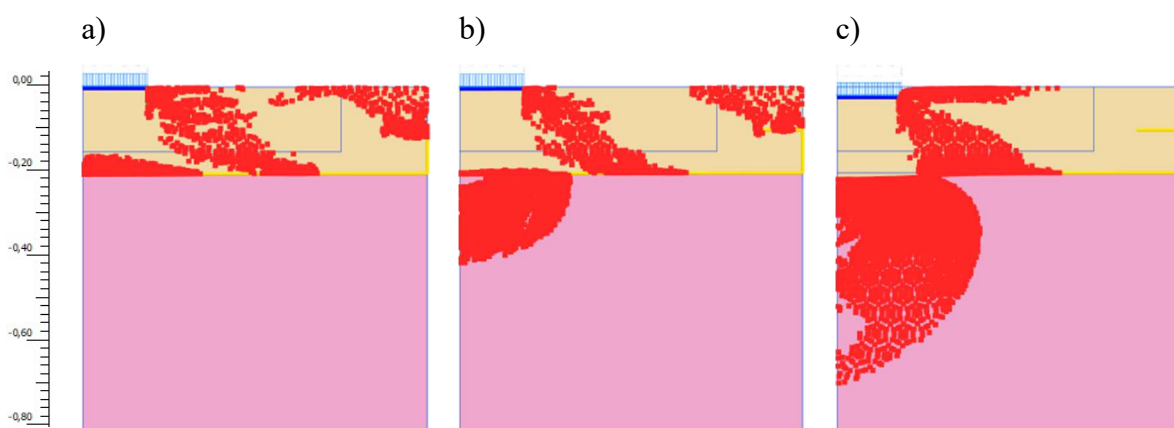


Figura 4.41 – Pontos de plastificação do ensaio padrão no caso com geotêxtil: a) Fase Inicial (3,6 mm) b) Fase 1 (5,1 mm) c) Fase 9 (25,0 mm)

Os bulbos de tensões verticais são mostrados na Figura 4.42. O solo em fases mais avançadas já está com muitas áreas plastificadas. Observa-se que na Fase Inicial (Figura 4.42a) os bulbos

de tensão estão com seu formato regular enquanto que na Fase 9 (Figura 4.42b) isso não ocorreu. Essa irregularidade na forma dos bulbos se deve à influência da presença do reforço. Na Fase Inicial, as tensões verticais a 0,30 m de profundidade são da ordem 150 kPa, enquanto que na Fase 9, para essa mesma profundidade, são da ordem de, aproximadamente, 250 kPa.

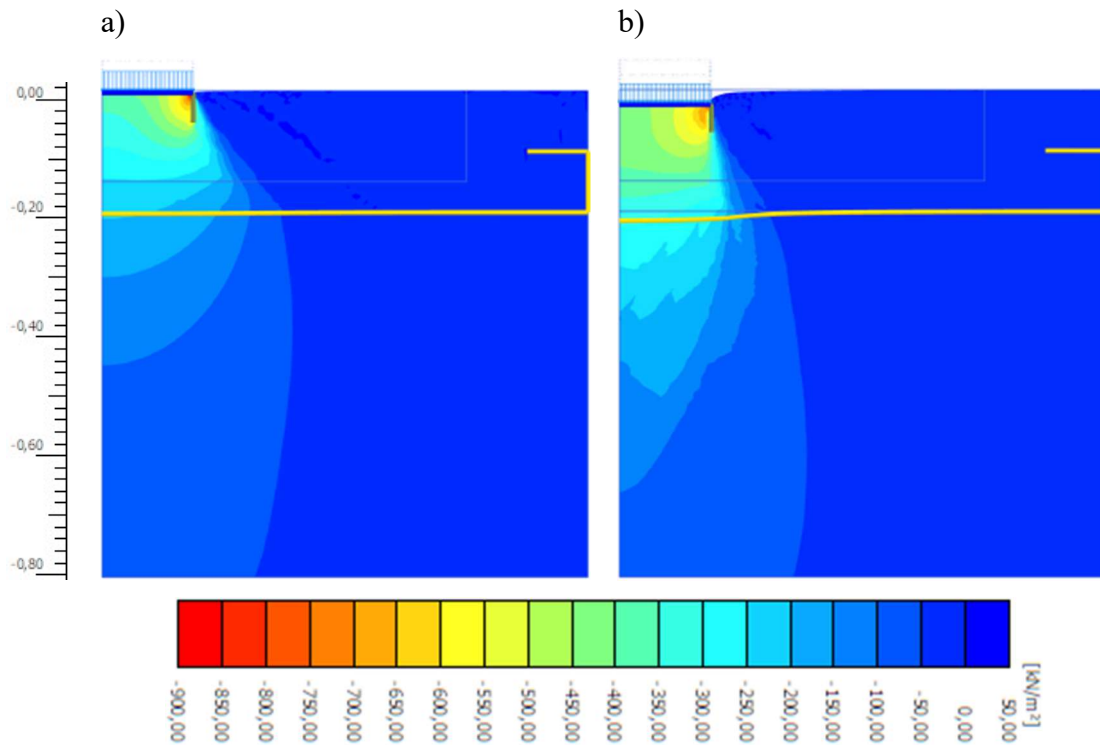


Figura 4.42 – Bulbos de tensão vertical do ensaio padrão no caso com geotêxtil a) Fase Inicial (3,6 mm) b) Fase 9 (25,0 mm)

A área da razão entre tensões cisalhantes mostrada na Figura 4.43 tem um formato similar ao mostrado na Figura 4.41 em todas as fases indicadas. Na Fase Inicial observa-se que o rompimento realmente se restringe à camada de aterro. A camada de subleito, por sua vez, apresenta valores de tensão relativa máximos em torno de 0,9 próximo à interface aterro-subleito (Figura 4.43a). A Fase 1, como mostrado na Figura 4.41b, apresenta plastificação ou rompimento nas duas camadas (Figura 4.43b). O conjunto apresenta uma plastificação ou rompimento em sua grande parte na Fase 9 (Figura 4.43c).

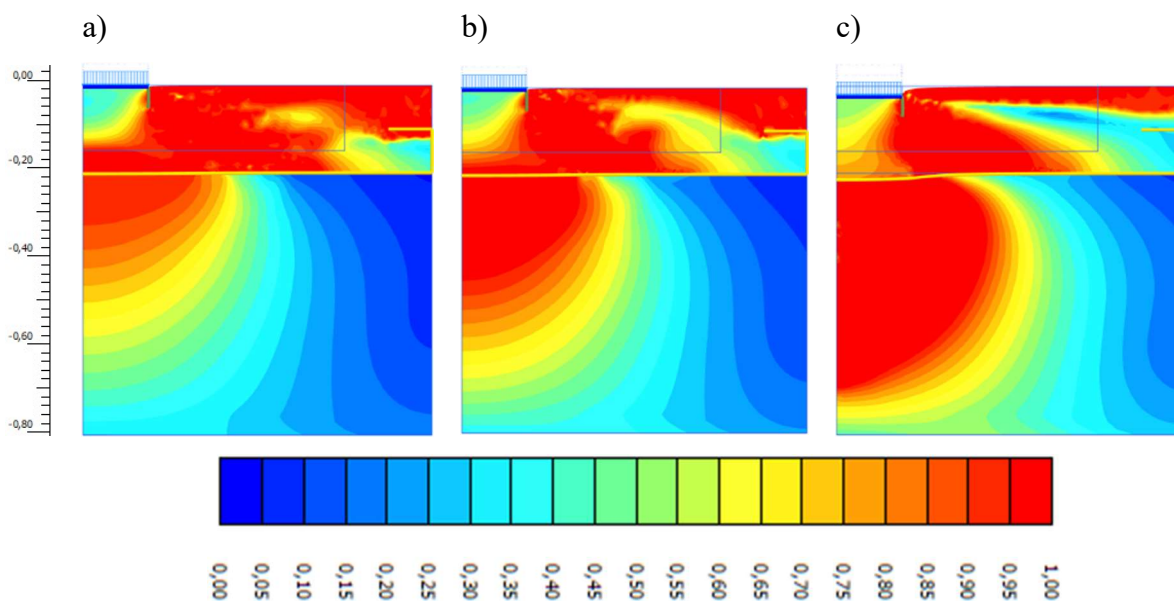


Figura 4.43 – Razão entre tensões cisalhantes do ensaio padrão no caso com geotêxtil: a) Fase inicial (3,6 mm) b) Fase 1 c) Fase 9 (25,0 mm)

4.5.3. ENSAIO 1 – SIMULAÇÃO NUMÉRICA

Após ao ensaio padrão com geotêxtil, também ocorreu a primeira manutenção com a brita original do aterro. O ensaio 1 recomeçou até se atingir o critério de parada de 25 mm. A Tabela 4.10 mostra os parâmetros utilizados para a simulação numérica que melhor convergiu com o ensaio experimental, a GT-E1-N1.

A redução dos valores da primeira manutenção seguiu a lógica de degradação da brita original utilizada no ensaio padrão do caso sem reforço. Observa-se que o ângulo de atrito do aterro logo na primeira fase do ensaio 1, a Fase M1-Inicial, sofreu redução. A última fase do ensaio padrão indicava um ângulo de atrito de 51° (Tabela 4.9), enquanto que a primeira fase do ensaio 1, 44° (Tabela 4.10). Uma redução similar aconteceu na camada de subleito, na qual os parâmetros de resistência, tanto o ângulo de atrito quanto a coesão, sofreram uma diminuição de valores logo na primeira fase do ensaio 1 (Tabela 4.10).

A última fase do ensaio 1, a Fase M1-8, é marcada por um ângulo de atrito do aterro com valor muito próximo ao ângulo de atrito a volume constante do material, enquanto para o subleito o valor do ângulo de atrito a volume constante foi atingido já na Fase M1-Inicial. A região da manutenção 1 atingiu esse valor na Fase M1-8 (Tabela 4.10).

Tabela 4.10 – Parâmetros e resultados do ensaio 1 no caso com geotêxtil (GT-E1-N1)

Fases	Ciclos	Aterro		Subleito			Manutenção 1 - M1		Resultados	
		E [kPa]	Ø [°]	E [kPa]	Ø [°]	c [kPa]	E [kPa]	Ø [°]	δ [mm]	σ _{0,3 m} [kPa]
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
M1-Inicial	5428	5900	44	5900	25	15	8000	44	12,1	283
M1-1	14395	5900	43	5900	25	14	6400	44	14,9	298
M1-2	16214	5900	42	5900	25	14	6400	44	16,9	-
M1-3	28757	5900	41	5900	25	14	6000	44	19,3	
M1-4	39669	5900	40	5900	25	14	5900	43	22,9	
M1-5	43175	5900	40	5900	25	14	5900	42	23,6	
M1-6	52178	5900	40	5900	25	12	5900	41	25,3	
M1-7	55835	5900	40	5900	25	12	5900	41	25,3	
M1-8	58709	5900	40	5900	25	12	5900	38	25,7	

A Figura 4.44 mostra a curva comparativa do deslocamento superficial *versus* número de ciclos do ensaio experimental e da previsão numérica. Observa-se uma boa concordância entre elas. Os deslocamentos superficiais tiveram uma grande influência da mudança de parâmetros da manutenção 1, tendo os parâmetros de resistência do subleito e do aterro também influenciado. O deslocamento da Fase M1-Inicial de mais de 10 mm também foi influenciado pela redução dos parâmetros de resistência que o subleito e o aterro sofreram do ensaio padrão para a primeira fase de ciclos do ensaio 1.

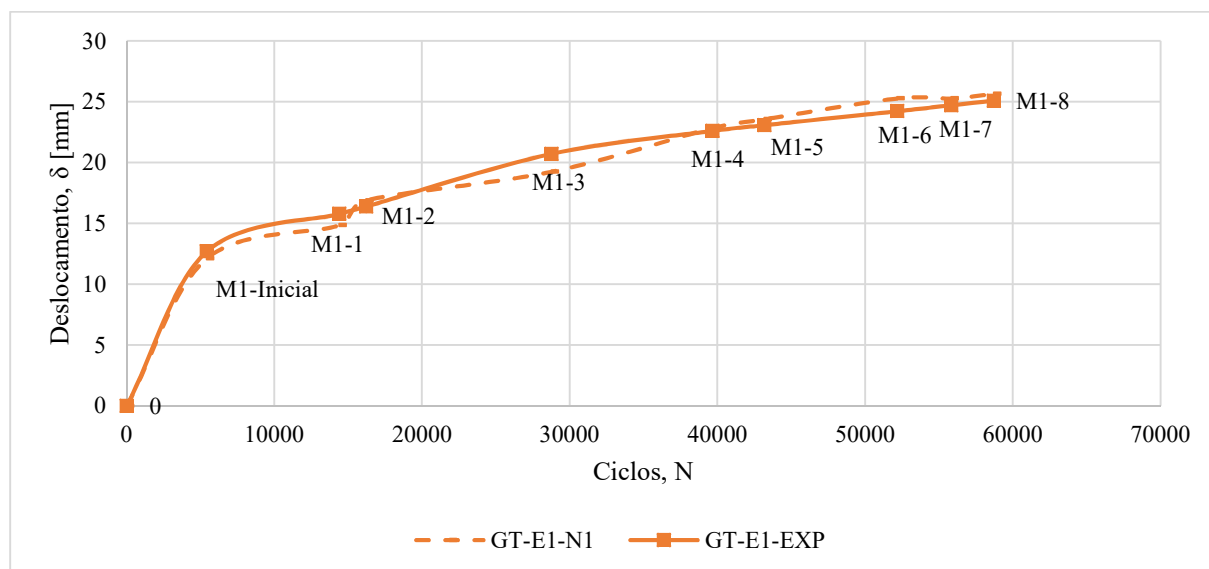


Figura 4.44 – Comparação entre o resultado experimental e o numérico no ensaio 1 do caso com geotêxtil: deslocamento superficial *versus* número de ciclos

Novamente, o que mais foi levado em consideração na comparação numérica e experimental foram os valores de deslocamento, por conta da instabilidade dos valores de tensão vertical

medidos. A partir da Fase M1-2, os valores de tensão apresentados pelo *software* divergiam muito e foram extremamente imprecisos, não sendo então considerados (Tabela 4.10 e Figura 4.45). A tensão vertical numérica na Fase M1-Inicial foi 283 kPa e a M1-1 com 298 kPa.

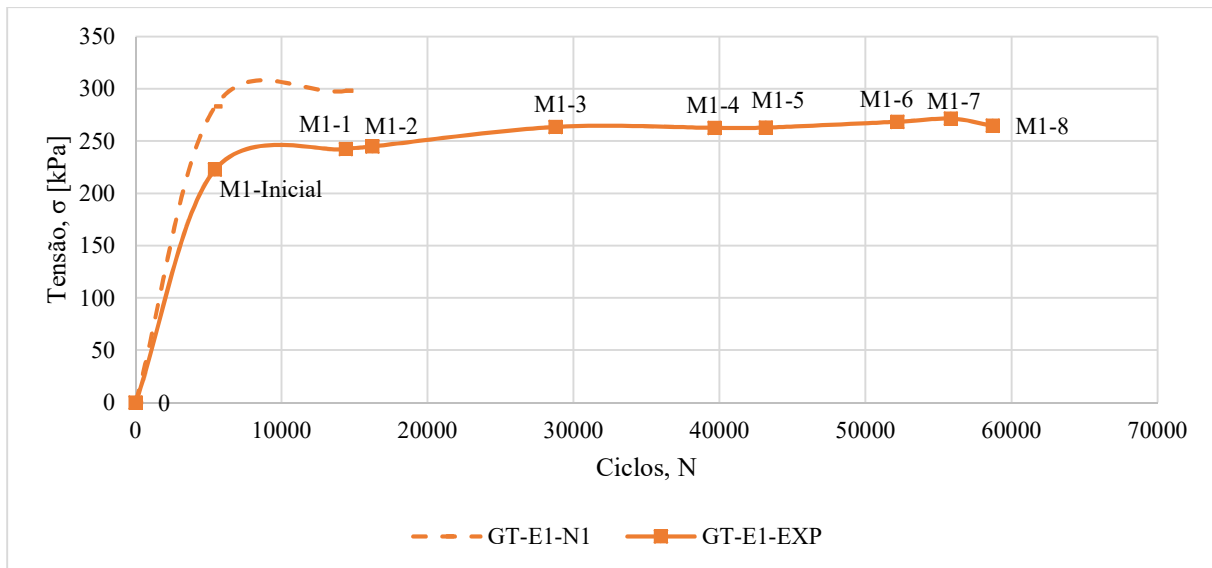


Figura 4.45 – Comparação entre o resultado experimental com a previsão numérica no ensaio 1 do caso com geotêxtil: tensão a 0,30 m de profundidade *versus* número de ciclos

4.5.3.1. DESLOCAMENTOS E DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES VERTICAIS

A Figura 4.46 mostra os deslocamentos verticais obtidos no caso GT-E1-N1. Comparando-se a Figura 4.40c com a 4.46a pode-se ver que os deslocamentos aumentaram ainda mais e atingiram profundidades maiores. Na Figura 4.46c, um valor médio de deslocamento vertical acumulado de 4 a 8 mm atingiu 0,60 m de profundidade. Na Figura 4.40c essa mesma faixa de valor de deslocamento atingiu 0,50 m de profundidade. Os deslocamentos acumulados na camada de aterro atingiram 40 mm na Fase M1-8, enquanto na M1-Inicial atingiram apenas entre 24 e 28 mm. Também é possível inferir que o geotêxtil se deslocou e deformou cada vez mais com o passar das fases (Figura 4.46).

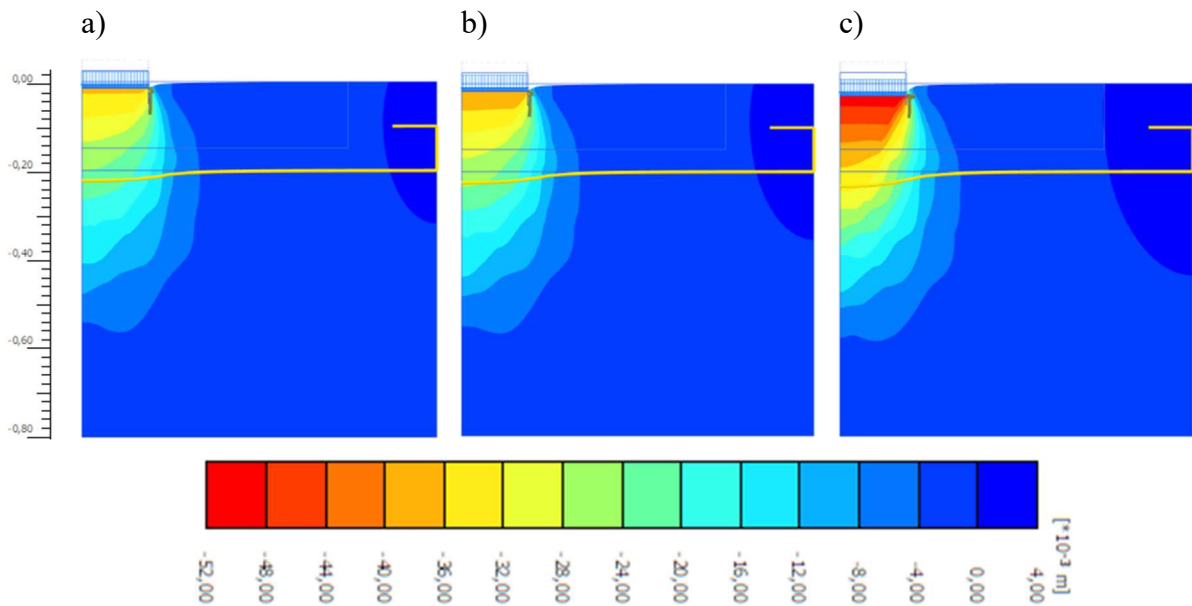


Figura 4.46 – Deslocamento vertical acumulado aproximado do ensaio 1 no caso com geotêxtil: a) 37 mm na superfície da Fase M1-Inicial b) 40 mm na superfície da Fase M1-1 c) 50 mm na superfície da Fase M1-8

O número de pontos de plastificação (Figura 4.47) continuaram aumentando e atingindo regiões mais profundas. A Fase M1-Inicial é a continuação da última fase do ensaio padrão e por isso os solos já se encontravam bastante plastificados. As regiões de maior plastificação são a parte do subleito até aproximadamente 0,50 m de profundidade e a área da camada de aterro próxima ao reforço em todas as fases mostradas na Figura 4.47.

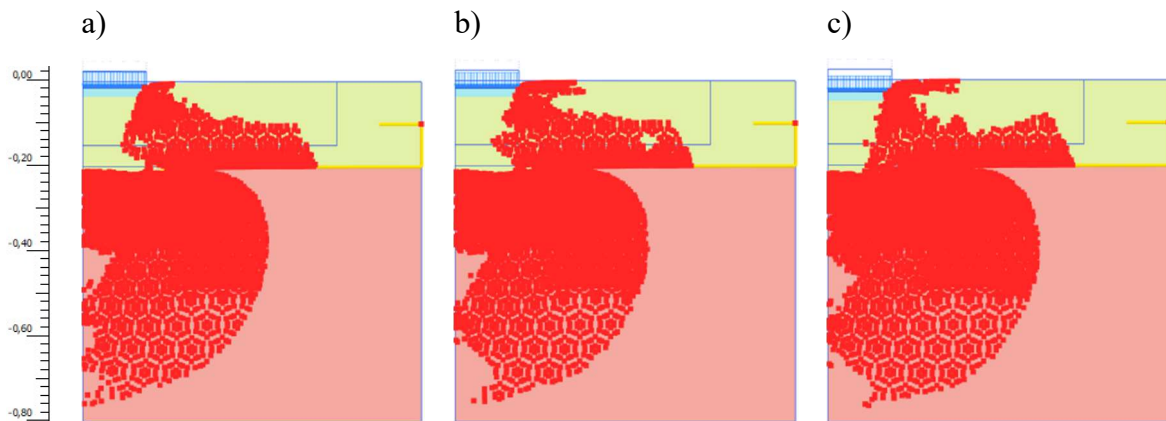


Figura 4.47 – Pontos de plastificação do ensaio 1 no caso com geotêxtil: a) Fase M1-Inicial (37 mm) b) Fase M1-1 (40 mm) c) Fase M1-8 (50 mm)

As imagens mostradas na Figura 4.48 indicam que as regiões de maiores tensões verticais tendem a crescer lateralmente.

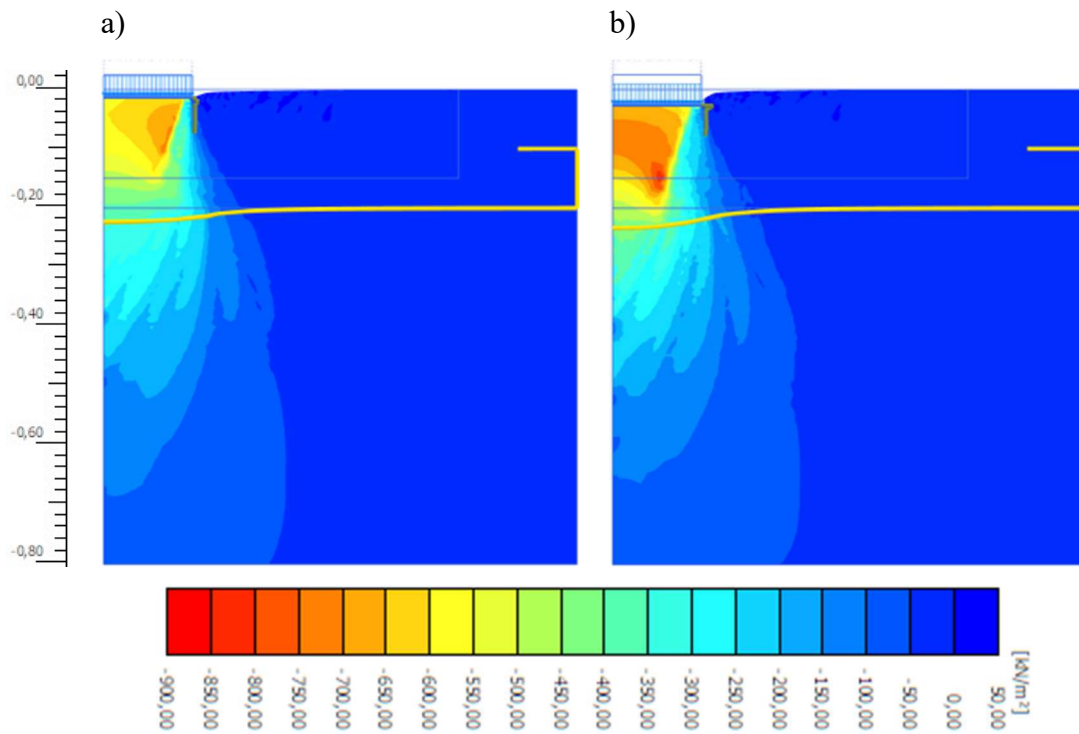


Figura 4.48 – Bulbos de tensão vertical do ensaio 1 no caso com geotêxtil a) Fase M1-Inicial (37 mm) b) Fase M1-8 (50 mm)

Seguindo o citado para a Figura 4.47, a Figura 4.49 apresenta o quanto a razão entre tensões cisalhantes se tornou unitária em quase toda a estrutura em todas as fases apresentadas, indicando plastificação. A região abaixo da placa de carregamento, que no ensaio padrão não apresentou valores unitários de razão entre tensões cisalhantes (Figura 4.43), no ensaio 1 aumentou a plastificação, chegando a valores maiores de tensão relativa, principalmente na Fase M1-8 (Figura 4.49c).

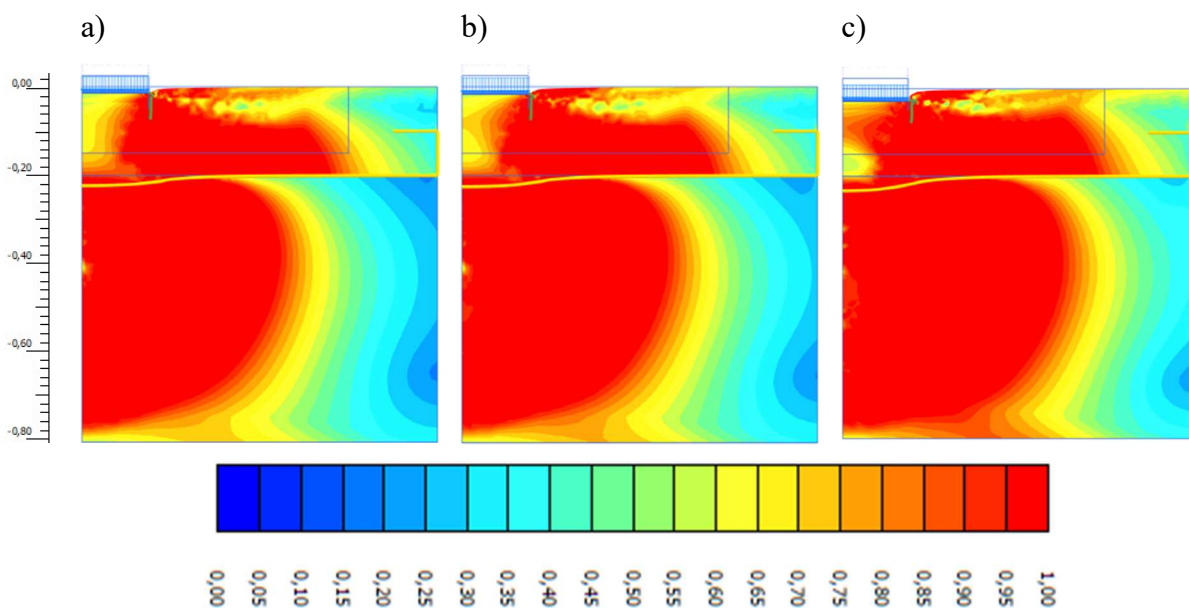


Figura 4.49 – Razão entre tensões cisalhantes do ensaio 1 no caso com geotêxtil: a) Fase M1-inicial (37 mm) b) Fase M1-1 (40 mm) c) Fase M1-8 (50 mm)

Observando as massas de solo já estavam extremamente plastificadas, decidiu-se que o ensaio 2 não seria simulado numericamente devido a problemas numéricos.

4.6. CASO COM GEOGRELHA – PREVISÃO NUMÉRICA E COMPARAÇÕES

4.6.1. MALHA

Como nos casos anteriores, para o caso reforçado com geogrelha, a malha escolhida foi a média (1.025 elementos e 8.412 nós) com um refinamento de fator 0,8 aplicado na área próxima ao carregamento e um de 0,5 nas áreas de manutenção (Figura 3.7a). Malhas mais finas apresentaram problemas numéricos, seja no ensaio padrão ou no ensaio 1, não tendo, então, sido utilizadas.

4.6.2. ENSAIO PADRÃO – SIMULAÇÃO NUMÉRICA

A Tabela 4.11 mostra os parâmetros utilizados para cada camada, e a partir dos resultados obtidos as Figuras 4.50 e 4.51 foram geradas e comparadas com os resultados experimentais presentes na Tabela A.3 do Apêndice A. Observa-se que, apesar da curva de deslocamento numérica ter comparado bem com a experimental, em praticamente todas as fases a de tensão vertical entre as Fases 1 e 5 mostrou uma discrepância significativa, apresentando um valor de 170 kPa numericamente e em torno de 130 kPa experimentalmente, o que leva a um erro de, aproximadamente, 24% (Figura 4.51). Como o sensor de medição de deslocamento superficial é mais preciso que o de tensão, considerou-se que a prioridade de convergência foi a curva de deslocamento superficial *versus* número de ciclos. Essa convergência se mostrou muito satisfatória, como se pode ver na Figura 4.50.

Os altos valores atribuídos ao ângulo de atrito do aterro e conseqüentemente à sua dilatação foram gerados e traduzidos pelo alto confinamento que a geogrelha ofereceu. Na Fase 1 esse valor diminuiu de 65° para 63°, enquanto o módulo de elasticidade caiu para 10.000 kPa. A estrutura do solo perdeu boa parte da sua elasticidade e se plastificou. Após a Fase 5, possivelmente ocorreu quebra dos grãos e uma queda brusca na capacidade de suporte do sistema. Esse fato foi representado pela queda abrupta do ângulo de atrito, que passou de 63°

para 48°. A partir da Fase 5, a curva numérica de tensão a 0,30 m de profundidade *versus* número de ciclos comparou bem com a experimental (Figura 4.51).

Na Fase 6, o subleito também foi afetado, mas de forma mais gradativa que o aterro, uma vez que a geogrelha ajudou na amenização dos efeitos advindos da carga aplicada devido ao confinamento lateral da camada de aterro. Da Fase Inicial para a Fase 1 houve uma redução dos parâmetros de resistência do subleito, bem como do seu módulo de elasticidade, que foi reduzido em mais de 50% do seu valor inicial (Tabela 4.11).

Tabela 4.11 – Parâmetros e resultados do ensaio padrão no caso com geogrelha (GR-EP-N1)

Fases	Ciclos	Aterro		Subleito			Resultados	
		E [kPa]	Ø [°]	E [kPa]	Ø [°]	c [kPa]	δ [mm]	σ _{0,3 m} [kPa]
0	0	0	0	0	0	0	0	0
Inicial	7060	55000	65	20000	33	40	3,5	147
1	21453	10000	63	8700	30	30	12,0	172
2	37857	10000	63	8700	30	30	12,0	172
3	145934	10000	63	8700	30	30	12,0	172
4	230520	10000	63	8700	30	30	12,0	172
5	243114	10000	63	8700	30	30	12,0	172
6	255742	6000	48	8500	30	20	22,6	262
7	283218	6000	47	7500	30	20	24,9	270
8	310862	6000	47	7300	30	20	25,3	270

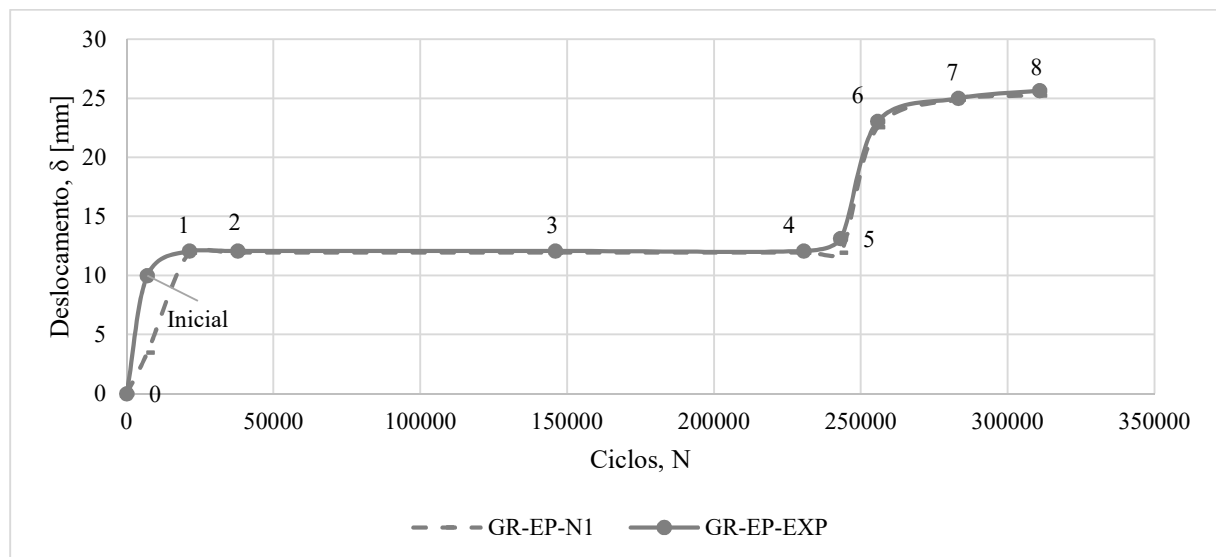


Figura 4.50 – Comparação entre o resultado experimental e o numérico no ensaio padrão do caso com geogrelha: deslocamento superficial *versus* número de ciclos

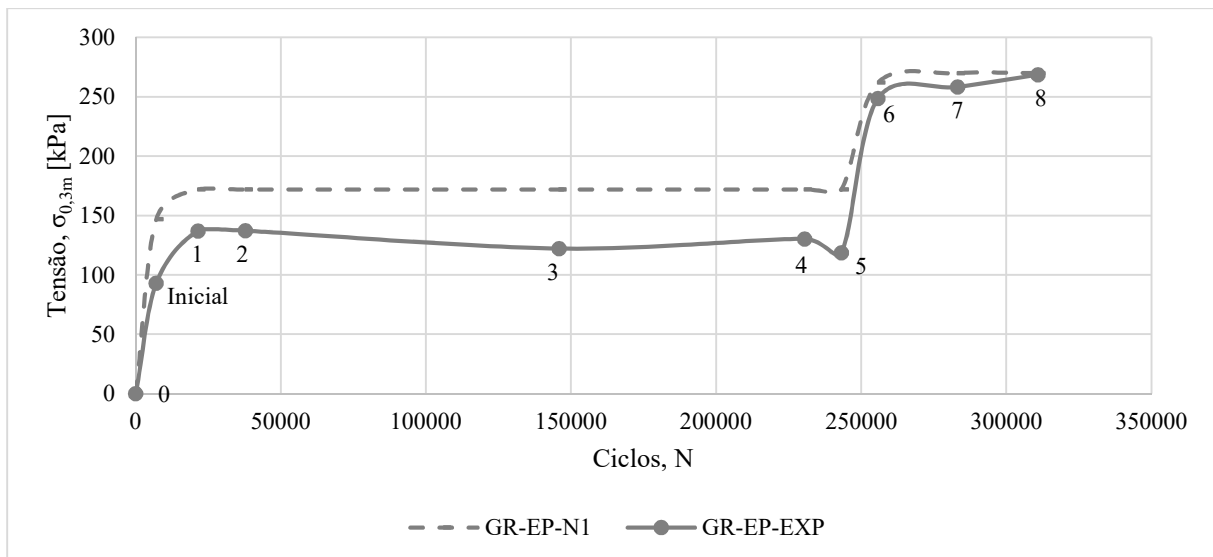


Figura 4.51 – Comparação entre o resultado experimental e o numérico no ensaio padrão do caso com geogrelha: tensão a 0,30 m de profundidade *versus* número de ciclos

As equações propostas para o caso sem reforço no ensaio padrão não funcionaram para o caso reforçado pois a redução dos valores de parâmetros relevantes ocorre de outra forma. Além disso, as equações para o ensaio padrão sem reforço representaram uma quantidade de até, aproximadamente, 31.000 ciclos, enquanto que o caso com reforço atingiu até quase 311.000, mais de 10 vezes a quantidade de ciclos sem reforço no ensaio padrão. Por fim, como citado no Item 4.5.2, o sistema é outro, pois há a presença de um elemento de reforço.

Tentou-se gerar equações de redução de parâmetros em relação aos ciclos como no caso sem reforço, porém não foi possível obter um resultado satisfatório. Isso porque ocorreu a chamada divisão do ensaio em duas estruturas diferentes, dificultando o encontro de uma equação única condizente aos dois momentos.

4.6.2.1. DESLOCAMENTOS E DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES VERTICAIS

Os deslocamentos superficiais verticais são mostrados na Figura 4.52. A Fase Inicial (Figura 4.52a) da simulação tem faixa de valores de deslocamento entre 0 e 4 mm. Observa-se na Fase 1 (Figura 4.52b) que os deslocamentos com faixa de valores entre 4 e 8 mm atingiram 0,30 m de profundidade, enquanto na Fase 8, essa mesma faixa de valores atingiu 0,50 m (Figura 4.52c).

a)

b)

c)

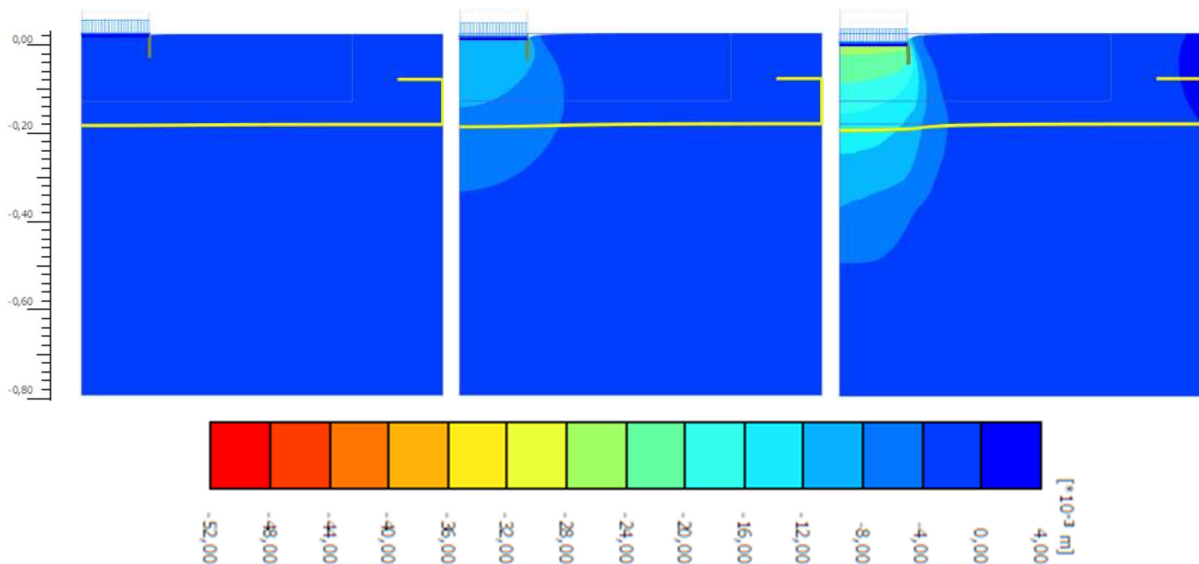


Figura 4.52 – Deslocamento vertical do ensaio padrão no caso com geogrelha: a) 3,5 mm na superfície da Fase Inicial b) 12,0 mm na superfície da Fase 1 – 5 c) 25,3 mm na superfície da Fase 8

A Figura 4.53 mostra que os pontos de plastificação aumentaram com o passar das fases. Até mais de 7.000 ciclos, na Fase M1-Inicial, os pontos de plastificação estavam restritos à camada de aterro no caso reforçado com geogrelha (Figura 4.53a), enquanto para o caso sem reforço isso não foi possível nem para 600 ciclos (Figura 4.23a). Aparentemente, a geogrelha restringiu a plastificação do sistema, pois, mesmo para 21.000 ciclos (Figura 4.53b), os pontos de plastificação chegaram ao subleito, mas praticamente não ultrapassaram a profundidade de 0,50 m.

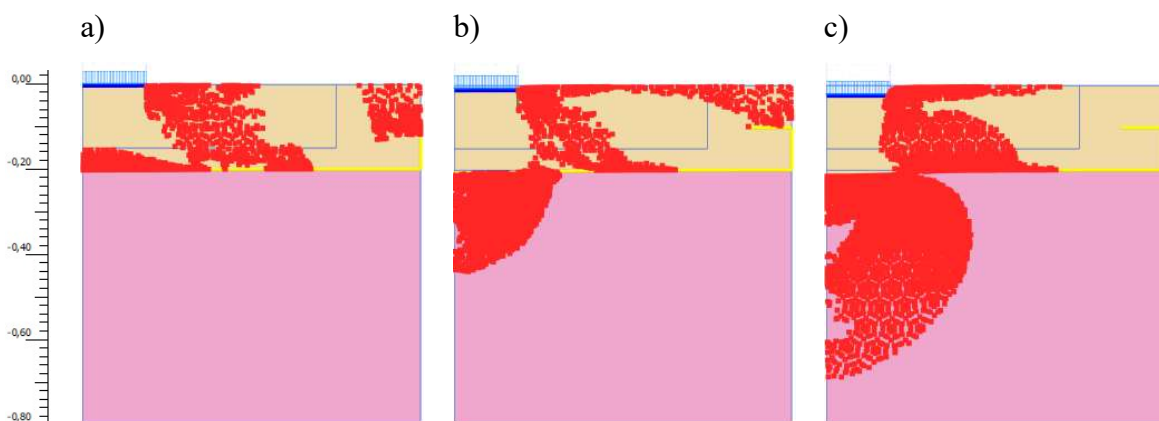


Figura 4.53 – Pontos de plastificação do ensaio padrão no caso com geogrelha: a) Fase Inicial (3,5 mm) b) Fase 1 – 5 (12,0 mm) c) Fase 8 (25,3 mm)

As tensões verticais medidas na Fase Inicial e na Fase 8 estão mostradas na Figura 4.54. É possível ver que os bulbos de tensões aumentaram e perderam o seu formato característico à medida que as fases ocorreram. A Figura 4.54a está com os bulbos bem definidos, enquanto a

Figura 4.54b mostra que seus formatos estão irregulares, devido à presença da geogrelha. Os valores de tensão vertical passaram a variar muito nos resultados do programa e começou a ser ter menos precisão nos valores obtidos.

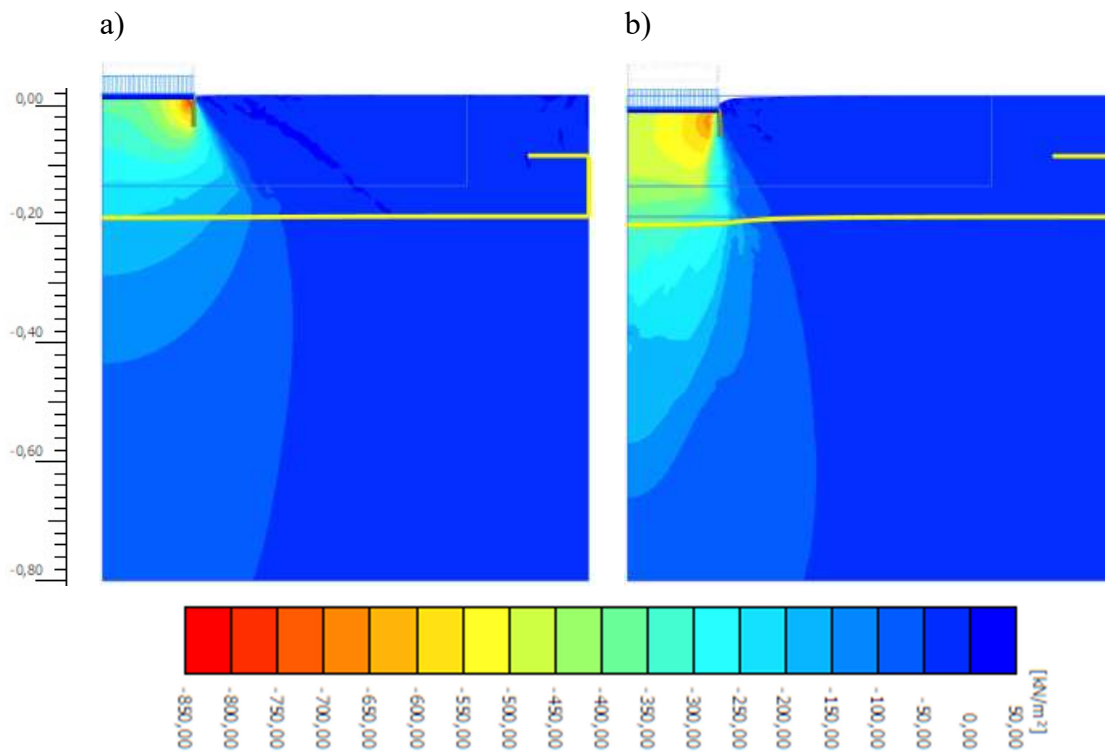


Figura 4.54 – Bulbos de tensão vertical do ensaio padrão no caso com geogrelha: a) Fase Inicial (3,5 mm) b) Fase 8 (25,3 mm)

Por meio da razão entre tensões cisalhantes, observa-se que na Fase Inicial as rupturas se concentraram na camada de aterro, como indicado na Figura 4.55a. As Fases 1 a 5 já mostraram valores unitários no subleito (Figura 4.55b). A Fase 8 esteve com a ruptura concretizada em vários pontos da camada de aterro e do subleito, onde se atingiu praticamente a profundidade máxima da caixa do ensaio (Figura 4.55c).

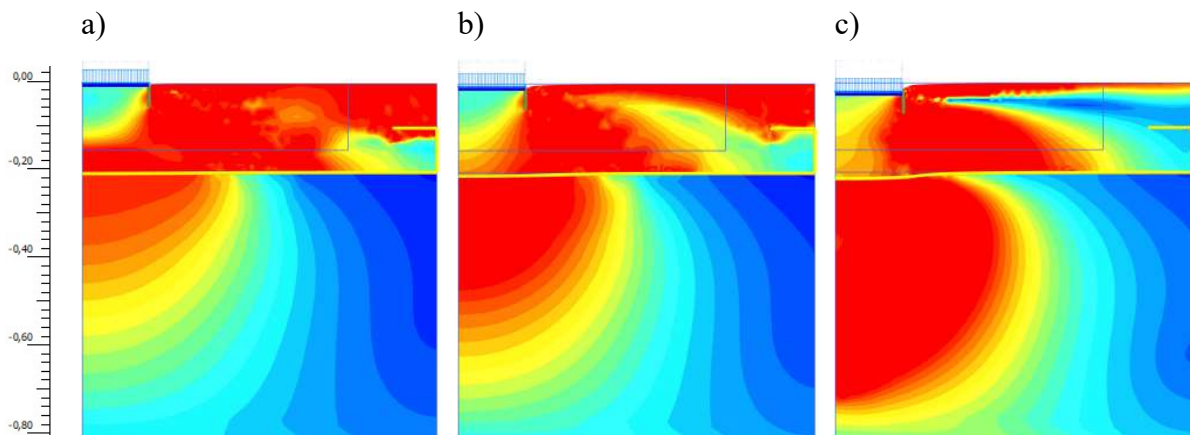




Figura 4.55 – Razão entre tensões cisalhantes do ensaio padrão no caso com geogrelha: a) Fase Inicial (3,5 mm) b) Fase 1 – 5 (12,0 mm) c) Fase 8 (25,3 mm)

4.6.3. ENSAIO 1 – SIMULAÇÃO NUMÉRICA

Após o ensaio padrão, também foi realizada a primeira manutenção. Como na manutenção 1 no caso sem reforço, aqui, para a brita da manutenção 1, também seguiu a lógica de degradação do ensaio padrão sem reforço e, de acordo com a quantidade de ciclos, os parâmetros foram definidos. Os parâmetros utilizados e os resultados obtidos para o numérico GR-E1-N1 são mostrados na Tabela 4.12.

Tabela 4.12 – Parâmetros e resultados do ensaio 1 no caso com geogrelha (GR-E1-N1)

Fases	Ciclos	Aterro		Subleito			Manutenção 1 - M1		Resultados	
		E [kPa]	Ø [°]	E [kPa]	Ø [°]	c [kPa]	E [kPa]	Ø [°]	δ [mm]	σ _{0,3 m} [kPa]
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
M1-Inicial	3345	6000	44	7000	30	20	10000	45	0,3	290
M1-1	21463	6000	43	6000	25	14	6250	44	12,5	307
M1-2	52407	6000	42	6000	25	14	5900	38	15,7	-
M1-3	73594	6000	41	6000	25	14	5900	38	18,2	
M1-4	115022	6000	40	6000	25	14	5800	38	21,1	
M1-5	136601	6000	40	6000	25	13	5750	38	21,4	
M1-6	143929	5900	40	6000	25	13	5600	38	22,1	
M1-7	184160	5900	40	6000	25	12	5500	38	23,2	
M1-8	207253	5900	40	6000	25	11	5000	38	25,0	

A partir dos resultados experimentais foi possível observar que a partir da Fase M1-3 as tensões se estabilizaram e os deslocamentos superficiais verticais continuaram ocorrendo. Tentou-se representar essa estabilização com a pequena redução do ângulo de atrito do aterro, porém a estrutura já estava tão plastificada que não foi possível registrar os valores de tensão vertical a 0,30 m de profundidade na simulação numérica. Observa-se que a manutenção 1 e o subleito atingiram seu valor de ângulo de atrito a volume constante, enquanto o aterro chegou próximo ao seu (Tabela 4.12).

Os resultados numéricos são mostrados e comparados com os resultados experimentais nas Figuras 4.56 e 4.57. Os resultados de deslocamento compararam bem (Figura 4.56), porém a curva tensão a 0,30 m de profundidade *versus* número de ciclos não representou satisfatoriamente os resultados experimentais, tendo suas tensões até a Fase M1-2 superestimadas pelo cálculo numérico (Figura 4.57). A Fase M1-2, por exemplo, apresentou valor de tensão próximo a 310 kPa, enquanto o valor experimental indicou 200 kPa (Figura 4.57). Ou seja, um erro de aproximadamente 55%.

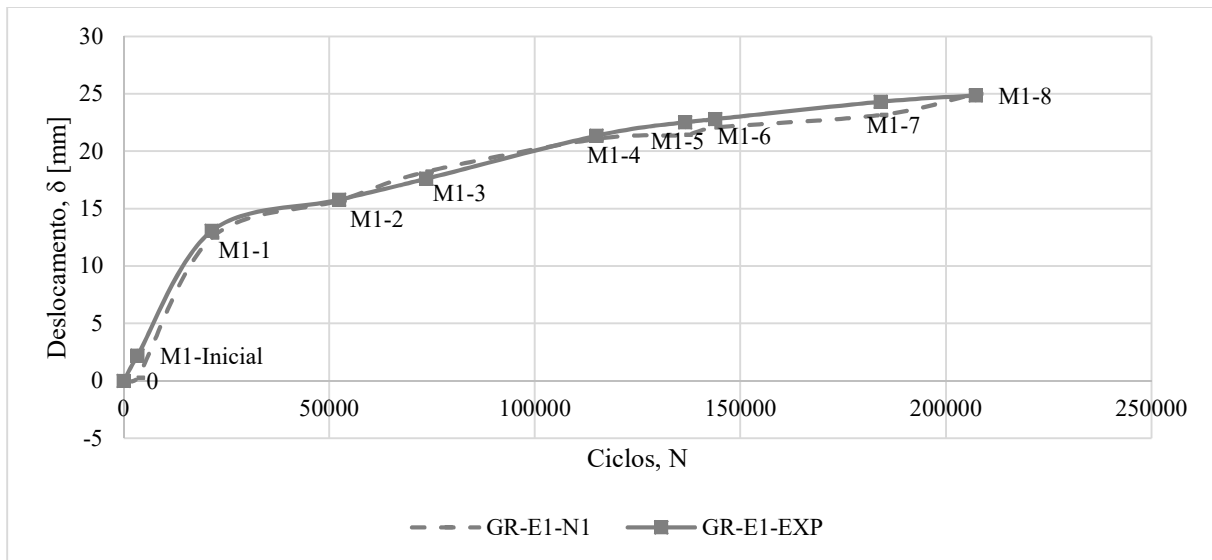


Figura 4.56 – Comparação entre o resultado experimental e o numérico no ensaio 1 do caso com geogrelha: deslocamento superficial *versus* número de ciclos

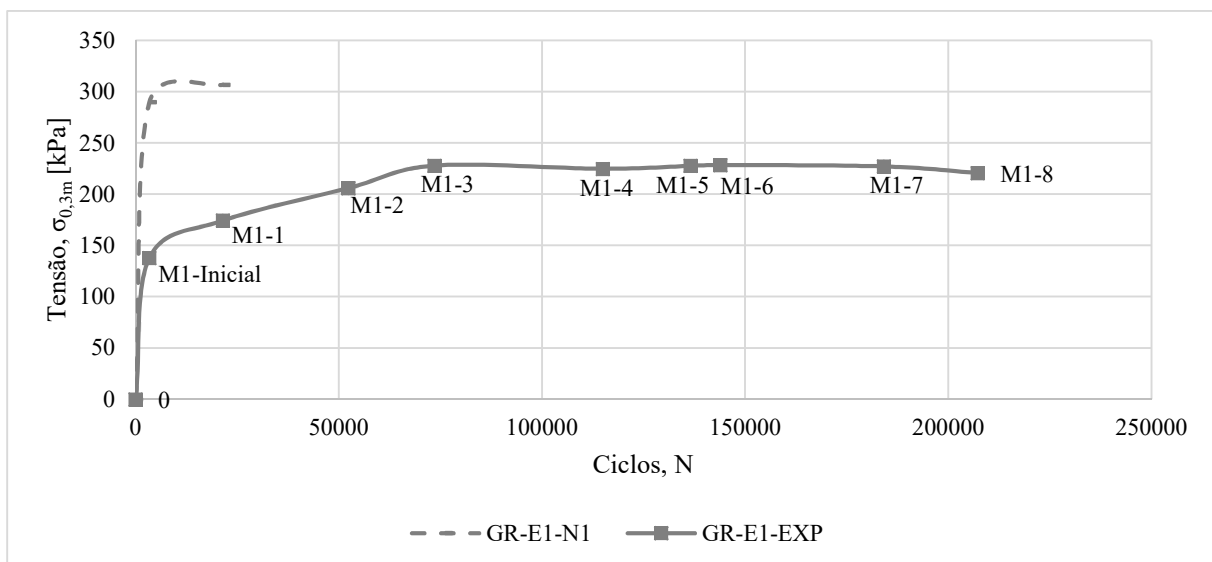


Figura 4.57 – Comparação entre o resultado experimental e o numérico no ensaio 1 do caso com geogrelha: tensão a 0,30 m de profundidade *versus* número de ciclos

4.6.3.1. DESLOCAMENTOS E DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES VERTICAIS

A Figura 4.58 mostra a progressão dos deslocamentos verticais superficiais acumulados no ensaio 1 indicando que a área afetada aumentou com o passar dos ciclos. Por exemplo, a faixa de valores entre 4 e 8 mm atingiu quase 0,50 m de profundidade na Fase M1-Inicial (Figura 4.58a) e aproximadamente 0,60 m de profundidade nas Fases M1-1 e M1-8 (Figura 4.58b e 4.58c, respectivamente).

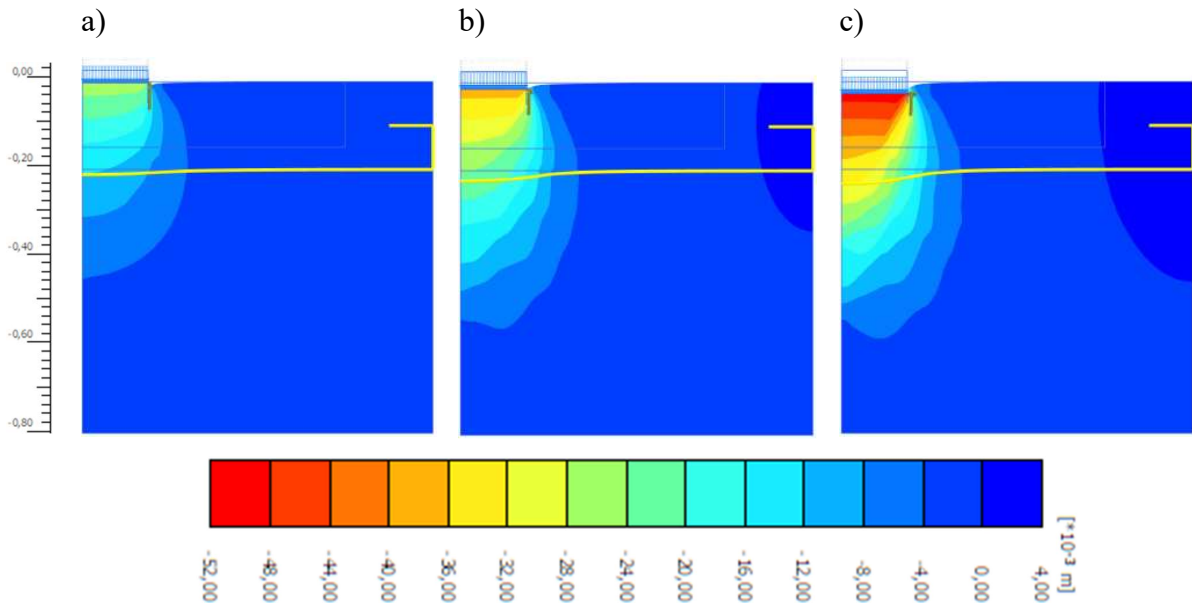


Figura 4.58 – Deslocamento vertical acumulado aproximado do ensaio 1 no caso com geogrelha: a) 26 mm na superfície da Fase M1-Inicial b) 38 mm na superfície da Fase M1-1 c) 50 mm na superfície da Fase M1-8

Na Figura 4.59 observa-se que a Fase M1-8 está praticamente toda plastificada, com concentração extrema de pontos de plastificação até cerca de 0,50 m de profundidade e mais abaixo, com esses pontos ainda em grande quantidade, mas mais espaçados. A estrutura já estava bem plastificada na Fase M1-Inicial (Figura 4.59a) e isso se intensificou nas Fases M1-1 e M1-8 (Figura 4.59b e 4.59c, respectivamente).

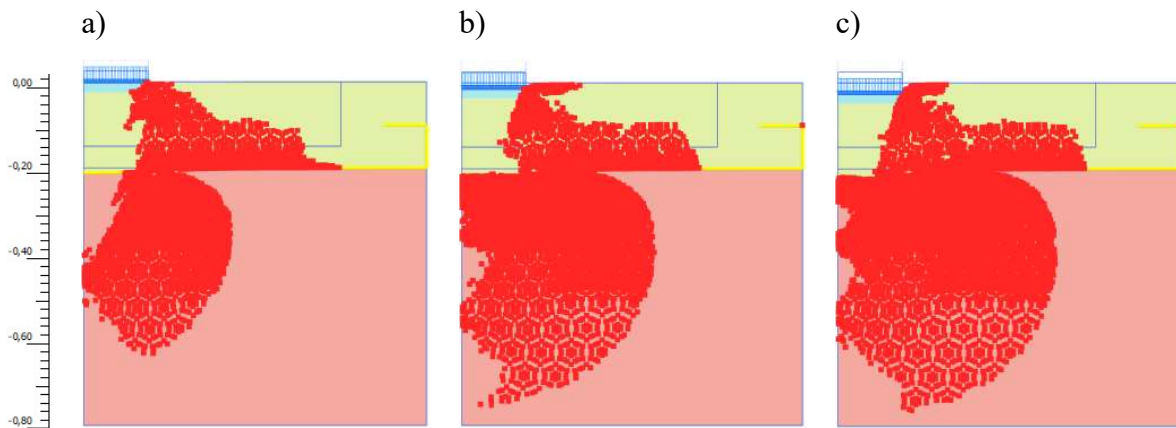


Figura 4.59 – Pontos de plastificação do ensaio 1 no caso com geogrelha: a) Fase M1-Inicial (26 mm) b) Fase M1-1 (38 mm) c) Fase M1-8 (50 mm)

Assim como no caso com geotêxtil, observa-se na Figura 4.60 uma forte tendência das regiões de maiores tensões se deslocarem em direção à geogrelha no decorrer das fases. Como comentado anteriormente, a estrutura já estava bem plastificada e a inconsistência de formato dos bulbos (Figura 4.60) leva a uma imprecisão dos dados obtidos.

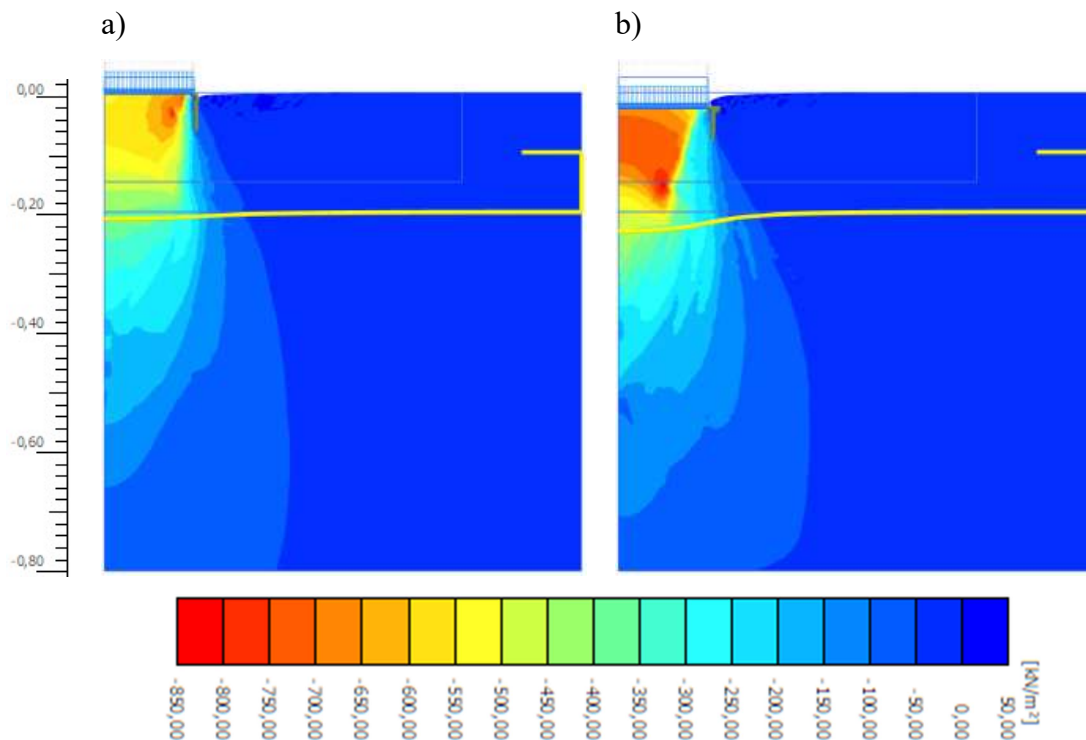


Figura 4.60 – Bulbos de tensão vertical do ensaio 1 no caso com geogrelha: a) Fase M1-Inicial (26 mm) b) Fase M1-8 (50 mm)

As tensões cisalhantes relativas seguiram o mesmo padrão dos pontos de plastificação, confirmando o mostrado na Figura 4.59. A Figura 4.61 mostra a razão entre tensões cisalhantes. Desde a Fase M1-Inicial até a Fase M1-8 o sistema se mostrou praticamente todo plastificado.

A última fase do ensaio padrão já apresentava uma estrutura muito plastificada o que se intensificou no ensaio 1.

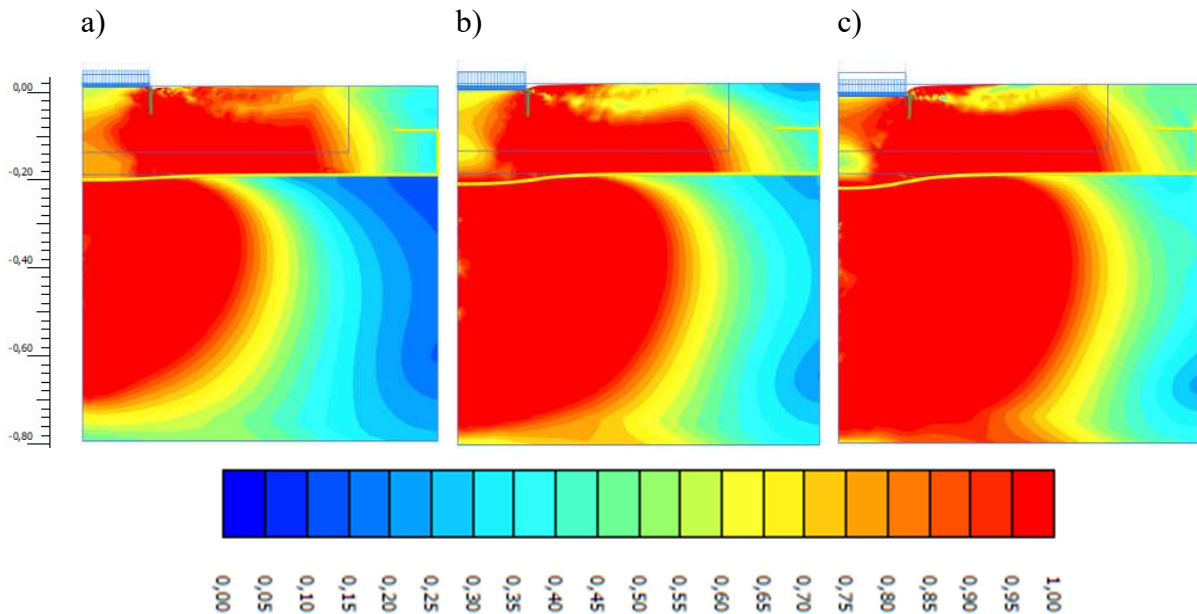


Figura 4.61 – Razão entre tensões cisalhantes do ensaio 1 no caso com geogrelha: a) Fase M1-Inicial (26 mm) b) Fase M1-1 (38 mm) c) Fase M1-8 (50 mm)

Observando que a estrutura já estava extremamente plastificada, decidiu-se que o ensaio 2 não seria simulado numericamente.

4.7.FORÇAS E TENSÕES CISALHANTES NOS REFORÇOS

Os geossintéticos atuando como reforço sofrem solicitações de tração. Essa tração é traduzida pela força axial, que aumenta à medida que o material é solicitado. Já as tensões cisalhantes atuantes no reforço decorrem da interação solo-reforço. Uma função importante do geossintético é absorver parte dessas tensões vindas do aterro e geradas pelo carregamento aplicado para que elas sejam transmitidas em menor magnitude para a camada de subleito.

Nesta seção são apresentadas as forças axiais nos geotêxteis e nas geogrelhas ao final do ensaio padrão e do ensaio 1 e as tensões cisalhantes mobilizadas na fase inicial do ensaio padrão. As tensões cisalhantes mobilizadas ao final do ensaio padrão e do ensaio 1 resultaram em valores com grande discrepância devido ao fato da estrutura já estar muito plastificada, como observado nos Itens 4.5 e 4.6.

4.7.1. FORÇA AXIAL

A partir da Figura 4.62 é possível analisar a diferença de força axial gerada no geotêxtil e na geogrelha ao longo do seu comprimento “X” normalizado pelo raio da placa $R=0,15$ m (X/R). No geotêxtil, a força axial de tração na Fase 9 foi de, aproximadamente, 3 kN/m, enquanto na Fase M1-8 foi de pouco mais de 9 kN/m. Ou seja, essa força foi quase triplicada. No caso com geogrelha, a força de tração na Fase 8 foi de, aproximadamente, 3 kN/m enquanto que na Fase de M1-8 foi de quase 11 kN/m. Assim, essa força quase quadruplicou (Figura 4.62).

Em todas as fases apresentadas, a força axial se tornou nula a aproximadamente $X/R=3$, indicando que a partir desse ponto o reforço não foi mais solicitado. O pico dessas forças aconteceu em torno de $(X/R)=0,5$, conforme mostrado na Figura 4.62. Vale ressaltar que apesar dos valores com geotêxtil e com geogrelha se assemelharem, as fases expostas representavam quantidade de ciclos completamente diferentes (ver Tabelas 4.9 a 4.12). Na simulação numérica para o caso com geogrelha (realizada por Nuñez, 2015) do ensaio monotônico de Antunes (2008), a força axial máxima obtida foi de, aproximadamente, 5 kN/m.

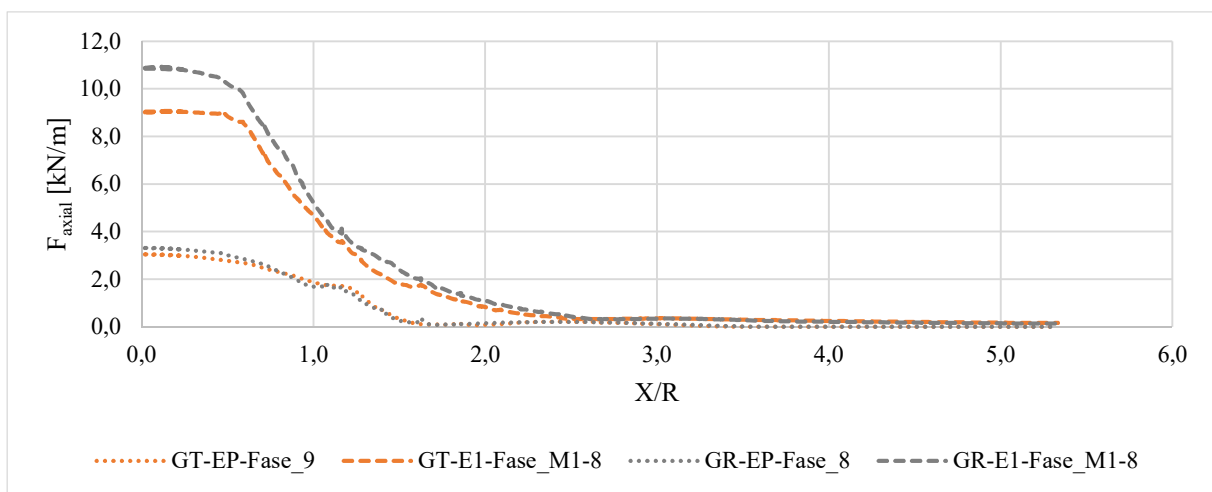


Figura 4.62 – Força axial ao final dos ensaios padrão e dos ensaios 1 para o caso com geotêxtil e com geogrelha

4.7.2. TENSÕES CISALHANTES

Os dados de tensões cisalhantes foram registrados em uma faixa horizontal ligeiramente acima do reforço e ligeiramente abaixo dele. A Figura 4.63 mostra essas tensões cisalhantes acima e

abaixo do geotêxtil e da geogrelha na fase inicial do ensaio padrão. A distribuição de tensões cisalhantes mobilizadas foi maior acima do que abaixo em todos os casos.

Tanto para o caso com geotêxtil como o com geogrelha, o valor máximo detectado foi de, aproximadamente, 90 a 100 kPa acima do reforço. Esse valor se estendeu nos primeiros dez centímetros da caixa, ou $(X/R) < 1$, justamente logo abaixo da área de aplicação da carga. Abaixo dos reforços foi observado um valor em torno de 90 kPa que correspondeu a uma tensão 10% menor do que a obtida acima. Os valores de tensões, tanto acima como abaixo do reforço se tornaram praticamente nulos a partir de 0,45 m, ou $(X/R)=3$, em todos os casos e fases mostrados na Figura 4.63.

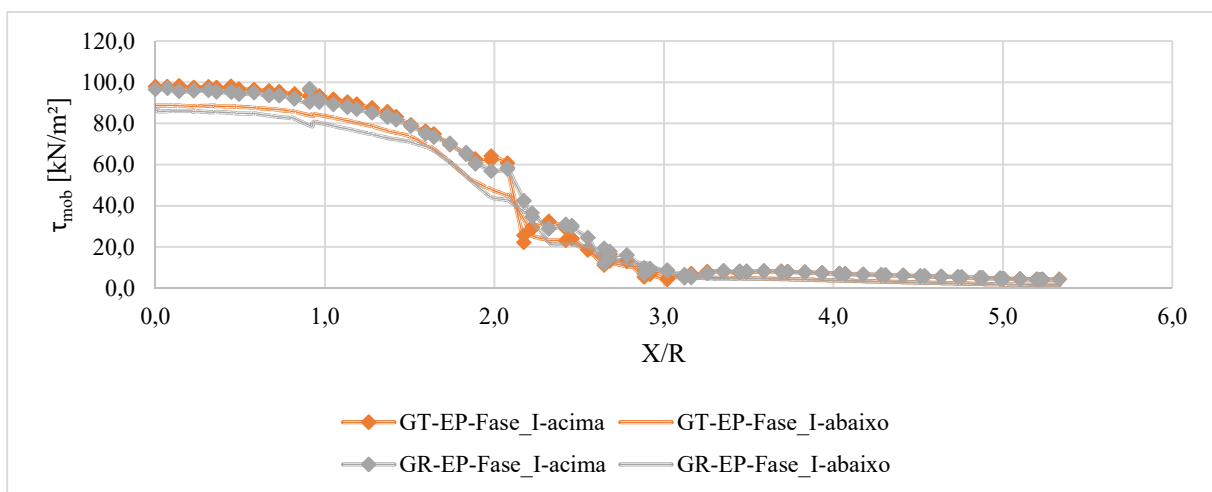


Figura 4.63 – Tensão cisalhante mobilizada acima e abaixo, na Fase Inicial, do geotêxtil e da geogrelha

Em termos de razão entre tensões cisalhantes no reforço acima do geotêxtil (GT-EP-Fase_9-acima) e da geogrelha (GR-EP-Fase_8-acima) a tais valores foram praticamente unitários até $(X/R)=3,2$, indicando que a interface solo-reforço nessa região estava plastificada. Abaixo do geotêxtil (GT-EP-Fase_9-abaixo) e da geogrelha (GR-EP-Fase_8-abaixo) a razão entre tensões cisalhantes foi unitária entre o comprimento normalizado de 1 e 1,7, com algumas discrepâncias no subleito (Figura 4.64).

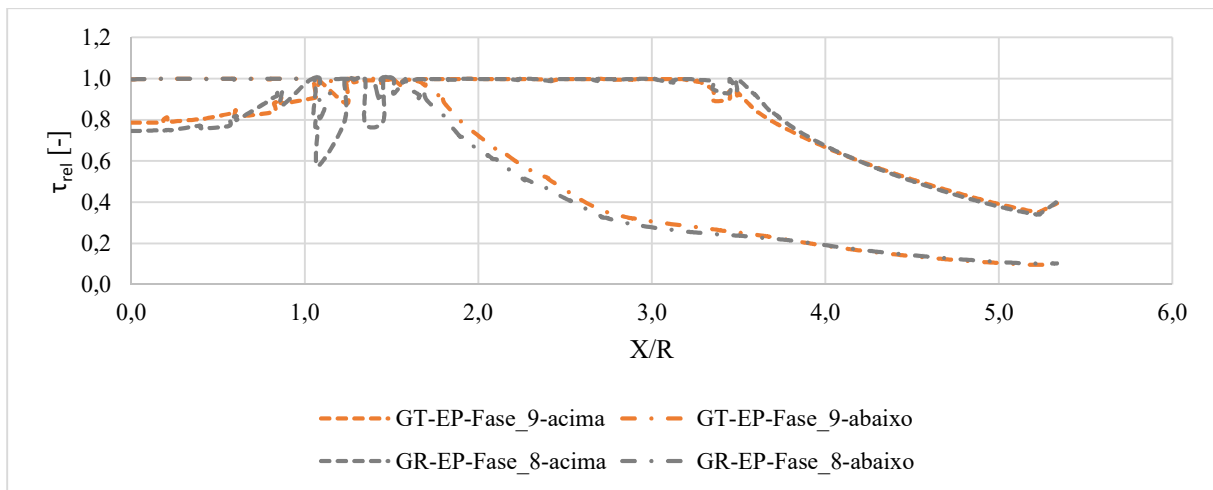


Figura 4.64 – Razão entre tensões cisalhantes acima e abaixo, na Fase 9 e 8, do geotêxtil e da geogrelha, respectivamente

Já ao final do ensaio 1, as Fases M1-8 de ambos os casos apresentaram razão entre tensões cisalhantes maior, principalmente abaixo dos reforços (Figura 4.65). Acima do geotêxtil (GT-E1-Fase_M1-8-acima) e da geogrelha (GR-E1-Fase_M1-8-acima) a razão entre tensões cisalhantes foi praticamente unitária até quase o valor de comprimento normalizado de 4,0. Abaixo do geotêxtil (GT-E1-Fase_M1-8-abaxo) e da geogrelha (GR-E1-Fase_M1-8-abaxo) a razão entre tensões cisalhantes foi praticamente unitária até quase $(X/R)=3$, apresentando discrepâncias até, aproximadamente, 1,5 de comprimento normalizado (Figura 4.65). Comparado ao final do ensaio padrão (Figura 4.64), razão entre tensões cisalhantes teve seus valores aumentados.

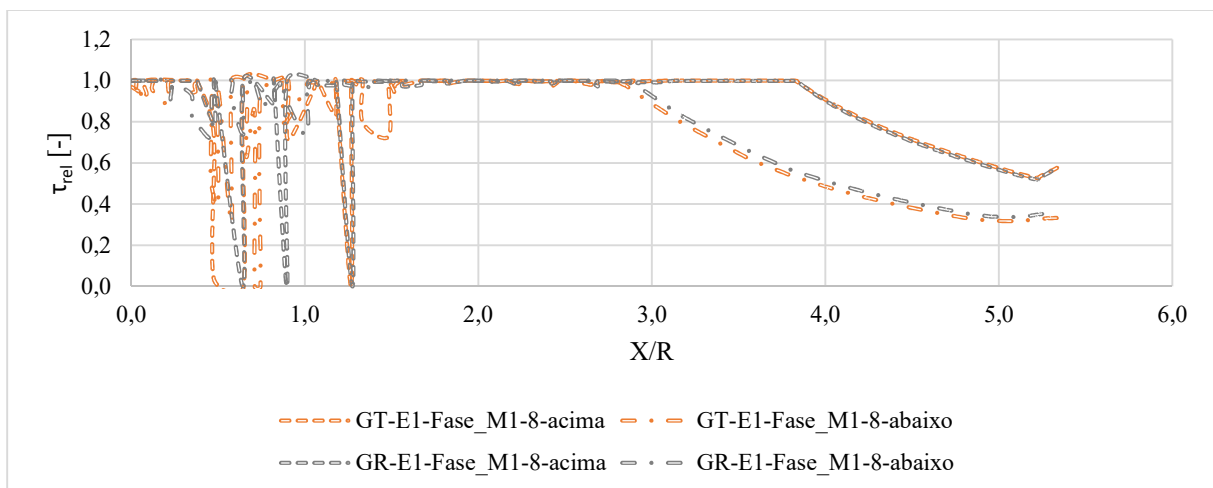


Figura 4.65 – Razão entre tensões cisalhantes acima e abaixo, na Fase M1-8, do geotêxtil e da geogrelha

4.8. COMPARAÇÕES ENTRE RESULTADOS SEM E COM REFORÇO PARA FAIXAS DE CICLOS AO LONGO DA PROFUNDIDADE

Nesse tópico são analisados como os deslocamentos e tensões verticais variaram com a profundidade. Foram comparados resultados experimentais e numéricos com número de ciclos similares.

4.8.1. APROXIMADAMENTE 3.500 CICLOS

A primeira comparação se refere a uma quantidade de, aproximadamente, 3.500 ciclos e abrangeu as simulações numéricas do caso sem reforço e com geotêxtil. Os resultados foram retirados das Tabelas 4.5 e 4.9 e resumidos na Tabela 4.13.

Tabela 4.13 – Simulações numéricas para, aproximadamente, 3.500 ciclos

Caso	Ensaio	Ciclos	Total Ciclos	Fase	$\delta_{\text{superficial}}$ [mm]	$\sigma_{0,30\text{m}}$ [kPa]
SR	EP	3.593	3.593	1	12,1	281
GT	EP	3.552	3.552	Inicial	3,6	151

Observa-se que para número de ciclos similares, os deslocamentos superficiais obtidos para o caso sem reforço chegaram a 12.1 mm, enquanto para o caso reforçado com geotêxtil atingiu 3.6 mm. O caso reforçado com geotêxtil então diminuiu em mais de três vezes o deslocamento. Ao longo de toda a profundidade, o caso sem reforço apresentou deslocamentos maiores que o reforçado com geotêxtil. Entre as profundidades de 0,50 e 0,60 m, os deslocamentos passaram a ser similares e menores que 2 mm (Figura 4.66a).

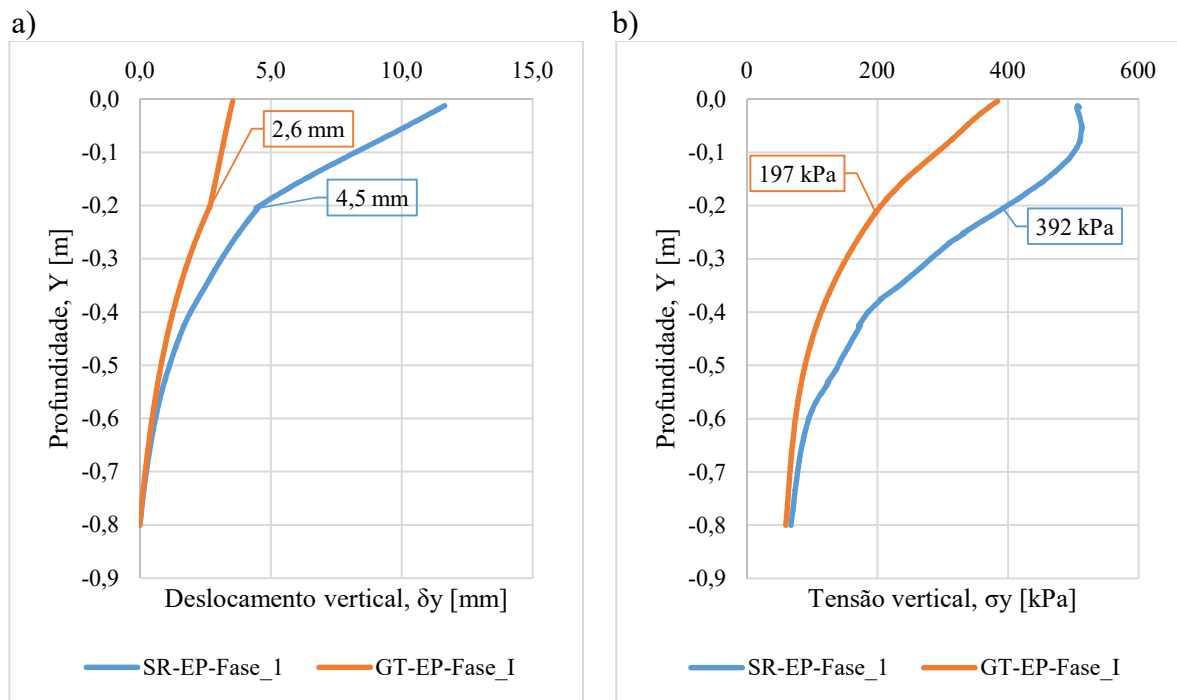


Figura 4.66 – Comparação entre as simulações numéricas para, aproximadamente, 3.500 ciclos: a) profundidade *versus* deslocamento vertical, b) profundidade *versus* tensão vertical

Ainda na Figura 4.66a, na interface do subleito com o aterro, onde ocorreu uma mudança de parâmetros, o deslocamento vertical no caso com geotêxtil foi em torno de 2,5 mm, enquanto para o sem reforço foi de, aproximadamente, 4,5 mm. Ao longo de toda a profundidade, o caso com geotêxtil apresentou uma diminuição de deslocamento vertical com uma taxa menos acentuada que o caso sem reforço.

Na Figura 4.66b, é possível observar que as tensões verticais para uma mesma profundidade foram menores no caso reforçado. Percebe-se um fato interessante: a partir de 0,20 m de profundidade, onde estava locado o geotêxtil, as tensões passaram a diminuir a uma taxa menor com a profundidade. Na interface, percebeu-se que a tensão vertical obtida com geotêxtil foi de 200 kPa, enquanto no caso sem reforço foi de, aproximadamente, 390 kPa. A 0,30 m de profundidade, menos de 151 kPa foi observado para o caso reforçado e aproximadamente 281 kPa foi observado para o caso sem reforço (Figura 4.66b).

4.8.2. ENTRE 7.000 E 10.800 CICLOS

A segunda comparação se refere a uma quantidade entre, aproximadamente, 7.000 e 10.800 ciclos e abrangeu as simulações numéricas do caso sem reforço, com geotêxtil e com geogrelha. Os resultados foram retirados das Tabelas 4.5, 4.9 e 4.11 e resumidos na Tabela 4.14.

Tabela 4.14 – Simulações numéricas entre, aproximadamente 7.000 e 10.800 ciclos

Caso	Ensaio	Ciclos	Total Ciclos	Fase	$\delta_{\text{superficial}}$ [mm]	$\sigma_{0,30\text{m}}$ [kPa]
SR	EP	7.186	7.186	3	17,3	300
GT	EP	10.767	10.767	1	5,1	177
GR	EP	7.060	7.060	Inicial	3,5	147

Nessa comparação, observa-se que apesar do caso com geotêxtil corresponder a uma maior quantidade de ciclos, ele continuou sendo mais eficaz que o caso sem reforço. O deslocamento superficial do caso sem reforço foi de mais de 17 mm, enquanto o com geotêxtil foi de 5,1 mm e o com geogrelha 3,5 mm. A melhoria em termos de deslocamento superficial se refere também ao fato de que o caso com geogrelha foi quase cinco vezes melhor e o com geotêxtil quase três vezes melhor que o caso sem reforço (Tabela 4.14). Com a Figura 4.67a observa-se que as curvas de deslocamentos ao longo da profundidade apresentadas pelos casos reforçados apresentam valores muito menores que a do caso sem reforço.

Em relação a tensão vertical medida a 0,30 m de profundidade, o caso sem reforço indicou 300 kPa e os casos reforçados apresentaram valores similares, em torno de 160 kPa. A partir de 0,40 m, a taxa de decréscimo de tensão vertical com a profundidade foi menos acentuada nos casos reforçados, enquanto no caso sem reforço isso só ocorreu a partir de 0,60 m (Figura 4.67b).

A Figura 4.67 também mostra que para uma mesma profundidade os casos reforçados apresentaram valores de deslocamentos e tensões menores que o sem reforço. Até a profundidade de 0,20 m é possível ver que o maior confinamento gerado pelos geossintéticos levou a menores tensões internas. Conseqüentemente, um menor valor de tensões foi transmitido para o subleito (Figura 4.67b).

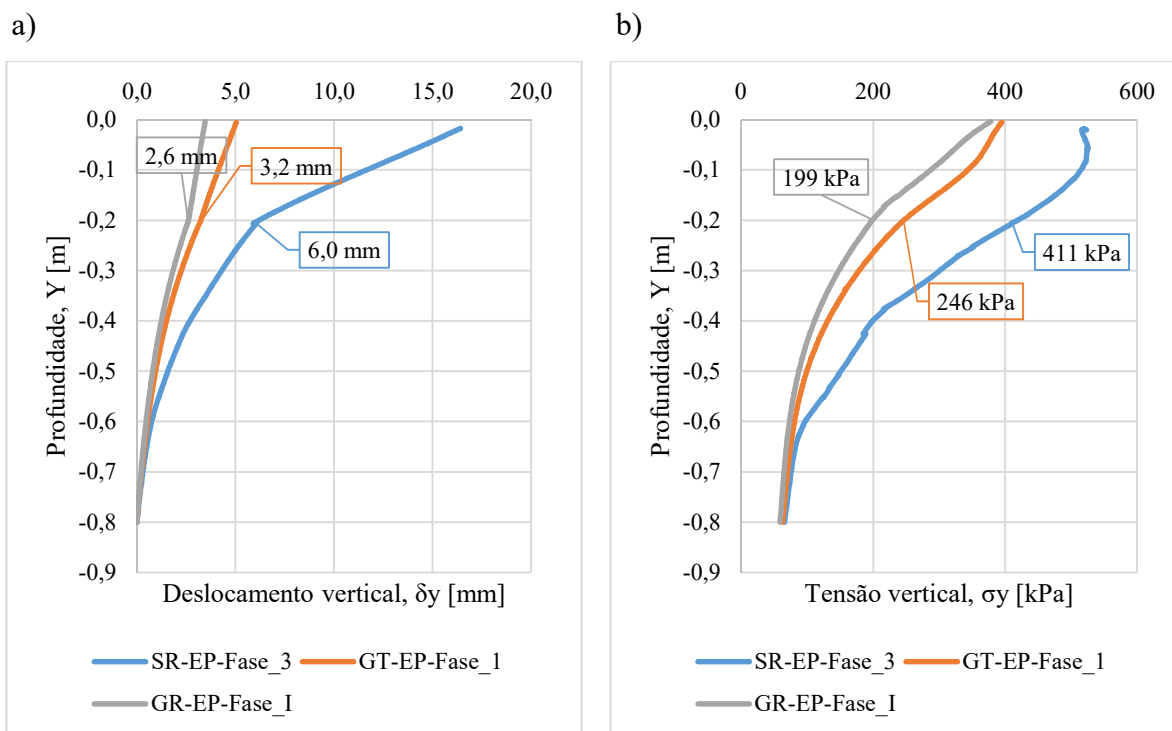


Figura 4.67 – Comparação entre as simulações numéricas entre, aproximadamente 7.000 e 10.800 ciclos: a) profundidade *versus* deslocamento vertical, b) profundidade *versus* tensão vertical

4.8.3. ENTRE 21.500 E 27.000 CICLOS

A terceira comparação se refere a uma quantidade entre, aproximadamente, 21.500 e 27.000 ciclos de carga e abrangeu as simulações numéricas do caso sem reforço, com geotêxtil e com geogrelha. Os resultados foram retirados das Tabelas 4.5, 4.9 e 4.11 e resumidos na Tabela 4.15.

Tabela 4.15 – Simulações numéricas entre, aproximadamente, 21.500 e 27.000 ciclos

Caso	Ensaio	Ciclos	Total Ciclos	Fase	$\delta_{\text{superficial}}$ [mm]	$\sigma_{0,30m}$ [kPa]
SR	EP	23.372	23.372	7	22,9	318
GT	EP	26.948	26.948	3	10,4	217
GR	EP	21.453	21.453	1	12,0	172

Para esta comparação, observa-se que o caso com geotêxtil obteve a curva com menores valores de deslocamento. Porém, a diferença com o caso reforçado com geogrelha foi muito pequena, aproximadamente, um valor menor que 1,5 mm. Para essa quantidade de ciclos, a diferença de deslocamento entre os casos reforçados foi muito pequena e muito mais reduzida do que o caso sem reforço. Enquanto este apresentou um valor em torno de 23 mm, aqueles não passaram de

12 mm, uma redução em torno de 50% (Tabela 4.14 e Figura 4.68a). A partir de, aproximadamente, 0,55 m de profundidade, os deslocamentos verticais de todos os casos se igualaram. Até 0,20 m de profundidade, os valores de deslocamento do caso sem reforço foram praticamente o dobro do dos casos reforçados (Figura 4.68a).

Na Figura 4.68b, o caso com geogrelha conseguiu manter as tensões verticais que chegavam ao ponto menores em relação aos outros casos. O caso com geotêxtil veio em seguida. Nessas fases já foi possível ver a ocorrência de uma certa instabilidade em alguns pontos, provavelmente por conta da alta plastificação gerada com a redução da resistência, tornando assim o sistema mais instável. Isso ocorreu mais no caso sem reforço, que é o que de fato já estava em uma das fases finais do ensaio padrão. O formato das curvas dos casos reforçados foi muito similar, enquanto o caso sem reforço apresentou uma redução de valores mais brusca, modificando o seu formato principalmente nos 0,35 m de profundidade iniciais.

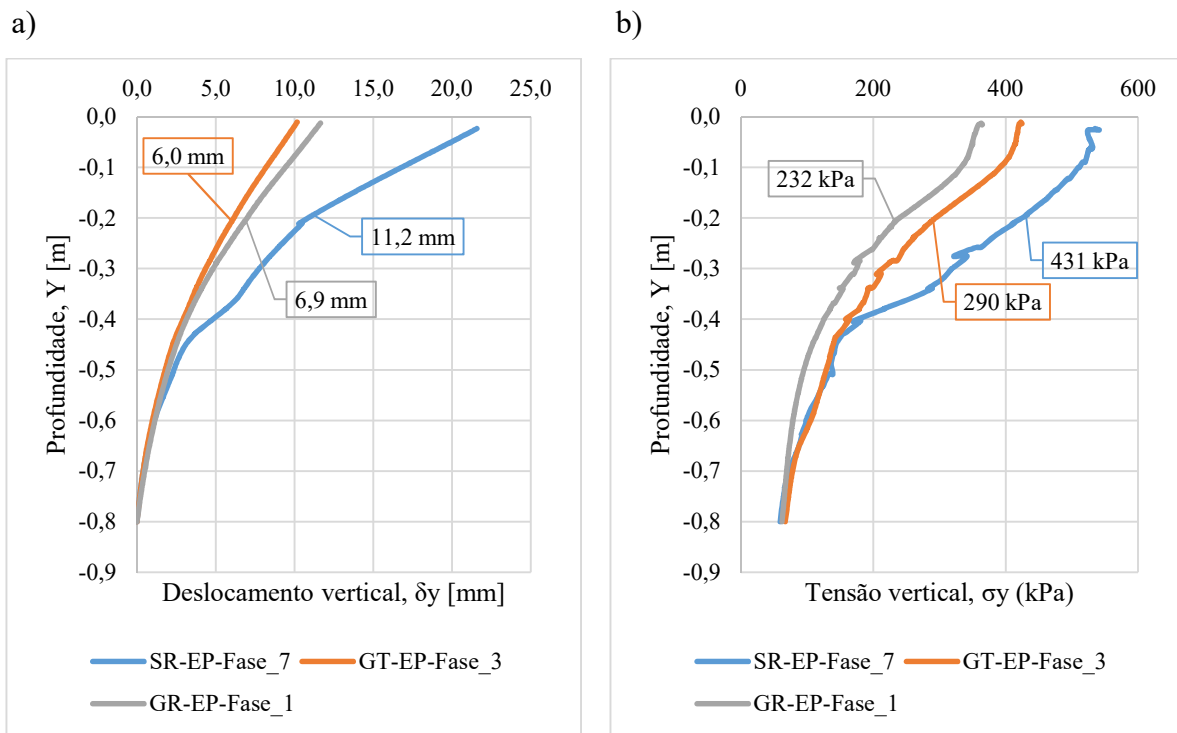


Figura 4.68 – Comparação entre as simulações numéricas entre, aproximadamente, 21.500 e 27.000 ciclos: a) profundidade *versus* deslocamento vertical, b) profundidade *versus* tensão vertical

4.8.4. APROXIMADAMENTE 37.000 CICLOS

A quarta comparação se refere a uma quantidade de, aproximadamente, 37.000 ciclos e abrangeu as simulações numéricas do caso sem reforço, com geotêxtil e com geogrelha. Os resultados foram retirados das Tabelas 4.7, 4.9 e 4.11 e resumidos na Tabela 4.16.

Tabela 4.16 – Simulações numéricas para, aproximadamente, 37.000 ciclos

Caso	Ensaio	Ciclos	Total Ciclos	Fase	$\delta_{\text{superficial}}$ [mm]	$\sigma_{0,30m}$ [kPa]
SR	E1	5.363	30.691+5.363=36.054	M1-3	11,2	305
GT	EP	37.737	37.737	4	14,2	244
GR	EP	37.857	37.857	2	12,0	172

Observa-se que a Fase M1-3 do caso sem reforço corresponde às fases 4 e 2 do caso com geotêxtil e com geogrelha, respectivamente (Tabela 4.16). Os valores apresentados na Figura 4.69a no caso sem reforço foram de valores acumulados do ensaio padrão com a Fase M1-3 do ensaio 1. Como anteriormente explicado, os deslocamentos após o ensaio padrão foram zerados e no ensaio 1 foram medidos apenas os deslocamentos atuais. Sabe-se que os deslocamentos ocorridos anteriormente ainda estavam no sistema, que é o que mostra a Figura 4.69a.

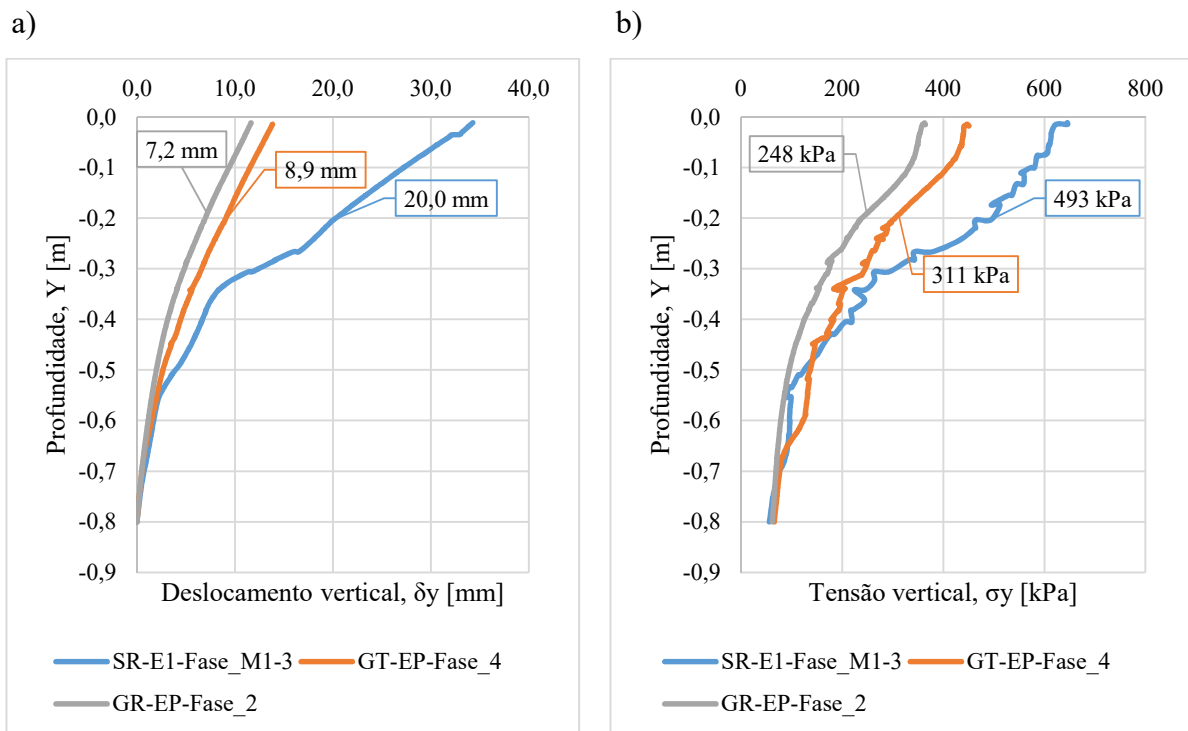


Figura 4.69 – Comparação entre as simulações numéricas para, aproximadamente, 37.000 ciclos: a) profundidade *versus* deslocamento vertical, b) profundidade *versus* tensão vertical

Comparando os casos reforçados, o caso com geotêxtil teve um deslocamento superficial quase 20% maior que o caso com geogrelha. Se for considerar apenas os deslocamentos da fase, os

três casos se assemelharam, sendo o geotêxtil o que apresentou o maior valor (Tabela 4.16). Porém, considerando o acúmulo de deslocamentos, o caso sem reforço apresentou deslocamentos, aproximadamente, duas vezes maiores que os casos reforçados (Figura 4.69a).

Na Figura 4.69b, identifica-se que, no caso com reforço, a presença da restauração e da alta plastificação gerou uma instabilidade de valores de tensões nos primeiros 0,10 m de profundidade, principalmente. Independente dos valores exorbitantes apresentados, a curva do caso sem reforço em geral ainda apresentou valores maiores que os casos reforçados, sendo o com geogrelha o que manteve as menores tensões verticais.

Observa-se também que a presença do geossintético fez com que o deslocamento e as tensões reduzissem de forma menos acentuada. Tanto os valores de deslocamento quanto de tensão tornaram-se praticamente os mesmos nos três casos a aproximadamente 0,65 m de profundidade. Em todos os outros pontos, os valores do caso sem reforço foram maiores que os com geotêxtil que por sua vez foram maiores que o com geogrelha (Figura 4.69).

4.8.5. APROXIMADAMENTE 85.000 CICLOS

A quinta comparação se refere a uma quantidade de, aproximadamente, 85.000 ciclos e abrangeu as simulações numéricas do caso com geotêxtil e com geogrelha. Os resultados foram retirados das Tabelas 4.9 e 4.11 e resumidos na Tabela 4.17.

Tabela 4.17 – Simulações numéricas para, aproximadamente, 85.000 ciclos

Caso	Ensaio	Ciclos	Total Ciclos	Fase	$\delta_{\text{superficial}}$ [mm]	$\sigma_{0,30\text{m}}$ [kPa]
GT	EP	84.913	84.913	8	24,4	251
GR	EP	84.594	84.594	2-3	12,0	172

Nesse comparativo, o caso sem reforço já não atingiu o número de ciclos referente aos mostrados na Tabela 4.17. O caso com geotêxtil apresentou um deslocamento de aproximadamente 24 mm, enquanto o com geogrelha, aproximadamente, 11 mm, ou seja, uma redução de 54%. A curva do geotêxtil apresentou valores quase duas vezes maiores que os da geogrelha ao longo da profundidade (Figura 4.70a).

A Figura 4.70b mostra uma certa instabilidade no caso reforçado com geotêxtil por ele já estar bem plastificado. A curva do caso com geogrelha permaneceu sempre com valores menores que o caso com geotêxtil. A partir de 0,60 m de profundidade os valores de tensão passaram a

ser similares. O formato da curva em ambos os casos também foi similar. A 0,30 m de profundidade, a tensão vertical no caso com geotêxtil foi de 251 kPa e no com geogrelha, 172 kPa.

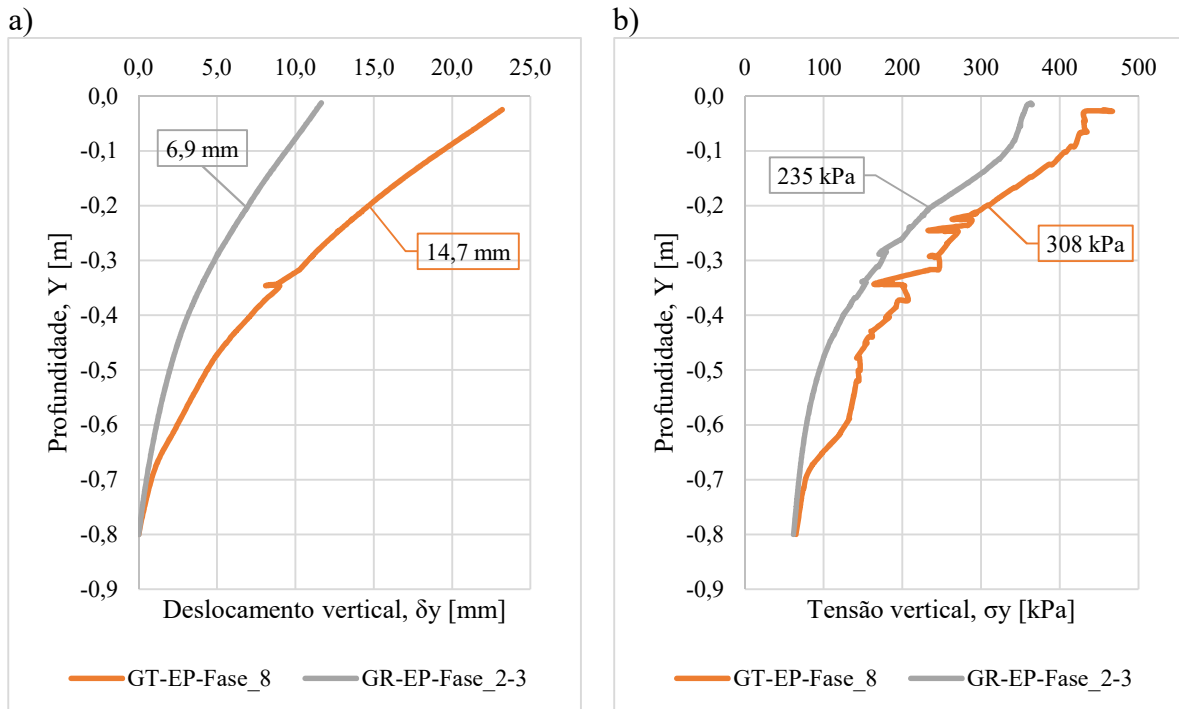


Figura 4.70 – Comparação entre as simulações numéricas para, aproximadamente, 85.000 ciclos: a) profundidade *versus* deslocamento vertical, b) profundidade *versus* tensão vertical

Os comparativos referentes a outras quantidades similares de ciclos não serão mostrados porque em algumas fases o sistema já estava tão plastificado e instável que as tensões verticais se tornaram extremamente imprecisas.

4.9. COMPARAÇÃO ENTRE TENSÕES VERTICAIS A 0,10 E 0,30 M DE PROFUNDIDADE

No ensaio padrão de cada caso foram registradas as tensões verticais a 0,10 e 0,30 m de profundidade, como mostrado na Figura 4.71. Pretendeu-se analisar o quanto de tensão chegou no meio da camada de aterro e nos dez primeiros centímetros da camada de subleito.

Analisando o caso sem reforço, observa-se que a 0,10 m de profundidade, na camada de aterro as tensões verticais atingem mais de 500 kPa em 30.691 ciclos, enquanto a parcela de tensão que chegou a 0,30 m de profundidade para uma mesma quantidade de ciclos foi em torno de 320 kPa. Já analisando o caso com geotêxtil, a 0,10 m de profundidade, as tensões verticais

atingem mais de 400 kPa em 89.822 ciclos, enquanto a parcela de tensão que chegou a 0,30 m de profundidade para uma mesma quantidade de ciclos foi em torno de 250 kPa. Por fim, analisando o caso com geogrelha, a 0,10 m de profundidade, as tensões verticais atingem mais de 450 kPa em 310.862 ciclos, enquanto a parcela de tensão que chegou a 0,30 m de profundidade para uma mesma quantidade de ciclos foi em torno de 270 kPa (Figura 4.71).

A parcela de tensões que chega a 0,30 m de profundidade, no caso sem reforço é a maior entre os casos analisados. O mesmo acontece a 0,10 m de profundidade. O valor que chega a 0,30 m de profundidade para o caso sem reforço a quase 31.000 ciclos é similar ao valor que chega ao caso com geogrelha a 0,10 m de profundidade (Figura 4.71).

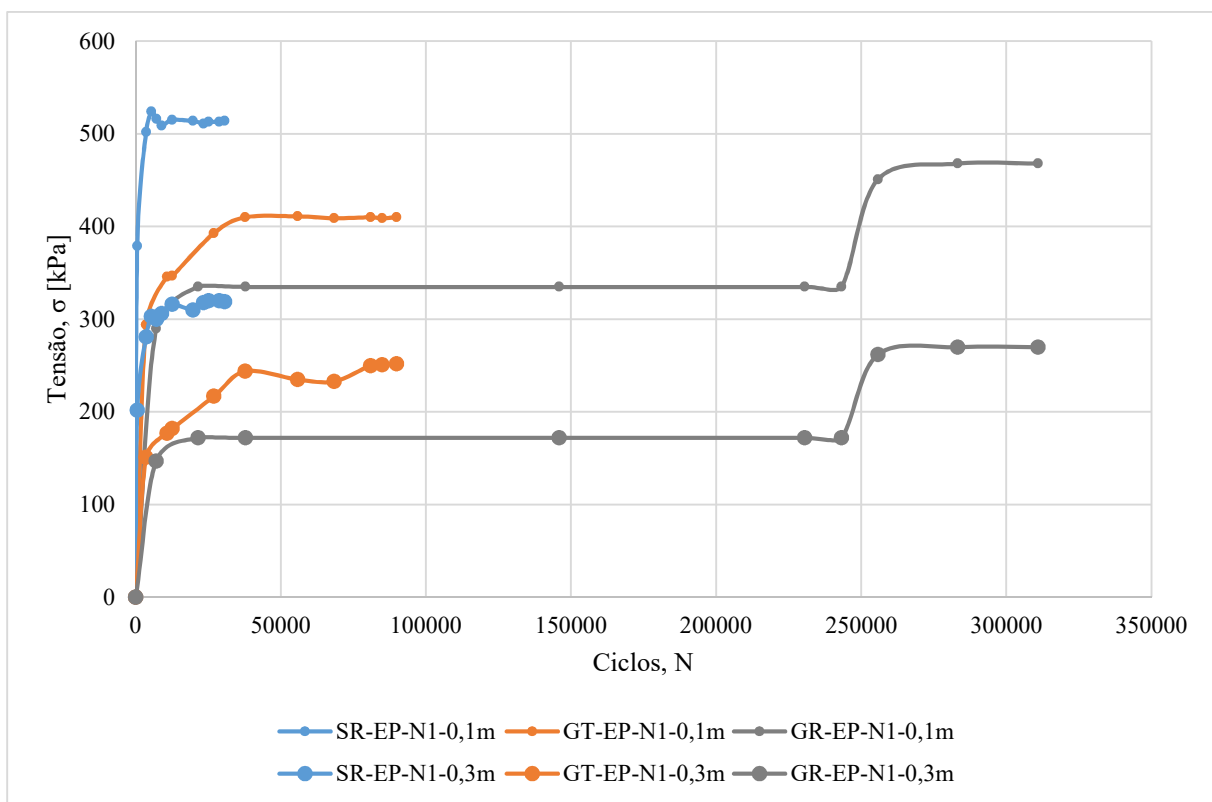


Figura 4.71 – Tensões a 0,10 e 0,30 m de profundidade, ao final do ensaio padrão, nos casos sem reforço, com geotêxtil e com geogrelha: tensão *versus* número de ciclos

4.10. COMPARAÇÃO ENTRE REDUÇÕES DE PARÂMETROS

Como visto ao longo das análises, reduções nos parâmetros geotécnicos relevantes tiveram que ser consideradas para uma melhor comparação entre previsões e medições. Em relação à rigidez do aterro, o caso com geogrelha teve uma queda brusca nos primeiros 21.000 ciclos, aproximadamente, com o geotêxtil, a 11.000 ciclos e no caso sem reforço a 3.500 ciclos. O

valor do módulo de elasticidade do aterro de 10.000 kPa é atingido com 3.500 ciclos para o caso sem reforço, em torno de 45.000 ciclos para o caso com geotêxtil e até 243.000 ciclos no caso com geogrelha. Ao final de cada ensaio padrão, a rigidez do aterro foi em torno de 6.000 kPa em todos os casos (Figura 4.72).

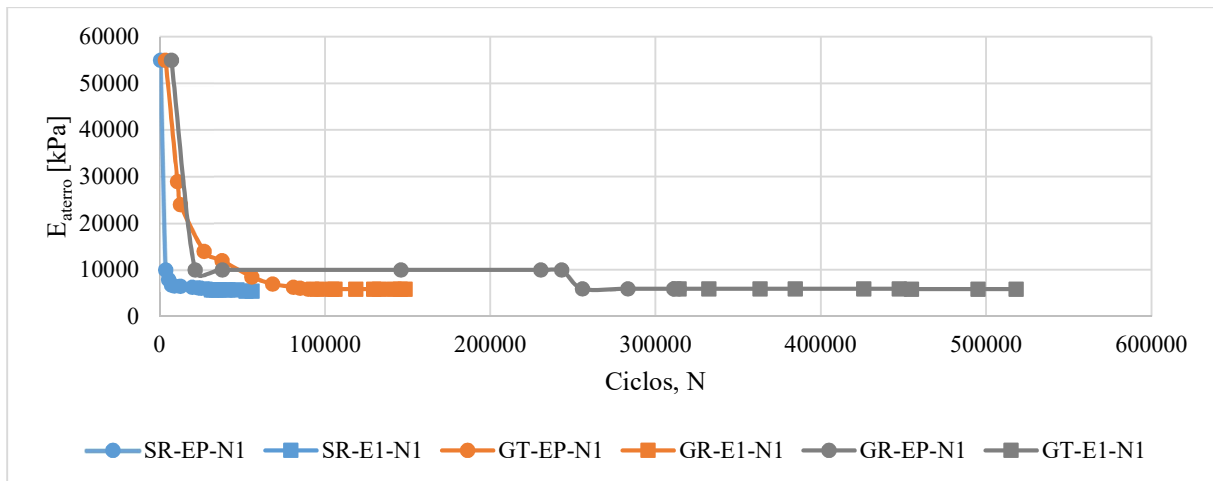


Figura 4.72 – Redução do módulo de elasticidade do aterro: E_{aterro} versus número de ciclos

Em relação ao módulo de deformação do subleito, o caso com geogrelha teve uma queda brusca nos primeiros 21.000 ciclos, aproximadamente, o caso sem reforço e com geotêxtil tiveram reduções de valor menos acentuadas. O valor do módulo do subleito em torno de 9.000 kPa foi atingido com 31.250 ciclos para o caso sem reforço, em torno de 45.000 ciclos para o caso com geotêxtil e até 243.000 ciclos no caso com geogrelha (Figura 4.73). A tendência de redução de valores módulo de deformação do aterro e a do subleito, ao longo de todo o ensaio (ensaio padrão e ensaio 1) no caso reforçado com geogrelha foi similar, como pode-se ver comparando

as Figuras 4.72 e 4.73. A maior diferença foi nos valores iniciais dos módulos, 55.000 kPa para o aterro e 20.000 kPa para o subleito.

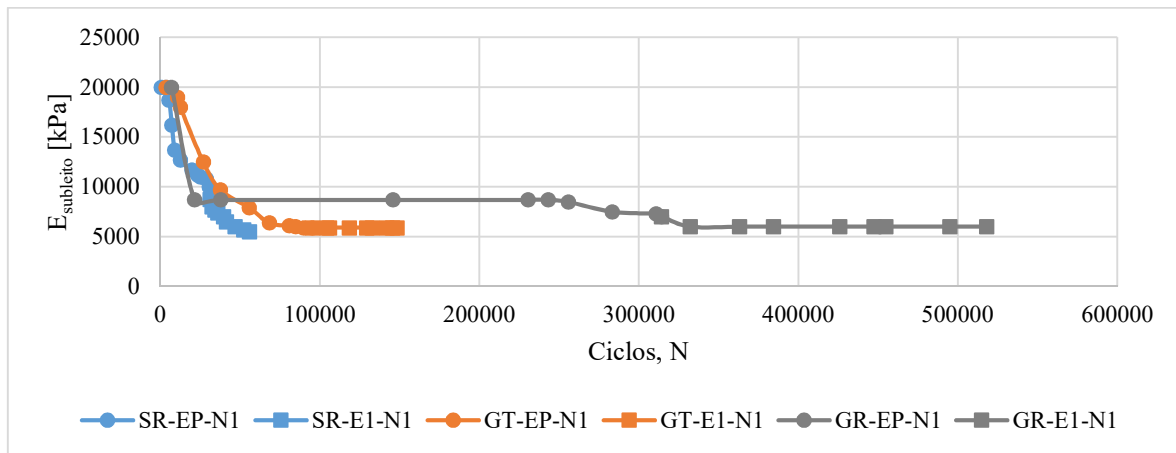


Figura 4.73 – Redução do módulo de deformação do subleito: E_{subleito} *versus* número de ciclos. Para ângulo de atrito do aterro, os valores foram bem diferentes para os três casos, mas as curvas de variação com o número de ciclos possuem formatos semelhantes. O aterro atingiu um valor de ângulo de atrito de aproximadamente 40° com 31.250 ciclos para o caso sem reforço, em torno de 130.000 ciclos para o caso com geotêxtil e até 426.000 ciclos no caso com geogrelha (Figura 4.74).

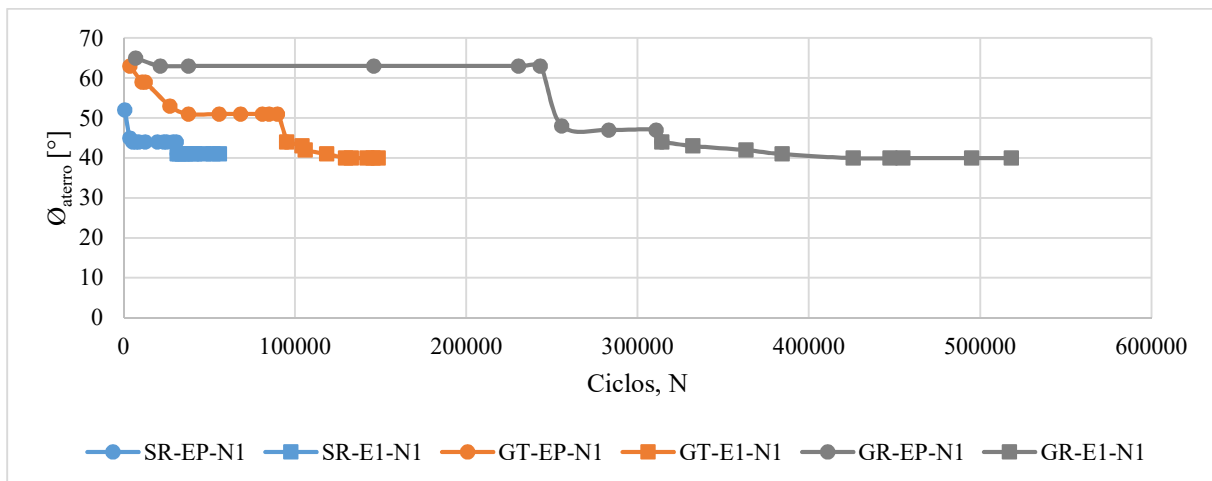


Figura 4.74 – Redução do ângulo de atrito do aterro: ϕ_{aterro} *versus* número de ciclos

Para ângulo de atrito do subleito, os valores foram iguais em uma grande faixa de ciclos para os três casos, e as curvas também possuem formatos semelhantes. O subleito atingiu um valor de ângulo de atrito de aproximadamente 30° de 9.000 a 30.500 ciclos para o caso sem reforço,

de 38.000 a 90.000 ciclos para o caso com geotêxtil e de 21.500 a 314.000 ciclos no caso com geogrelha (Figura 4.75).

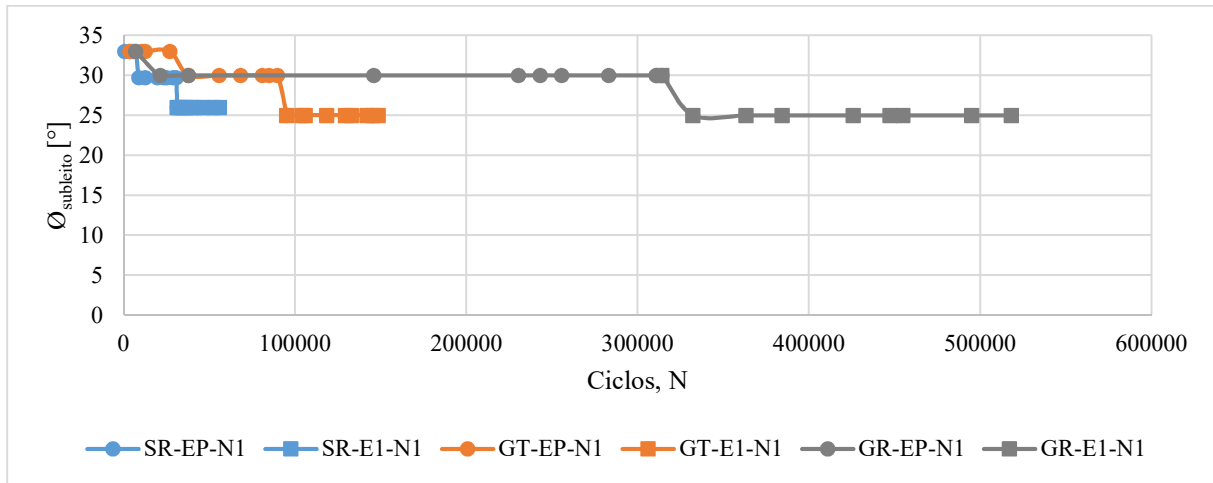


Figura 4.75 – Redução do ângulo de atrito do subleito: ϕ_{subleito} versus número de ciclos

Na Figura 4.74 observa-se que, no caso com geogrelha, a maior redução de valor do ângulo de atrito do aterro ocorreu entre 243.000 e 256.000 ciclos enquanto a maior redução de valor do subleito ocorreu entre 314.000 e 332.000 ciclos (Figura 4.75). Isso indica que o subleito demorou mais para apresentar redução nos seus parâmetros de resistência.

A coesão do subleito, assim como o ângulo atrito do aterro (Figura 4.74) apresentaram valores bem distintos e formatos de curvas parecidos. O valor de 20 kPa de coesão, por exemplo, ocorreu entre, aproximadamente, 9.000 a 30.500 ciclos para o caso sem reforço, de 27.000 a 90.000 ciclos para o caso com geotêxtil e de 256.000 a 314.000 ciclos no caso com geogrelha (Figura 4.76).

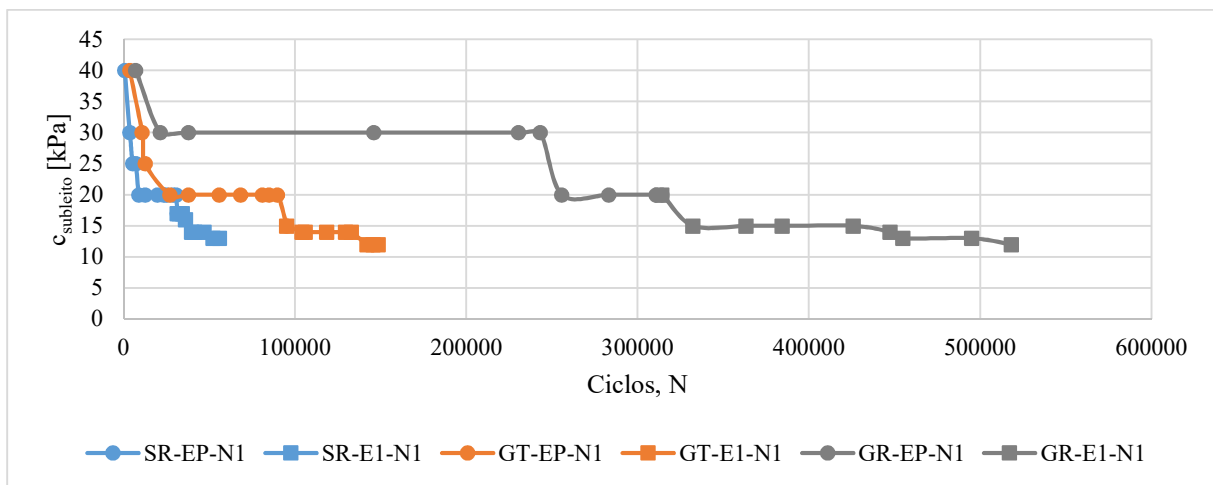


Figura 4.76 – Redução da coesão do subleito: c_{subleito} versus número de ciclos

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este item apresenta as principais conclusões dessa dissertação e sugestões para pesquisas futuras.

5.1. CONCLUSÕES

A ferramenta numérica utilizada foi satisfatória, embora com certas limitações para uma modelagem mais acurada das condições do ensaio. É importante ressaltar que alguns desvios entre previsões e medições podem também terem sido causados por problemas em medições nos ensaios, particularmente no que se refere a medições de células de tensões totais.

As simulações numéricas geraram resultados de deslocamento superficial *versus* número de ciclos que compararam bem com os resultados experimentais em todos os casos. As curvas de tensão a 0,30 m de profundidade *versus* número de ciclos, por sua vez, não mostraram resultados tão satisfatórios quanto as curvas de deslocamento. Para o ensaio padrão sem reforço, a curva numérica de tensões se assemelhou à experimental, porém no ensaio 1 isso já não se repetiu, havendo uma diferença de resultados de, aproximadamente, 15%.

No ensaio padrão com geotêxtil as curvas experimental e numérica de tensões, de forma geral, apresentaram uma boa concordância entre si. Porém, no ensaio 1 deste mesmo caso, não foi possível nem mesmo registrar os dados numéricos das tensões verticais e o que se conseguiu divergiu muito dos resultados experimentais. Por fim, no ensaio padrão com geogrelha os resultados numéricos das tensões só concordaram bem com os experimentais a partir de 255.742 ciclos e no ensaio 1 aconteceu o mesmo observado no caso com geotêxtil.

Conclui-se também que as equações geradas no caso sem reforço não podem ser aplicadas nos casos reforçados por serem condições diferentes. Essa diferença se refletiu de maneira mais intensa no aterro. O caso SR-EP-N1 (30.691 ciclos) apresentou valores de ângulo de atrito do aterro que começaram em 52° e terminaram em 44° e módulos de deformação que começaram em 55.000 kPa e terminaram em 5.900 kPa. No caso SR-E1-N1 o ângulo de atrito passou para 41° e o módulo de deformação em 5.500 kPa.

Já o caso GT-EP-N1 (89.822 ciclos) apresentou valores de ângulo de atrito do aterro que começaram em 63° e terminaram em 51° e módulo de elasticidade inicial e final iguais ao caso sem reforço. No caso GT-E1-N1 esse ângulo terminou em 40° e o módulo de elasticidade em 5.900 kPa. O caso GR-EP-N1 (310.862 ciclos) apresentou valores de ângulo de atrito do aterro

que começaram em 65° e terminaram em 47° e o módulo de elasticidade que começou em 55.000 kPa e terminou em 6.000 kPa. No caso GR-E1-N1 esse ângulo terminou em 40° e o módulo de elasticidade em 5.900 kPa.

A força axial nos reforços não ultrapassou 4 kN/m ao final do ensaio padrão e 12 kN/m ao final do ensaio 1. As forças cisalhantes mobilizadas ligeiramente acima e abaixo dos reforços na fase inicial do ensaio padrão ficaram entre 80 e 100 kPa. As razões entre tensões cisalhantes ao final do ensaio padrão e ao final do ensaio 1 mostraram que o sistema como um todo já estava bem próximo da ruptura ou rompido. Na comparação considerando os três casos para um número de ciclos similar foi observado que as tensões e deslocamentos verticais ao longo da profundidade foram menores nos casos reforçados do que no sem reforço. Houve uma redução de transmissão das tensões verticais, entre as profundidades 0,10 e 0,30 m, entre aproximadamente, 40 e 50 %.

5.2.SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Com o intuito de ampliar os estudos acerca de ensaios experimentais sob carregamento cíclico simulados numericamente, recomenda-se:

- Analisar numericamente outros ensaios realizados sob condições controladas e bem instrumentados;
- Utilizar ferramenta numérica mais potente para a análise de estruturas sujeitas a carregamentos cíclicos;
- Variar as propriedades dos geossintéticos ao longo do ensaio.
- Analisar se o problema sob carregamento cíclico pode ser simplificado por um carregamento monotônico equivalente em cada ensaio;
- Continuar utilizando o Método da Degradação da Rigidez em simulações numéricas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACHMUS, M., KUO, Y., RAHMAN, K. A. (2009). Behavior of monopile foundations under cyclic lateral load. *Computer and Geotechnics*, 36 (2009) 725-735.
- AHIRWAR, S. K., MANDAL, J. N. (2017). Finite element analysis of flexible pavement with geogris. *Procedia Engineering*, 189: 411-416.
- ANTF. Informações gerais. Associação Nacional dos Transportadores Ferroviários, acesso em 21 de Novembro de 2023.
- ANTONY, S.J., JAHANGER, Z.K. (2019). Local Scale Displacement Fields in Grains–Structure Interactions Under Cyclic Loading: Experiments and Simulations. *Geotechnical and Geological Engineering*, 38(2): 1277–1294.
- ANTUNES, L.G.S. (2008). Reforço de Pavimentos Rodoviários com Geossintéticos. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-166/08, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, 158p.
- BARKSDALE, R.D. (1972). Laboratory evaluation of rutting in base course materials. *Proceedings of the Third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements*, London, pp. 167-174.
- BATHE, K.J. (1982). *Finite Element Procedure in Engineering Analysis*. Prentice Hall Inc., N.J.
- BOLTON, M.D. (1986). The strength and dilatancy of sands. *Géotechnique*, 36(1): 65-78.
- BRINKGREVE, R.B.J., KAPPERT, M.H., BONNIER, P.G. (2007). Hysteretic damping in a small-strain stiffness model. *Numerical Models In Geomechanics – NUMOG X*, Londres.
- BRINKGREVE, R.B.J. et al. (2022a). *Plaxis 2D – Material Models Manual*. Delft: The Netherlands, 275 p, versão 22.01.
- BRINKGREVE, R.B.J. et al. (2022b). *Plaxis 2D – Reference Manual*. Delft: The Netherlands, 281 p, versão 22.01.
- BROWN, S.F., HYDE, A.F.L. (1975). Significance of cyclic confining stress in repeated-load triaxial testing of granular material. *Transportation Research Record*.
- CALVARANO, L.S., LEONARDI, G., PALAMARA, R. (2017). Finite element modelling of unpaved road reinforced with geosynthetics. *Procedia Engineering*, 189 (2017): 99–104.
- CARDOSO, L.C. (2021). Estudo do Comportamento Mecânico da Camada de Distribuição de Carga para Sistema de Inclusões Rígidas. Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-357/21, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 112p.

- CARNEIRO, A.Z.C. (2009). Parâmetros – Chave de controlo do comportamento resiliente de saibros estabilizados com cimento. Estudo laboratorial em Ensaio triaxiais cíclicos. Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto, Porto, 93p.
- CHU, M., GE, L. (2021). Stiffness degradation of coarse and fine sand mixtures due to cyclic loading. *Engineering Geology*, 288(2021) 106155.
- CHUA, B.T., NEPAL, K.P. (2023). Numerical Modelling and Predicting Performance of Geogrid-Reinforced Low-Volume Unpaved Roads over Soft Subgrades. *International Journal of Pavement Research and Technology*.
- CHUA, B. T., ABUEL-NAGA, H., NEPAL, K. P. (2022). Analysis and design of geogrid-reinforced unbound granular pavement over soft subgrade for low volume roads. *Australian Geomechanics*, 57(1), 25-41.
- CNT (2023). Pesquisa CNT de rodovias 2023. Confederação Nacional dos Transportes, Brasília, DF, 229p.
- DESAI, C.S., SIRIWARDANE, H.J. (1984). Constitutive laws for engineering materials, with emphasis on geologic materials. Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 468p.
- DONDI, G. (1994). Three-dimensional finite element analysis of a reinforced paved road, 5th Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Vol. 1, Singapore, 95–100.
- FANNIN, R.J. (1986). Geogrid reinforcement of granular layers on soft clay. PhD Thesis, University of Oxford, England.
- FANNIN, R.J., SIGURDSSON, O. (1996). Field observations on stabilization of unpaved roads with geosynthetics. *J Geotech Eng ASCE*, 122:544–553.
- FANTE, F. (2021). Comportamento de fundações diretas submetidas à carregamento cíclico em solo residual. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 189p.
- GARCÍA, J.A.B (2021). Estudo do mecanismo de transferência de carga na camada de distribuição em fundações reforçadas com inclusões rígidas. Tese de doutorado, Publicação G.TD-164/21, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 190p.
- GIROUD, J.P., HAN, J. (2004). Design Method for Geogrid-Reinforced Unpaved Roads—Part I: Theoretical Development. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 130, No. 8, 776–786pp.
- GIROUD, J.P., NOIRAY, L. (1981). Geotextile-reinforced unpaved road design. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 107(9), 1233-1254.
- 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, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 76p.

- GÓNGORA, I.A.G. (2015). Estradas não Pavimentadas Reforçadas com Geossintéticos: Influência de Propriedades Físicas e Mecânicas do Reforço. Tese de Doutorado, Publicação G.TM-105/15, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 96p.
- GÓNGORA, I.A.G., PALMEIRA, E.M. (2012). Influence of fill and geogrid characteristics on the performance of unpaved roads on weak subgrades. *Geosynthetics International* 19(2):191–199.
- GUNDRATHI, N.G., MOULI, S., UMASHANKAR, B. (2018). Numerical modelling of geosynthetic-reinforced unpaved roads using FLAC 2D. *Proceedings of the 11th International Conference on Geosynthetics*.
- HAMMIT, G. (1970) Thickness Requirements for Unsurfaced Roads and Airfield Bare Base Support. Technical Report S-70-5. USACE Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.
- HUFENUS, R., RUEEGGER, R., BANJAC, R., MAYOR, P., SPRINGMAN, S.M., BRONNIMANN, R. (2006). Full-scale field tests on geosynthetic reinforced unpaved roads on soft subgrade. *Geotextiles and Geomembranes*, 24:21-37.
- HUURMAN, M. (1996). Development of traffic induced permanent strain in concrete block pavements. *Heron*, 41(1):29–52.
- HUURMAN, M. (1997). Permanent deformation in concrete block pavements. PhD Thesis, Delft University of Technology, 423p.
- IGS Brasil. Geossintéticos em Estradas Não-Pavimentadas, <https://igsbrasil.org.br/>, acesso em 10 de janeiro de 2024.
- KARANGAT, R., VOGT, S., DASH, S.K., BRAEU, G. (2014). Behaviour of Geosynthetic Reinforced Unpaved Roads Under Cyclic Loading. *Indian Geotechnical Journal*, 44(1)77-85.
- KHODAKARAMIL, M.I., MOGHADDAM, H.K. (2017). Evaluation the Performance of Rehabilitated Roadway Base with Geogrid Reinforcement in the Presence of Soil-Geogrid-Interaction. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 5:33-46.
- LATHA, G.M., NAIR, A.M., HEMALATHA, M.S. (2010). Performance of Geosynthetics in Unpaved roads. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 4: 337 – 349.
- LENG, J., GABR, M.A. (2005). Numerical analysis of stress-deformation response in reinforced unpaved road sections. *Geosynthetics International*, 2005(12), 111-119.
- LENG, J., GABR, M.A. (2006). Deformation–Resistance Model for Geogrid-Reinforced Unpaved Road. *Transportation Research Record*, 1975(1), 146-154.
- LEONARDI, G., LO BOSCO, D., PALAMARA, R., SURACI, F. (2020). Finite Analysis of Geogrid-Stabilized Unpaved Roads. *Sustainability* 2020, 12, 1929.
- LI, D., SELIG, E.T. (1996). Cumulative Plastic Deformation for Fine-Grained Subgrade Soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(12): 1006-1013.

- LING, H. I., LIU, H. (2003). Finite element studies of asphalt concrete pavement reinforced with geogrid. *Journal of Engineering Mechanics*, 129(7), 801–811. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2003\)129:7\(801\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2003)129:7(801)).
- LOBO-GUERRERO, S., VALLEJO, L.E. (2006). Discrete element method analysis of railtrack ballast degradation during cyclic loading. *Granular Matter* 8: 195-204.
- MARSAL R.J. (1967). Large scale testing of rockfill materials. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, vol. 93, nº SM2, paper 5128, 27-43.
- MOSADEGH, A., NIKRAZ, H. (2015). Bearing Capacity Evaluation of Footing on a Layered-Soil using ABAQUS. *J Earth Sci Clim Change*, 6: 1000264.
- 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, 80p.
- NAYLOR, D.J., PANDE, G.N., SIMPSON, B., TABB, R. (1981). *Finite elements in geotechnical engineering*, Swansea: Pineridge Press, U.K, 245p.
- NEVES, E.M. (2016). *Mecânica dos estados críticos: solos saturados e não saturados*. IST Press, 1 vol., 528p.
- NUÑEZ, 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, 117p.
- OKUR, D.V., ANSAL, A., (2007). Stiffness degradation of natural fine grained soils during cyclic loading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27: 843–854.
- OLIVEIRA, M.J.G. (2005). Hierarquização para orientar manutenção de vias não pavimentadas. Tese de doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 113p.
- PALMEIRA, E. M. (2018). *Geossintéticos em geotecnia e meio ambiente*. Oficina de Textos. São Paulo, Brasil, 1. vol, 294 p.
- PALMEIRA, E.M., GÓNGORA, I.A.G. (2016). Assessing the influence of soil-reinforcement interaction parameters on the performance of a low fill on compressible subgrade. part I: fill performance and relevance of interaction parameters. *Int. J. of Geosynth. and Ground Eng.*, 2(1):1-17.
- PATAKIEWICZ, M.A., ZABIELSKA-ADAMSKA, K. (2017). Crushing of non-cohesive soil grains under dynamic loading. *Procedia Engineering*, 189: 80-85.
- PAUTE, J.L., HORNYCH, P., BENABEN, J.P. (1996). Repeated load triaxial testing of granular materials in the French network of Laboratoires des Ponts et Chaussées. *Flexible Pavements, Proc., European Symp. Euroflex 1993*, A. G. Correia, ed., Balkema, 53-64.

- PEDROSO, G.O.M., RAMOS, G., SILVA, J.L. (2022). Evaluating geosynthetic base stabilization on lateritic gravel and granular material under cyclic moving wheel loads. *Case Studies in Construction Materials*, 16: e00880.
- PESSOA, T.F.P, VARGAS Jr, E.A, VELLOSO, R.Q. (2011). Análise Numérica de Medidas de Contenção de Sólidos em Rochas Produtoras de Óleo do Brasil. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 142p.
- PERKINS, S.W. (2001). Numerical modeling of geosynthetic reinforced flexible pavements. Montana. Dept. of Transportation. Research Programs, p. 97.
- 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, 293p.
- QUIRINO, I.S., FABRE, J.S., BECKER, L.B., BARBOSA, M.C. (2020). Análise da Influência do Teor de Finos no Ângulo de Atrito de um Rejeito de Minério de Ferro Através de Ensaio *Ring Shear*. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, COBRAMSEG, Campinas, São Paulo, 3605-3611.
- RODRIGUES, J. C. (2018). Melhoramento do solo mole e o geoenrijecimento. Rio de Janeiro, Brasil, 1. vol., 468p.
- SANTAGATA, M.C. (1998). Factors affecting the initial stiffness and stiffness degradation of cohesive soils. Tese de doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Università di Ancona, Ancona, Italia, 336p.
- SHAW, P. S. (1980). Stress-Strain Relationships for Granular Materials under Repeated Loading. PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Nottingham, 169p.
- SINGH, M., TRIVEDI, A., SHUKLA, S.K. (2022). Evaluation os geosynthetic reinforcement in unpaved road using moving wheel load test. *Geotextiles and Geomembranes*, 50(4).
- SWEERE, G.T.H. (1990), Unbound Granular Bases for Roads, PhD dissertation, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.
- TANG, X., STOFFELS, S.M., PALOMINO, A.M. (2015). Mechanistic-empirical approach to characterizing permanent deformation of reinforced soft soil subgrade. *Geotextiles and Geomembranes*, 1-13.
- THEYSE, H.L. (2001). The Development of Mechanistic-Empirical Permanent Deformation Design Models for Unbound Pavement Materials from Laboratory and Accelerated Pavement Test Data. Thesis, Department of Civil Engineering, Rand Afrikaans University, 285-293p.
- VERTEMATTI, J.C. (2015). Manual Brasileiro de Geossintéticos. Edgard Blucher, 2ª ed, São Paulo, 570p.
- WERKMEISTER, S. (2003). Permanent deformation behavior of unbound granular materials in pavement constructions. Dr.-Ing. Dresden University of Technology.

WOOD, D.M. (1990). Soil behavior and critical state soil mechanics, University of Cambridge, 462p.

YEOH, C., AIRY, D. (1998). Drained cyclic response of an artificially cemented calcareous sand, Proc. 2nd Int., Symp. on the Géotechnics of Hard Soils - Soft Rocks, Napoli, 935-942.

YU, F.W. (2017). Stress-Dilatancy Behavior of Sand Incorporating Particle Breakage. Acta Geotechnica Slovenica.

YU, F.W. (2021). Particle breakage in granular soils: a review. Particulate Science and Technology, 39(1): 91-100.

YU, F.W., SU, L.J. (2016). Particle breakage and the mobilized drained shear strengths of sand. Journal of Mountain Science, 13(8): 1481-1488.

APÊNDICES

A – DADOS DOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS

Tabela A.1 – Ensaio experimental sem reforço

Ciclos, N	Deformação [$\mu\text{m}/\text{m}$]	Tensão, $\sigma_{0,3\text{ m}}$ [kPa]	Deslocamento, δ [mm]
ENSAIO PADRÃO			
0,00	0,00	0,00	0,00
569	25,49	170,06	6,84
3593	138,25	275,53	12,11
5373	207,67	293,33	15,21
7186	274,09	299,11	18,38
8941	319,98	299,11	21,55
12544	425,05	300,00	22,20
19740	1696,54	300,68	23,58
23372	2157,43	301,23	23,96
25158	2384,73	299,02	24,21
28778	2845,86	295,25	24,65
30691	3090,75	296,75	25,00
ENSAIO 1			
0	0	0	0
559	82,37	344,23	7,56
1755	250,50	348,03	8,76
3559	504,37	348,98	10,62
5363	762,69	350,50	12,65
8976	1269,66	353,76	16,63
10769	1405,58	356,05	17,58
16205	1808,24	365,73	20,59
21598	2038,17	380,11	23,80
25164	2113,83	382,99	25,11
ENSAIO 2			
0	0	0	0
618	605,81	128,24	7,52
1798	691,21	382,63	8,53
3578	825,61	396,78	10,32
5385	959,86	422,17	11,99
7193	1095,97	434,19	13,72
10776	1487,48	457,46	17,80
14426	1880,45	463,68	22,02
16181	2126,49	466,44	23,34
19474	2589,16	474,14	24,96

Tabela A.2 – Ensaio experimental com geotêxtil

Ciclos, N	Deformação [$\mu\text{m}/\text{m}$]	Tensão, $\sigma_{0,3\text{ m}}$ [kPa]	Deslocamento, δ [mm]
ENSAIO PADRÃO			
0	0	0	0
3552	281,40	95,11	2,27
10767	628,03	159,02	6,19
12596	663,26	164,75	6,82
26948	790,72	211,66	11,60
37737	839,35	226,24	14,96
55802	901,74	225,56	18,67
68325	936,10	224,77	22,84
80899	953,87	220,47	24,58
84913	956,77	224,53	25,05
89822		226,35	25,42
ENSAIO 1			
0	0	0	0
5428	299,14	222,83	12,71
14395	721,74	242,37	15,79
16214	776,39	244,93	16,40
28757	936,44	263,59	20,73
39669	1002,61	262,75	22,61
43175	1025,61	262,95	23,08
52178	1072,53	268,59	24,23
55835	1197,62	271,65	24,72
58709	1344,25	264,65	25,10
ENSAIO 2			
0	0	0	0
3596	196,89	210,95	9,22
16163	863,32	245,53	14,40
25247	1114,41	269,60	18,07
26986	1132,97	274,38	18,79
35934	1172,65	289,53	22,36
37877	1178,75	284,05	23,10
45051	1207,72	264,16	25,05
50000		252,25	

Tabela A.3 – Ensaio experimental com geogrelha

Ciclos, N	Deformação [$\mu\text{m}/\text{m}$]	Tensão, $\sigma_{0,3\text{ m}}$ [kPa]	Deslocamento, δ [mm]
ENSAIO PADRÃO			
0	0	0	0
7060	89,91	68,38	9,99
21453	305,87	100,68	12,08
37857	405,87	100,82	12,08
84594	482,59	99,34	12,08
131042	514,64	101,89	12,08
136690	523,28	97,44	12,08
145934	535,21	89,79	12,08
167084	559,97	88,57	12,08
179975	574,43	100,82	12,08
220803	650,44	101,97	12,08
230520	694,32	95,76	12,08
243114	771,39	87,22	13,14
255742	891,21	182,70	23,05
283218	1204,88	189,88	25,01
310862		197,42	25,65
ENSAIO 1			
0	0	0	0
3345	38,53	137,97	2,20
21463	257,47	174,38	13,08
52407	518,19	206,17	15,77
73594	611,42	228,05	17,60
115022	728,89	224,91	21,35
136601	820,35	227,80	22,53
143929	864,01	228,59	22,80
184160	1177,39	227,20	24,30
207253	1367,89	220,84	24,86
ENSAIO 2			
0	0	0	0
7199	61,94	167,87	7,45
37788	290,92	207,97	14,30
41272	305,90	212,91	14,87
61078	378,59	218,20	18,04
91634	450,91	233,30	22,03
105997	469,23	223,13	23,39
123852	484,56	231,17	24,86
143893	498,17	178,30	25,07

B – SIMULAÇÕES NUMÉRICAS ADICIONAIS

Tabela B.1 – Parâmetros e resultados do ensaio padrão no caso sem reforço (SR-EP-N77)

Fases	Ciclos	Aterro		Subleito			Resultados	
		E [kPa]	Ø [°]	E [kPa]	Ø [°]	c [kPa]	δ [mm]	σ _{0,3 m} [kPa]
0	0	0	0	0	0	0	0	0
Inicial	569	55000	52	20000	33	40	4,5	202
1	3593	15000	43	20000	33	25	11,0	325
2	5372	9000	40	18000	33	20	18,3	368
3	7186	8700	40	17000	33	15	19,6	369
4	8941	8500	40	16000	33	15	20,4	388
5	12544	8400	40	15000	33	15	21,1	381
6	19740	8200	40	14000	33	15	21,9	383
7	23371	8000	40	13000	33	15	23,0	372
8	25158	7900	40	12500	33	15	23,5	375
9	28778	7800	40	12000	33	15	24,1	382
10	30691	7500	40	11500	33	15	25,2	375

Tabela B.2 – Parâmetros e resultados do ensaio padrão no caso sem reforço (SR-EP-N81)

Fases	Ciclos	Aterro		Subleito			Resultados	
		E [kPa]	Ø [°]	E [kPa]	Ø [°]	c [kPa]	δ [mm]	σ _{0,3 m} [kPa]
0	0	0	0	0	0	0	0	0
Inicial	569	55000	52	20000	33	40	4,5	202
1	3593	15000	43	20000	33	25	11,0	325
2	5372	9000	42	18000	25	20	19,8	358
3	7186	8700	42	17000	25	20	20,9	361
4	8941	8500	42	16000	25	20	21,5	351
5	12544	8400	42	15000	25	20	22,6	360
6	19740	8200	42	14000	25	20	23,8	363
7	23371	8000	42	13000	25	20	24,8	359
8	25158	7900	42	12500	25	20	25,5	357
9	28778	7800	42	12000	25	20	26,6	374
10	30691	7500	42	11500	25	20	27,7	375

Tabela B.3 – Parâmetros e resultados do ensaio padrão no caso sem reforço (SR-EP-N95)

Fases	Ciclos	Aterro		Subleito			Resultados	
		E [kPa]	Ø [°]	E [kPa]	Ø [°]	c [kPa]	δ [mm]	σ _{0,3 m} [kPa]
0	0	0	0	0	0	0	0	0
Inicial	569	55000	52	20000	33	40	4,5	202
1	3593	10000	45	20000	33	40	11,8	271
2	5372	8000	44	20000	33	40	14,1	285
3	7186	6800	44	20000	33	40	15,6	283
4	8941	6600	44	20000	33	40	15,9	285
5	12544	6500	44	20000	33	40	16,2	285
6	19740	6300	44	20000	33	40	16,4	283
7	23371	6200	44	20000	33	40	16,6	284
8	25158	6100	44	20000	33	40	17,1	288
9	28778	6000	44	20000	33	40	17,0	283
10	30691	5900	44	20000	33	40	17,2	286

Tabela B.4 – Parâmetros e resultados do ensaio padrão no caso sem reforço (SR-EP-N96)

Fases	Ciclos	Aterro		Subleito			Resultados	
		E [kPa]	Ø [°]	E [kPa]	Ø [°]	c [kPa]	δ [mm]	σ _{0,3 m} [kPa]
0	0	0	0	0	0	0	0	0
Inicial	569	55000	52	9000	33	40	8,1	189
1	3593	10000	45	9000	33	40	17,2	280
2	5372	8000	44	9000	33	40	19,8	295
3	7186	6800	44	9000	33	40	21,3	289
4	8941	6600	44	9000	33	40	21,3	285
5	12544	6500	44	9000	33	40	21,6	285
6	19740	6300	44	9000	33	40	22,0	286
7	23371	6200	44	9000	33	40	22,1	286
8	25158	6100	44	9000	33	40	22,5	289
9	28778	6000	44	9000	33	40	22,6	288
10	30691	5900	44	9000	33	40	22,8	290

C – LINHA DE CICLOS

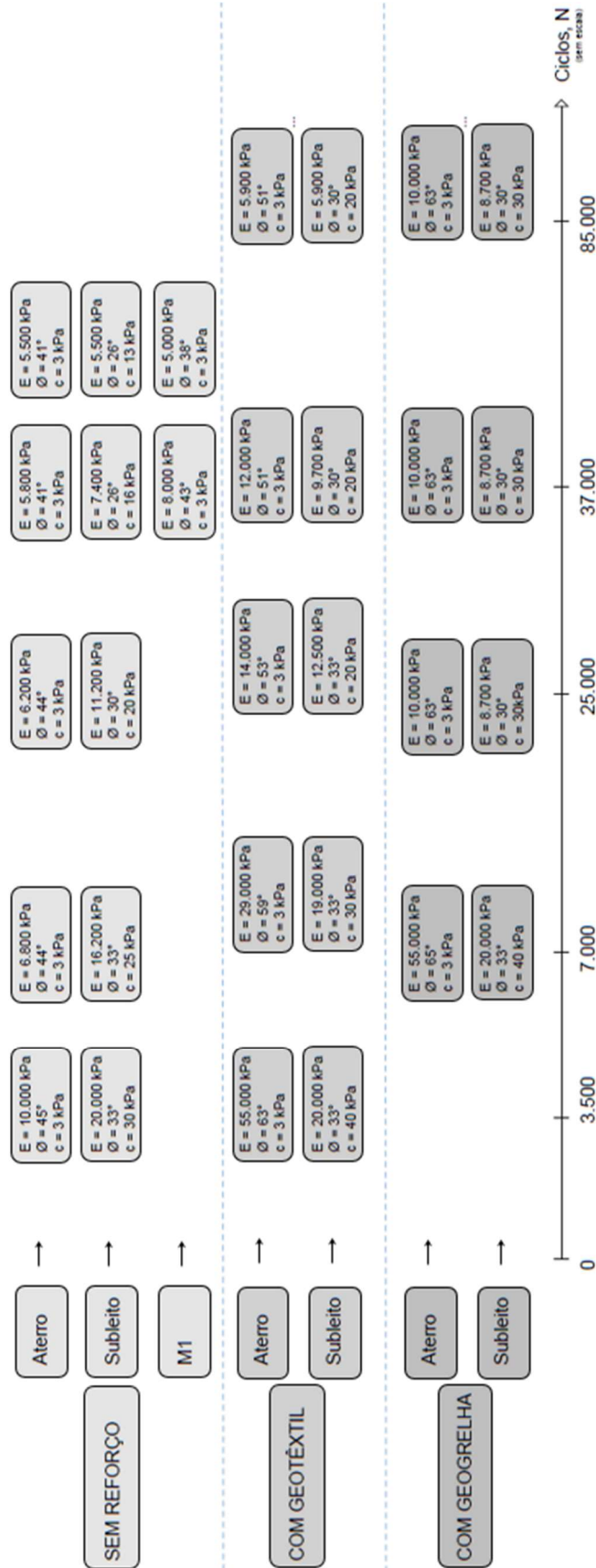


Figura C.1 – Comparação entre os parâmetros pela quantidade de ciclos