

LEONE CÉSAR MEIRELES

**AVALIAÇÃO NUMÉRICA DA INFLUÊNCIA DA COMPACTAÇÃO PRÓXIMA À
FACE NAS TENSÕES E DEFORMAÇÕES DE MUROS DE SOLO REFORÇADO
COM GEOSSINTÉTICOS**

Dissertação apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Magister Scientiae*.

VIÇOSA
MINAS GERAIS - BRASIL
2018

**Ficha catalográfica preparada pela Biblioteca Central da Universidade
Federal de Viçosa - Câmpus Viçosa**

T

M514a Meireles, Leone César, 1987-
2018 Avaliação numérica da influência da compactação próxima
à face nas tensões e deformações de muros de solo reforçado
com geossintéticos / Leone César Meireles. – Viçosa, MG, 2018.
xii, 101 f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

Inclui apêndices.

Orientador: Heraldo Nunes Pitanga.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa.

Referências bibliográficas: f. 87-93.

1. Solos - Compactação. 2. Análise numérica.
3. Deformações e tensões. 4. Muros. 5. Geossintéticos.
I. Universidade Federal de Viçosa. Departamento de Engenharia
Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.
II. Título.

CDD 22. ed. 624.151363

LEONE CÉSAR MEIRELES

**AVALIAÇÃO NUMÉRICA DA INFLUÊNCIA DA COMPACTAÇÃO PRÓXIMA
À FACE NAS TENSÕES E DEFORMAÇÕES DE MUROS DE SOLO
REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS**

Dissertação apresentada à Universidade
Federal de Viçosa, como parte das exigências
do Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, para obtenção do título de
Magister Scientiae.

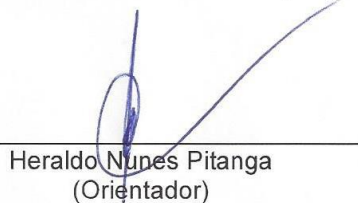
APROVADA: 30 de novembro de 2018.



Roberto Lopes Ferraz



Mario Vicente Riccio Filho
(Coorientador)



Heraldo Nunes Pitanga
(Orientador)

Dedico este trabalho aos meus pais, Zacarias e Luzia, aos meus irmãos, Leonardo e Luiz Fernando, e à minha noiva, Talita, pelo constante incentivo no decorrer desta jornada e amor incondicional.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por ser luz em minha vida.

Aos meus pais, Zacarias e Luzia, pela educação que me deram e por serem sempre minha referência. Aos meus irmãos, Leonardo e Luiz Fernando, pela amizade e constante apoio.

À minha noiva, Talita, pela compreensão nas minhas ausências, pelo companheirismo e amor.

Aos membros da banca, professores Heraldo, Mário e Roberto, pelas críticas, sugestões e ensinamentos, imprescindíveis para o desenvolvimento deste trabalho.

À Universidade Federal de Viçosa e ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, pela oportunidade e infraestrutura disponibilizada para realização deste trabalho.

À CAPES pelo apoio financeiro durante parte do período de realização deste trabalho.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	vii
LISTA DE TABELAS	x
RESUMO	xi
ABSTRACT	xii
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações iniciais	1
1.2 Justificativa.....	2
1.3 Objetivos	3
1.3.1 Objetivo principal	3
1.3.2 Objetivos secundários	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 Considerações iniciais	4
2.2 Materiais geossintéticos	4
2.3 Solos reforçados com geossintéticos	8
2.4 Interação solo-reforço	10
2.5 O efeito da rigidez do reforço.....	13
2.5.1 Considerações iniciais.....	13
2.5.2 Rigidez relativa solo-reforço	14
2.6 O comportamento dos solos	15
2.7 O efeito da face.....	18
2.8 O efeito da compactação	19
2.8.1 Considerações iniciais.....	19
2.8.2 Influência da compactação próxima à face	20
2.8.3 Modelagem da compactação	22
2.9 Dimensionamentos de MSR.....	26
2.9.1 Considerações iniciais.....	26

2.9.2	Estabilidade externa.....	26
2.9.3	Estabilidade interna.....	27
2.10	Método de Ehrlich e Mitchell (1994)	29
2.11	Método de Bathurst et al. (2008)	38
2.12	Ponto de atuação da máxima tração	41
3	MATERIAIS E MÉTODOS	44
3.1	Considerações gerais.....	44
3.2	Modelos de análises	44
3.3	Modelos constitutivos e propriedades dos materiais	46
3.4	Solo do aterro	48
3.4.1	Considerações iniciais.....	48
3.4.2	Métodos dos ensaios de laboratório.....	49
3.4.3	Ajuste hiperbólico.....	52
3.5	Reforços	53
3.6	Compactação	54
3.7	Análises efetuadas.....	55
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	59
4.1	Ensaio de laboratório	59
4.1.1	Determinação da massa específica dos sólidos	59
4.1.2	Ensaio de compactação.....	59
4.1.3	Ensaio triaxiais e ajuste hiperbólico	60
4.2	Ajuste hiperbólico.....	62
4.2.1	Considerações iniciais.....	62
4.2.2	Otimização	64
4.3	Parâmetros representativos do Solo Vila Secundino	65
4.4	Tensões verticais induzidas pela compactação.....	66
4.5	Comparação entre resultados.....	67

4.6	Influência da distância da compactação pesada em relação à face.....	72
4.6.1	Magnitude da Tração máxima nos reforços ($T_{máx}$)	73
4.6.2	Posição da tração máxima nos reforços ($X_{máx}$).....	76
4.6.3	Deslocamentos horizontais da face.....	79
5	CONCLUSSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	83
5.1	Considerações finais e conclusões.....	83
5.2	Sugestões para trabalhos futuros	86
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	87
	APÊNDICE A.....	94
	APÊNDICE B.....	96

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Representação de MSR com geossintéticos e identificação da faixa de material do aterro reforçado compactada com menor energia.	2
Figura 2 - Interação de geogrelha e o solo envolvente.	8
Figura 3 - Mecanismos de interação solo-geogrelha.	11
Figura 4 - Mecanismos de ruptura em uma estrutura de solo reforçado.	11
Figura 5 - Mecanismos de Interação em Maciços Reforçados com Geogrelhas.	12
Figura 6 - Ensaio de resistência em sistemas solo-reforço: a) cisalhamento direto, b) cisalhamento direto com reforço inclinado e c) arrancamento do reforço.	12
Figura 7 - Ilustração esquemática sobre o estado de tensões e deformações em um elemento hipotético de solo reforçado.	13
Figura 8 – Tensões mobilizadas em maciços reforçados com diferentes valores de S_i	15
Figura 9 - Representação hiperbólica de uma curva tensão-deformação.	16
Figura 10 - Relação hiperbólica tensão-deformação para o modelo HS.	17
Figura 11- Acréscimo de tensões no solo devido à compactação.	20
Figura 12 - Procedimento para modelagem da compactação proposto por Dantas (2004).	23
Figura 13 - Procedimentos para modelagem numérica da compactação.	24
Figura 14 - Procedimento Tipo 3 para modelagem da compactação.	25
Figura 15 - Mecanismos para análise de estabilidade interna: (A) ruptura dos reforços; (B) arrancamento dos reforços; (C) desprendimento da face; (D) instabilidade local.	27
Figura 16 - Equilíbrio interno de muro de solo reforçado.	29
Figura 17 - Caminho de tensões a que se sujeita um elemento de solo no ponto de tração máxima.	30
Figura 18 - Estado de tensões do solo nas proximidades do rolo compactador.	32
Figura 19 – Ábacos para determinação da máxima tração nos reforços.	37
Figura 20 – Distribuição de $D_{tmáx}$ em função da profundidade normalizada.	39
Figura 21 - Indicação das zonas ativa e resistente e distribuição da força de tração no reforço.	41
Figura 22 - Pontos de máxima tração ($T_{máx}$) para muros de solos reforçados: (a) Reforços extensíveis; (b) Reforços inextensíveis.	42
Figura 23 - Pontos de máxima tração nos reforços de taludes íngremes.	43
Figura 24 - Seção típica dos modelos de análises.	44
Figura 25 - Modelo numérico e malha de elementos finitos no PLAXIS 2D.	45

Figura 26 - Local de coleta da amostra deformada do solo.....	48
Figura 27 - Curva granulométrica do solo VS.....	49
Figura 28 – Etapas do ensaio triaxial realizado sobre corpos de prova (CP) compactados do solo VS: (a) Moldagem de CP; (b) Preparo de CP's para o ensaio; (c) Saturação por contra pressão; (d) Cisalhamento.....	50
Figura 29 - Envoltórias às trajetórias de tensões.	51
Figura 30 - Célula do ensaio triaxial conectada ao sistema de aquisição de dados.....	52
Figura 31 - Estrutura dos códigos das análises efetuadas.	57
Figura 32 - Seção típica das análises efetuadas, sendo “a” a largura da faixa com compactação leve.	57
Figura 33 - Curva de compactação do solo VS na energia Proctor Normal.	59
Figura 34 - Resultados obtidos a partir dos ensaios triaxiais CIU_{sat}	61
Figura 35 - Curvas hiperbólicas transformadas.	62
Figura 36 - Variação do módulo de elasticidade com a tensão confinante.	63
Figura 37 – Curvas tensão desviadora (σ_d) x deformação axial (ϵ_a) e ajustes hiperbólicos otimizados.	64
Figura 38 – Tração máxima nos reforços, análise numérica e métodos analíticos. – Tensões Efetivas.....	68
Figura 39 - Tração máxima nos reforços, análise numérica e métodos analíticos. – Tensões Totais.....	69
Figura 40 - Somatório das máximas tensões de tração nos reforços - Tensões efetivas.....	72
Figura 41 - Somatório das máximas tensões de tração nos reforços - Tensões totais.	72
Figura 42 - Influência da distância da compactação pesada em relação à face.	75
Figura 43 - Posição da máxima tração nos reforços ($X_{máx}$), análises numéricas e métodos analíticos. – Tensões Efetivas.....	77
Figura 44 - Posição da máxima tração nos reforços ($X_{máx}$), análises numéricas e métodos analíticos. – Tensões Totais.....	78
Figura 45 – Deslocamentos horizontais da face – Tensões Efetivas.	81
Figura 46 – Deslocamentos horizontais da face – Tensões Totais.	82
Figura 47 – Tração máxima nos reforços, análise numérica com afastamento da compactação pesada de 0,25 m e métodos analíticos. – Tensões Efetivas.	96
Figura 48 – Tração máxima nos reforços, análise numérica com afastamento da compactação pesada de 0,50 m e métodos analíticos. – Tensões Efetivas.	97

Figura 49 – Tração máxima nos reforços, análise numérica com afastamento da compactação pesada de 1,0 m e métodos analíticos. – Tensões Efetivas.	98
Figura 50 - Tração máxima nos reforços, análise numérica com afastamento da compactação pesada de 0,25 m e métodos analíticos. – Tensões Totais.	99
Figura 51 - Tração máxima nos reforços, análise numérica com afastamento da compactação pesada de 0,50 m e métodos analíticos. – Tensões Totais.	100
Figura 52 - Tração máxima nos reforços, análise numérica com afastamento da compactação pesada de 1,0 m e métodos analíticos. – Tensões Totais.	101

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificação dos materiais geossintéticos conforme NBR ISO 10318-1.....	6
Tabela 2 - Correlação entre materiais geossintéticos e funções.	7
Tabela 3 - Características geométricas dos MSR analisados.	45
Tabela 4 - Parâmetros de entrada adotados nas modelagens numéricas para a camada drenante, os blocos de faceamento e o solo de fundação das seções típicas analisadas.	47
Tabela 5 - Valores de rigidez dos reforços utilizados.....	53
Tabela 6 - Características técnicas do soquete vibratório.	54
Tabela 7 - Características técnicas do rolo compactador.	55
Tabela 8 - Dados correspondentes às análises efetuadas.	56
Tabela 9 - Dados para obtenção da curva hiperbólica transformada.....	62
Tabela 10 –Valores obtidos da curva hiperbólica transformada.	63
Tabela 11 - Tabela de erros com a otimização do ajuste hiperbólico.	65
Tabela 12 - Parâmetros adotados para o solo VS.	65
Tabela 13 - Cálculo da tensão vertical induzida pela compactação (σ'_{zci}).....	66

RESUMO

MEIRELES, Leone César, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, novembro de 2018. **Avaliação Numérica da Influência da Compactação Próxima à Face nas Tensões e Deformações de Muros de Solo Reforçado com Geossintéticos.** Orientador: Heraldo Nunes Pitanga. Coorientadores: Mário Vicente Riccio Filho, Taciano Oliveira da Silva e Dario Cardoso de Lima.

O presente trabalho apresenta uma avaliação numérica, realizada através do *software* de elementos finitos Plaxis 2D, dos efeitos do afastamento da compactação pesada em relação à face nas tensões e deformações de muros de solo reforçado com geossintéticos (MSR). Apesar de vários trabalhos apresentarem a recomendação construtiva de que se deve manter um afastamento da compactação pesada em relação à face dos muros, com o objetivo de reduzir as deformações durante o processo de construção, em poucos trabalhos foram considerados esse afastamento. Nesta pesquisa, um solo residual jovem de gnaiss, de granulometria arenosa, foi submetido a ensaios para as estimativas dos parâmetros de resistência e deformabilidade. Este solo foi considerado como solo de aterro em seções hipotéticas de muros de solo reforçado, nas quais considerou-se a face composta por blocos pré-moldados de concreto, geogrelhas de três rigidezes distintas como elementos de reforço e quatro distâncias da compactação pesada em relação à face: 0 m, 0,25 m, 0,50 m e 1,00 m. Os resultados numéricos da magnitude e posição das máximas trações mobilizadas nos reforços foram comparados com os fornecidos por métodos encontrados na literatura. Os resultados obtidos colaboram para o melhor entendimento do comportamento dos MSR com geossintéticos, com avaliações mais próximas às condições reais de campo. É evidenciada a importância de se considerar nas análises numéricas a modelagem da compactação, assim como o afastamento da aplicação da compactação pesada em relação à face. Nas análises realizadas, ao aumentar a distância da compactação pesada em relação à face, têm-se as tendências de redução das trações nos reforços, deslocamentos dos pontos em que ocorrem as máximas trações para o interior do maciço e redução das deformações horizontais da face. Este tipo de avaliação mostra-se importante nas avaliações numéricas de MSR com geossintéticos, principalmente com relação aos deslocamentos dos pontos de máxima tração para o interior, que implicam em redução dos comprimentos de reforços na zona resistente e, conseqüentemente, redução do fator de segurança ao arrancamento.

ABSTRACT

MEIRELES, Leone César, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, November, 2018. **Numerical Evaluation of Compaction Influence Near the Stress Conditions and Deformations of Geosynthetic Reinforced Soil Walls.** Adviser: Heraldo Nunes Pitanga. Co-advisers: Mário Vicente Riccio Filho, Taciano Oliveira da Silva and Dario Cardoso de Lima.

This work aimed to verify a numerical evaluation on the effects considering the distance of the heavy compaction in relation to the stress conditions and deformations of geosynthetics reinforced soil (GRS) walls, performed through 2D finite element software Plaxis. Although several works bring up the constructive recommendation that a distance from the heavy compaction should be maintained in relation to the face of the walls, in order to reduce the deformation during the construction process, in a few studies, this distance has been considered. In the present study, a young, sandy particle size residual soil was submitted to tests for the parameters of resistance and deformability parameters. The soil was considered as landfill soil in hypothetical sections of reinforced soil walls in which it was considered the face composed of precast concrete blocks, geogrids of three distinct stiffnesses as reinforcement elements and four distances* of heavy compaction relative to face: 0 m, 0,25 m, 0,50 m and 1,00 m. The numerical results of the magnitude and position of the maximal tractions mobilized in the reinforcements were compared with methods found in the literature. The results contribute to a better understanding of the GRS behavior with geosynthetics, with closer evaluations to actual field assessments. The results highlight the importance of considering the numerical analyzes to the compaction modeling, as well as the spacing application of the heavy compaction in relation to the face. In the analyzes performed, increasing the distance of the heavy compaction relative to the face, there are tension reduction tendencies in the reinforcements, points displacements in which the maximum tensions to the interior of the massif occur, and horizontal deformations reduction of the face. This type of evaluation is shown to be important in the numerical evaluations of GRS walls, mainly in relation to the displacements of the points of maximum traction to the interior, that result in reduction of the lengths of reinforcements in the resistant zone and, consequently, reduction of the safety factor to the pullout.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

O solo é usado como material de construção há milhares de anos. De acordo com suas características e com as funções que exerce em determinada obra, pode ser necessário o uso de técnicas que proporcionem melhorias de suas propriedades de engenharia, sejam relacionadas à resistência ou à deformabilidade. Têm-se, atualmente, várias técnicas para o melhoramento dos solos, e, como principais, podem-se mencionar as estabilizações química, mecânica, térmica e elétrica, assim como o uso de injeções e de reforços (MUÑOZ, 2014).

Neste cenário, encontram-se os muros de solo reforçado (MSR), técnica que proporciona melhoria nas propriedades de engenharia dos solos por meio da compactação, uma técnica de estabilização mecânica, e pela inclusão de reforços. Com a compactação, o solo torna-se um material mais resistente à compressão e ao cisalhamento, além de menos deformável. Já a inclusão de reforços proporciona resistência à tração ao conjunto solo-reforço, visto que solos são deficientes quanto a essa resistência (MIRMORADI, 2015).

Nas últimas décadas, houve uma crescente utilização de materiais geossintéticos como elementos de reforço de muros de solo reforçado. Esta crescente é justificada, principalmente, por representarem soluções simples e com reduções de custos e de prazos (EHRLICH e BECKER, 2009).

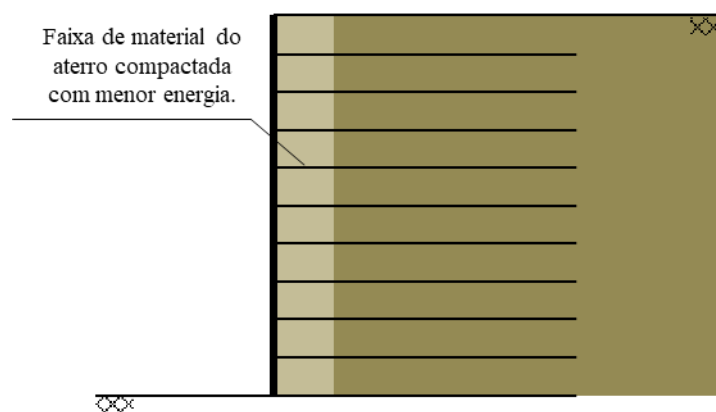
O comportamento mecânico dos MSR com geossintéticos é influenciado por vários fatores, entre os quais se destacam as rigidezes do reforço e da face, a interação entre o solo e o reforço, o tipo de solo e o efeito da compactação. Devido à complexidade para se quantificar a atuação simultânea dos diversos fatores, os métodos de dimensionamento dos MSR foram elaborados sobre hipóteses que simplificam o problema e possibilitam as estimativas dos esforços atuantes e, consequentemente, o dimensionamento geométrico e dos elementos de reforço a serem adotados (DANTAS, 2004).

O desenvolvimento tecnológico das últimas décadas proporcionou crescente utilização de soluções numéricas por meio de implementações computacionais. Neste cenário, diversas análises têm sido realizadas em termos de tensões e deformações, com abordagens mais próximas às situações reais de campo, para melhor entendimento dos efeitos dos fatores influenciadores no comportamento mecânico dos MSR com geossintéticos. Estas análises são realizadas ora ao comparar os resultados com dados de estruturas instrumentadas, ora realizadas por meio de análises paramétricas dos fatores influenciadores.

1.2 Justificativa

Na execução de muros de solo reforçado (MSR) com geossintéticos, é recomendado que uma faixa de material próxima à face seja compactada com menor energia que o restante do maciço reforçado (Figura 1). Esta redução da energia de compactação se justifica para reduzir as tensões horizontais próximas à face do MSR e, consequentemente, as deformações devidas ao processo construtivo (MITCHELL e VILLET, 1987; MARQUES, 1994; EHRLICH e MITCHELL, 1994; ELIAS, CHRISTOPHER e BERG, 2001; HATAMI, WITTHOEFT e JENKINS, 2008; BATHURST et al., 2009; ALMEIDA, 2014; MIRMORADI e EHRLICH, 2018a; KOERNER e KOERNER, 2018).

Figura 1 – Representação de MSR com geossintéticos e identificação da faixa de material do aterro reforçado compactada com menor energia.



Fonte: o autor (2018).

Visto que o comportamento mecânico dos MSR é influenciado por diversos fatores, atualmente têm-se diversos trabalhos que utilizam análises numéricas, em termos de tensões e deformações, que objetivam o melhor entendimento dos efeitos desses fatores. No entanto, apesar da recomendação construtiva de redução da energia de compactação próxima à face ser encontrada amplamente na literatura técnica, têm-se poucos trabalhos que abordam este assunto. Este número reduzido de trabalhos acarreta em menor conhecimento sobre o fator influenciador e recomendações divergentes com relação à distância em relação à face que a compactação pesada pode ser aplicada. Marques (1994) conclui que essa distância deve ser de 0,5 m para a melhor eficiência na redução das tensões na face do muro. Benjamim (2006) cita a recomendação de uma empresa especializada na construção de MSR de que essa distância deve ser de 1,5 m. Mirmoradi e Ehrlich (2018a) mencionam que, geralmente, as especificações técnicas para construções de MSR recomendam que não seja utilizada compactação pesada em

intervalos de 0,5 m a 1,0 m da face dos muros. Já Koerner e Koerner (2018) recomendam que essas distâncias sejam entre 1 m e 2 m.

Neste contexto, o presente trabalho se justifica por contribuir para o entendimento dos fatores que influenciam no comportamento mecânico de MSR, ao considerar, em análises numéricas em termos de tensões e deformações, um fator pouco estudado, a variação das distâncias, em relação à face, em que a compactação pesada é aplicada.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo principal

O objetivo principal deste trabalho é o de analisar numericamente a influência da distância da compactação pesada, em relação à face, nos mecanismos relacionados às condições de estabilidade interna de um muro de solo reforçado (MSR) com geossintéticos, no qual se considerou um solo residual de gnaiss de granulometria arenosa.

1.3.2 Objetivos secundários

Para alcançar o objetivo principal deste trabalho, como objetivos secundários podem-se citar:

- ✓ Avaliar a capacidade de previsão da máxima tensão mobilizada nos reforços ($T_{máx}$) de métodos de dimensionamento em comparação a análises numéricas em termos de tensões e deformações;
- ✓ Avaliar a capacidade de previsão do ponto de atuação da máxima tensão mobilizada nos reforços ($T_{máx}$) de métodos de dimensionamento em comparação a análises numéricas em termos de tensões e deformações;
- ✓ Analisar a influência do distanciamento da aplicação da compactação pesada da face de MSR na magnitude e posição das tensões máximas mobilizadas nos elementos de reforço ($T_{máx}$) e nos deslocamentos horizontais da face ao final da construção, considerando-se reforços de diferentes rigidezes.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Considerações iniciais

A inserção de elementos ao solo no intuito de promover aumento de sua resistência, principalmente à tração, é uma prática adotada há milhares de anos. No entanto, o conceito estrutural de solo reforçado foi desenvolvido apenas na década de 60, na França, pelo arquiteto e engenheiro Henri Vidal. Difundiu-se, nessa época, a técnica de inclusões de tiras metálicas em solos granulares e face de painéis, denominada de Terra Armada, a qual, por se mostrar uma técnica econômica, despertou os interesses acadêmico e comercial (ELIAS, CHISTOPHER e BERG, 2001; DANTAS, 2004).

Posteriormente, já adquirido o conceito de solo reforçado e com o desenvolvimento da indústria petroquímica, a indústria têxtil iniciou a produção de vários materiais sintéticos de elevada resistência à tração e capazes de reforçar os solos (PERALTA, 2007). Na década de 1970, surgiram as primeiras aplicações de inclusões de fibras poliméricas e de materiais geossintéticos em muros de solo (BECKER, 2006). Desde então, o emprego de materiais geossintéticos como elementos de reforço em MSR apresenta crescimento significativo, justificado por uma série de vantagens associadas à sua utilização (MORATORI, 2015).

2.2 Materiais geossintéticos

A NBR ISO 10318-1, titulada Geossintéticos: Termos e definições, apresenta a seguinte definição para o termo Geossintético, representado pela sigla GSY:

Termo genérico que descreve um produto em que ao menos um de seus componentes é produzido a partir de um polímero sintético ou natural, sob a forma de manta, tira, ou estrutura tridimensional, utilizado em contato com o solo ou outros materiais, em aplicações da engenharia geotécnica e civil (ABNT, 2018).

Lotti e Bueno (2015) destacam que os geossintéticos são materiais fabricados a partir de polímeros e, em menor escala, de aditivos. Estes últimos têm a função de proporcionar as modificações desejadas de comportamento para fins de engenharia do polímero-base ou apenas melhorar o processo de fabricação do mesmo. De acordo com os autores, os principais polímeros utilizados na fabricação dos produtos geossintéticos são: polietileno (PE), poliestireno expandido (EPS), polipropileno (PP), polivinil clorado (PVC), poliéster (PET), poliestireno (PS), poliamida (PA), etileno-propileno monômero diênico (EPDM), polivinil álcool (PVA), polietileno clorado (CPE) e poliaramida (PPTA).

A diversidade de polímeros mostra-se um aspecto importante no desenvolvimento dos produtos geossintéticos. Frente aos diversos problemas e condições de contorno recorrentes na engenharia, a opção de dispor de produtos fabricados a partir de diferentes matérias primas, que apresentam características conhecidas, possibilita a manufatura de produtos com as propriedades necessárias às exigências previstas. Este aspecto mostra-se benéfico tanto do ponto de vista técnico como econômico. Neste sentido, justifica-se o fato dos materiais geossintéticos integrarem, atualmente, um grupo de materiais de construção aplicáveis a diversas áreas da engenharia (LOTTI e BUENO, 2015).

A Associação Brasileira de Geossintéticos (IGS Brasil) menciona que a combinação de polímeros e aditivos caracteriza os materiais geossintéticos pela versatilidade. Desta forma, possibilita aos fabricantes disponibilizar constantemente novos produtos, de acordo com propriedades requeridas em cada projeto. A associação destaca que, atualmente, os geossintéticos abrangem uma diversidade de materiais poliméricos, com constante surgimento de novos produtos, produzidos fundamentalmente para emprego nas áreas da engenharia geotécnica, meio ambiente, hidráulica e de transportes.

É sugerida a separação dos geossintéticos pela sua função principal, destacando-se as seguintes: separação, filtração, drenagem, reforço, contenção de líquidos/gases e controle de erosão. Além disso, destaca-se que, em certos casos, os geossintéticos podem desempenhar simultaneamente várias funções, de forma a potencializar suas aplicações (IGS BRASIL, 2018).

A NBR ISO 10318-1 apresenta e define como principais funções para os materiais geossintéticos:

Drenagem: coleta e condução de águas pluviais, águas subterrâneas e outros fluidos no plano de um material geossintético;

Filtração: restrição da passagem sem controle de partículas do solo ou outro material, submetidas a forças hidro-dinâmicas, permitindo a passagem de fluido em movimento pelo ou no interior de um geossintético;

Proteção: prevenção ou limitação de danos localizados em um dado elemento ou material, pelo uso de um material geossintético;

Reforço: uso do comportamento tensão-deformação de um material geossintético, para melhorar o comportamento mecânico do solo ou de outros materiais de construção;

Separação: prevenção da mistura de dois materiais adjacentes de naturezas diferentes, solos ou material de aterro, pelo uso de um material geossintético;

Controle de erosão superficial: uso de um material geossintético para prevenir os movimentos do solo ou de outras partículas na superfície, por exemplo, de um talude;

Barreira: uso de um geossintético para prevenir ou limitar a migração de fluidos;

Alívio de tensões: <para restauração de revestimentos asfálticos> uso de um geossintético para retardar o desenvolvimento de trincas pela absorção das tensões que surgem no pavimento danificado (ABNT, 2018).

Além das principais funções, a referida norma técnica apresenta as classificações, siglas e definições dos principais materiais geossintéticos (Tabela 1).

Tabela 1 - Classificação dos materiais geossintéticos conforme NBR ISO 10318-1

Produto Geossintético	Sigla	Definição
Geotêxtil	GTX	Material têxtil plano, permeável, polimérico (sintético ou natural) utilizado em contato com o solo e/ou outros materiais em aplicações da engenharia geotécnica e civil.
Geotêxtil não tecido	GTX-NW	Geotêxtil feito de fibras, filamentos ou outros elementos direcional ou aleatoriamente orientados, interligados por processos mecânicos, térmicos ou químicos.
Geotêxtil tricotado	GTX-K	Geotêxtil produzido pelo entrelaçamento de um ou vários fios, filamentos ou outros elementos.
Geotêxtil tecido	GTX-W	Geotêxtil produzido pelo entrelaçamento, geralmente em ângulo reto, de dois ou vários conjuntos de fios, filamentos, laminetes ou outros elementos.
Produto correlato aos Geotêxteis	GTP	Material plano, permeável, polimérico (sintético ou natural) utilizado em contato com o solo e/ou outros materiais em aplicações da engenharia geotécnica e civil, o qual não está em conformidade com a definição de um geotêxtil..
Geogrelha	GGR	Estrutura polimérica plana, constituída por uma malha aberta e regular de elementos de tração completamente conectados, que podem unidos por extrusão, solda ou “ <i>interlooping</i> ” ou entrelaçamento, e cujas aberturas são maiores que os elementos constituintes
Georede	GNT	Geossintético constituído por conjuntos de elementos paralelos e completamente conectados a outros elementos similares a vários ângulos.
Geomanta	GMA	Estrutura tridimensional permeável, feita de monofilamentos poliméricos e/ou outros elementos (sintéticos ou naturais), interligados mecanicamente e/ou termicamente, e/ou quimicamente, e/ou outra forma.
Geocélula	GCE	Fibra tridimensional, permeável, polimérica (sintéticos ou naturais), ou estrutura celular semelhante, feita de ligadas de geossintéticos.
Geotira	GST	Material polimérico na forma de tira, com largura não superior a 200 mm, utilizado em contato com o solo ou outro material de construção em aplicações da engenharia geotécnica e civil.
Geoespaçador	GSP	Estrutura polimérica tridimensional com espaços de ar que se interconectam, utilizada em contato com o solo e/ou outros materiais em aplicações da engenharia geotécnica e civil
Barreira Geossintética	GBR	Material geossintéticos de baixa permeabilidade, utilizado em aplicações da engenharia geotécnica e civil, com a finalidade de reduzir ou prevenir a percolação de fluidos através da estrutura.
Barreira Geossintética polimérica (geomembrana)	GBR-P	Estrutura constituída de materiais geossintéticos, produzida industrialmente na forma de lamina, na qual a função barreira é essencialmente desempenhada por polímeros.
Barreira Geossintética argilosa (forro geossintético argiloso)	GBR-C	Estrutura constituída de materiais geossintéticos produzida industrialmente na forma de lamina, na qual a função barreira é essencialmente desempenhada pela argila.
Barreira Geossintética betuminosa (geomembrana betuminosa)	GBR-B	Estrutura constituída de materiais geossintéticos produzida industrialmente na forma de lamina, na qual a função barreira é essencialmente desempenhada pela betume.
Geocomposto	GCO	Material fabricado e montado usando pelo menos um produto geossintéticos entre os componentes.

Fonte: adaptado de ABNT (2018).

Bueno e Vilar (2015) correlacionam (Tabela 2), para um grupo de materiais geossintéticos, as diferentes funções que os mesmos podem desempenhar nas diversas aplicações de engenharia.

Tabela 2 - Correlação entre materiais geossintéticos e funções.

Geossintético	Função						
	Separação	Proteção	Filtração	Drenagem	Erosão	Reforço	Impermeabilização
Geotêxtil	X	X	X	X	X	X	X ^(*)
Geogrelha	X	-	-	-	-	X	-
Geomembrana	X	-	-	-	-	-	X
Georede	-	X	-	X	-	-	-
Geocompostos argilosos	-	-	-	-	-	-	X
Geocélula	-	X	-	-	X	X	-
Geotubo	-	-	-	X	-	-	-
Geofibras	-	-	-	-	-	X	-

(*) Quando impregnado com material asfáltico

Fonte: adaptado de Bueno e Vilar (2015).

Ao observar a Tabela 2 e as informações apresentadas referentes à NBR ISO 10318-1 (Tabela 1), nota-se que há pequenas variações, tanto em relação aos principais grupos de materiais geossintéticos como nas principais funções. Essas pequenas variações evidenciam que, conforme afirmam Aguiar e Vertematti (2015), devido ao constante desenvolvimento dos materiais geossintéticos, tem-se a contínua atuação da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) para a normalização dos mesmos.

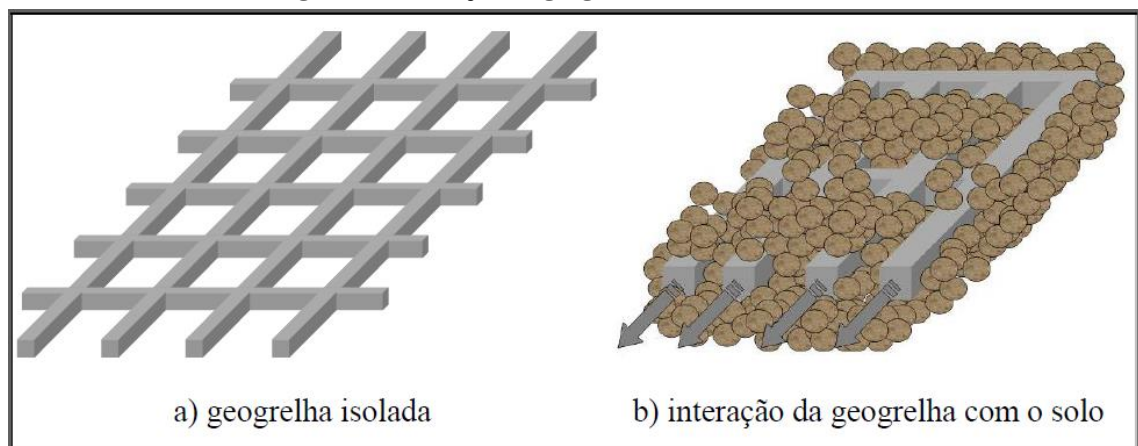
Visto que o objeto de estudo do presente trabalho corresponde aos muros de solo reforçado (MSR) com geossintéticos, será abordada, nesta revisão bibliográfica, apenas a função de reforço dos geossintéticos (item 2.3).

Para a função de reforço, os principais tipos de materiais geossintéticos utilizados são os geotêxteis e as geogrelhas (SIEIRA, 2003; EHRLICH e BECKER, 2009; GONÇALVES, 2016). Os geotêxteis são classificados, conforme seu processo de fabricação, como apresentado na Tabela 1, e são considerados o tipo de geossintético mais versátil, devido às várias funções que podem desempenhar (Tabela 2).

Benjamim (2006) menciona várias vantagens ao se utilizar os geotêxteis como reforço, como sua flexibilidade, facilidade para o manuseio, resistência a danos mecânicos, dissipação de poropressão e baixo custo, se comparados com outras soluções convencionais. No entanto, o autor destaca que a elevada deformabilidade é uma condicionante para sua utilização, visto que apresentam baixa rigidez quando comparados com outros elementos de reforços, por exemplo, as geogrelhas.

As geogrelhas são produtos planos constituídos por plásticos de elevadas resistência e aberturas. Constitui-se, assim, uma malha em forma de grelha, que dá origem ao nome do produto. As aberturas possibilitam a maior interação entre o elemento e o solo (Figura 2), o que justifica sua utilização ser basicamente exclusiva para a função de reforço. No entanto, em situações específicas, tem-se a possibilidade das geogrelhas serem usadas como elemento de separação, ainda que esta não seja sua função principal (ABRAMENTO, 1998).

Figura 2 - Interação de geogrelha e o solo envolvente.



Fonte: Benjamim (2006).

Com o reforço da massa de solo pela inserção de geogrelha, o conjunto passa a apresentar elevação do módulo de elasticidade e da resistência à tração, baixa suscetibilidade à fluência, durabilidade compatível com a vida útil da estrutura e elevada interação solo-reforço (TEIXEIRA, 2006). Fonseca (2012) destaca que a boa interação entre o solo e a geogrelha proporciona um conjunto menos deformável, devido à elevada resistência à tração do geossintético.

2.3 Solos reforçados com geossintéticos

Similar à consagrada associação entre o concreto e o aço ao formar o concreto armado, solos reforçados com geossintéticos também se caracterizam pela associação de dois materiais de diferentes comportamentos mecânicos: o solo, que apresenta resistência ao cisalhamento e à compressão, e os elementos de reforço geossintéticos, que apresentam resistências à tração. Desta forma, a associação entre os dois materiais acarreta um conjunto com melhores características mecânicas (PEDROSO, 2000; EHRLICH e BECKER, 2009; AVESANI NETO e PORTELINHA, 2016).

Elias, Christopher e Berg (2001) mencionam a tendência de substituição das estruturas de contenção convencionais de concreto armado ou ciclópico por estruturas de solo reforçado. Uma das características técnicas que justifica essa substituição é a tolerância a recalques da fundação nas estruturas de solo reforçado em relação às estruturas convencionais. Neste mesmo sentido, ressalta-se a crescente utilização de solos reforçados em fundações que apresentam solos moles, conforme mencionado por Guedes (2004). Becker (2006) comenta que, durante muitos anos, as estruturas convencionais configuraram soluções satisfatórias. No entanto, com a necessidade de estruturas de contenção mais altas e eventual fundação com baixa capacidade de suporte, as estruturas convencionais apresentam considerável elevação de seus custos.

Os MSR mostram-se como soluções econômicas, com tolerância a eventuais recalques na fundação, execução simples e consequente redução nos prazos das obras. Além de não necessitar de mão de obra especializada, possibilitam a construção de taludes verticais estáveis em solo e com bom acabamento estético, tendo em vista as diversas opções disponíveis de soluções para a face (ELIAS, CHRISTOPHER e BERG, 2001).

Ehrlich et al. (2015) sintetizam que a adoção dos materiais geossintéticos como reforço dos solos implica em uma redistribuição das tensões e deformações que possibilita soluções de contenções mais íngremes, ou até mesmo verticais, e, desta forma, aterros compactados com menor volume de material. Ao associar essa redução de volume com a possibilidade de se utilizar o próprio solo local, pode-se ter uma expressiva redução de custos na comparação da solução de estruturas de contenção em solo reforçado com as convencionais. Estes autores relatam que a estrutura em solo reforçado é basicamente flexível, com acabamento estético satisfatório e economicamente viável. Além disso, listam algumas das várias vantagens executivas quando se utilizam os geossintéticos como elementos de reforço, a saber:

- Menor impacto ambiental;
- Possibilidade de escolha do acabamento da face;
- Possibilidade de execução em locais de difícil acesso;
- Possibilidade de usar equipamentos simples e mão de obra não qualificada;
- Período construtivo reduzido.

Segundo Pedroso (2000), nos solos reforçados com geossintéticos, dois aspectos básicos devem ser satisfeitos para um adequado funcionamento da estrutura, ambos relacionados aos deslocamentos do maciço reforçado. O primeiro, é que ocorra a mobilização da resistência à tração do elemento de reforço e da resistência ao cisalhamento do solo, ou seja, que haja deformações condizentes do maciço para a mobilização das resistências. Já o segundo, é que as

deformações do maciço não ultrapassem os valores aceitáveis e impliquem em inutilização da estrutura. Neste sentido, o autor alerta que, quando da utilização de elementos de reforço de elevada rigidez, como as geogrelhas, na maioria dos casos, têm-se deformações aceitáveis. Já para elementos de menor rigidez, como os geotêxteis, pode-se necessitar de elevada deformação para mobilização da resistência à tração do elemento. Essa elevada deformação pode inviabilizar a utilização do MSR com geossintéticos.

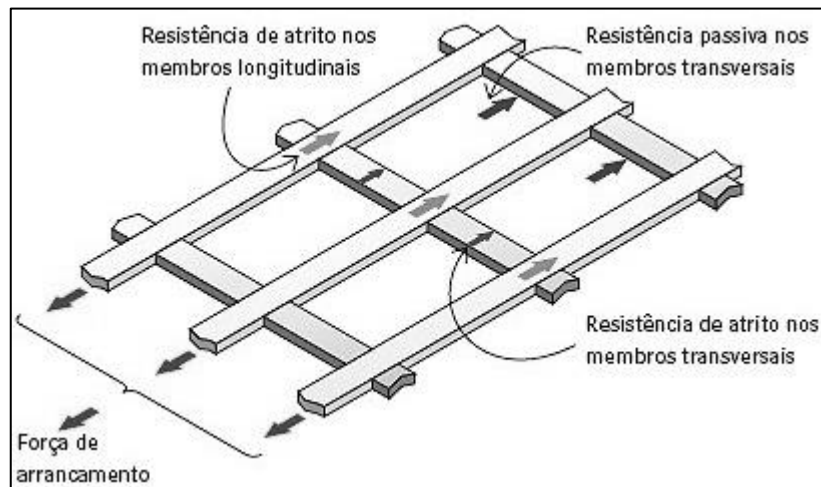
2.4 Interação solo-reforço

Conforme apresentado por Mitchell e Villet (1987), a transferência de tensões entre o solo e o elemento de reforço, que apresenta altas resistência e rigidez à tração, acontece, basicamente, por dois mecanismos: atrito e resistência passiva do solo. Os autores destacam que muitos sistemas apresentam ambos os mecanismos e que estes atuam de forma independente. A atuação conjunta determina a capacidade máxima da interação por comprimento do elemento de reforço, ou seja, a resistência ao arrancamento.

Loiola (2001) relata que a proporção na resistência ao arrancamento de cada um dos mecanismos está condicionada a vários fatores, como o tipo de reforço e suas propriedades relativas ao polímero-base, as características da interface de contato solo-reforço, a geometria, as propriedades do solo, o nível de tensão atuante e o método construtivo.

A transferência de tensões por atrito acontece de acordo com a interface entre o solo e o reforço e a tensão normal atuante. Já a resistência passiva acontece quando o elemento de reforço apresenta superfícies normais à direção da força resistente e tende a comprimir o solo. No caso dos geotêxteis, devido à sua geometria, tem-se, basicamente, a mobilização da resistência por atrito. Já nas geogrelhas, que apresentam vazios que são ocupados pelo solo, ambos os mecanismos de resistência são mobilizados, como se observa na Figura 3 (PEDROSO, 2000).

Figura 3 - Mecanismos de interação solo-geogrelha.

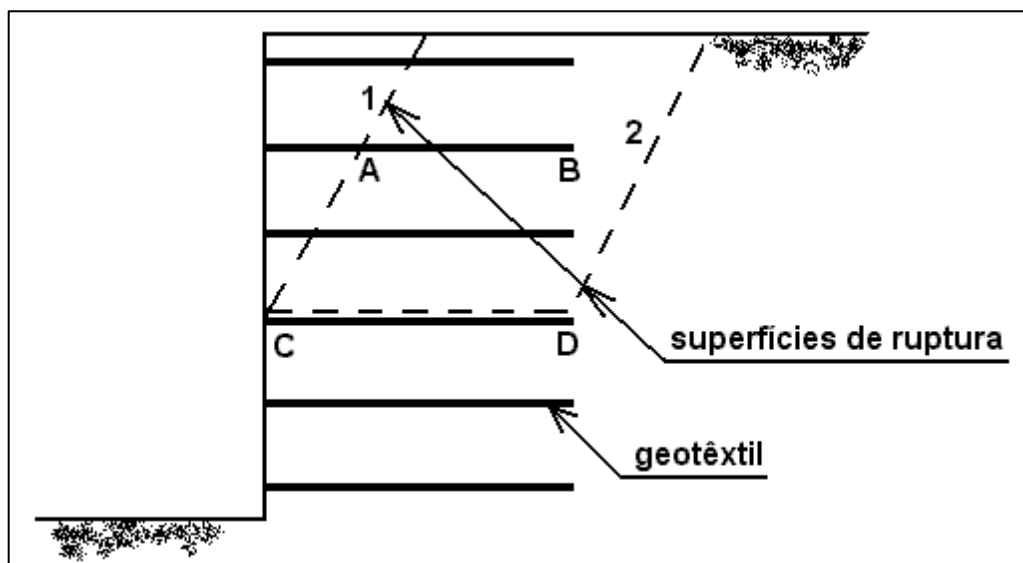


Fonte: adaptado de Wilson-Fahmy e Koerner (1993).

Milligan e Palmeira (1987) sugerem três mecanismos possíveis de ruptura interna em solos reforçados (Figura 4), a saber:

- 1 Superfície potencial de ruptura (1) intercepta e eventualmente rompe o elemento de reforço no ponto A;
- 2 Caso não ocorra o rompimento no ponto A, pode acontecer o arrancamento do elemento engastado no trecho AB;
- 3 Ruptura por cisalhamento na interface entre o solo e o reforço ao longo do trecho CD, conforme a superfície potencial 2.

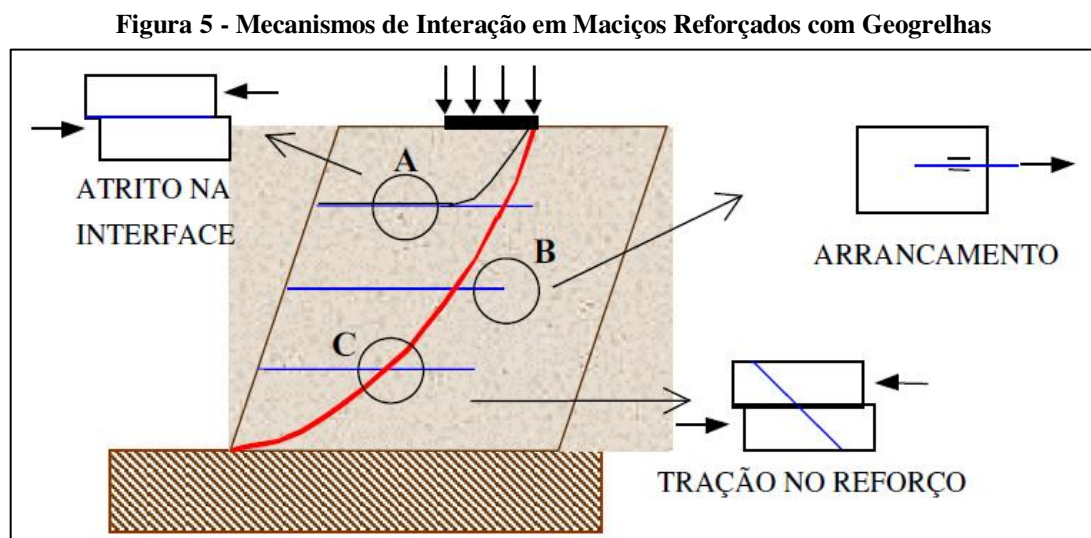
Figura 4 - Mecanismos de ruptura em uma estrutura de solo reforçado.



Fonte: Miligan e Palmeira (1987).

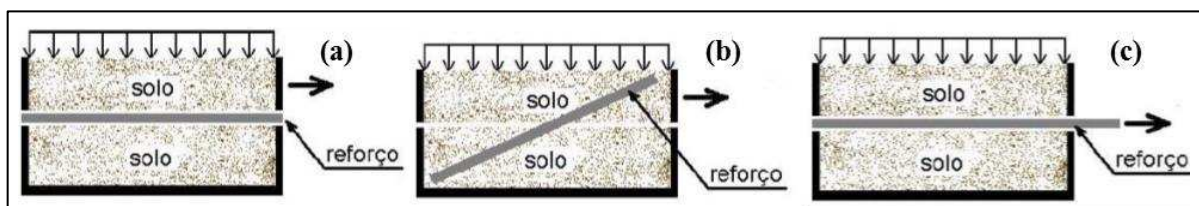
Mitchell e Villet (1987) apresentam modelos para estimativa analítica dos mecanismos de transferência de tensões. No entanto, ressaltam a dificuldade para obtenção de parâmetros e para a estimativa da resistência ao arrancamento, devido à existência de variações na mobilização da resistência ao longo do elemento e variações nas tensões atuantes, além do efeito da dilatância, que também é variável com a profundidade.

Para solos reforçados com geogrelhas, basicamente, dois ensaios são realizados para a avaliação da interação solo-geogrelha: cisalhamento da interface e arrancamento (BECKER, 2006). Conforme Miligan e Palmeira (1987), a opção pelo tipo de ensaio deve ser condizente com as condições de contorno e o mecanismo de ruptura a se avaliar (Figura 5). Para a região identificada como A, ensaios de cisalhamento direto (Figura 6a) simulam de forma adequada o mecanismo de interação. Já os ensaios de arrancamento (Figura 6c) simulam convenientemente a região B, e os de cisalhamento direto com reforço modificado, no qual tem-se o reforço inclinado (Figura 6b), simulam a região C.



Fonte: Sieira (2003).

Figura 6 - Ensaios de resistência em sistemas solo-reforço: a) cisalhamento direto, b) cisalhamento direto com reforço inclinado e c) arrancamento do reforço.



Fonte: Becker(2006).

2.5 O efeito da rigidez do reforço

2.5.1 Considerações iniciais

A interação entre solo e reforço se caracteriza pela transferência de tensões entre os elementos e pela restrição de deformações laterais do conjunto (DANTAS, 2004). Quanto mais rígidos são os elementos de reforço, menores são as deformações de uma massa de solo reforçado (BENJAMIM, 2006). Ao seguir uma abordagem proposta por Jones (1985), Dantas (2004) apresenta a Figura 7, na qual se considera que um elemento de solo reforçado é submetido a uma tensão vertical conhecida (σ_v) e que a tensão horizontal (σ_h) é o parâmetro a ser determinado. Para duas situações distintas referentes ao deslocamento lateral do elemento, sabe-se a tensão horizontal a partir da Mecânica dos solos clássica:

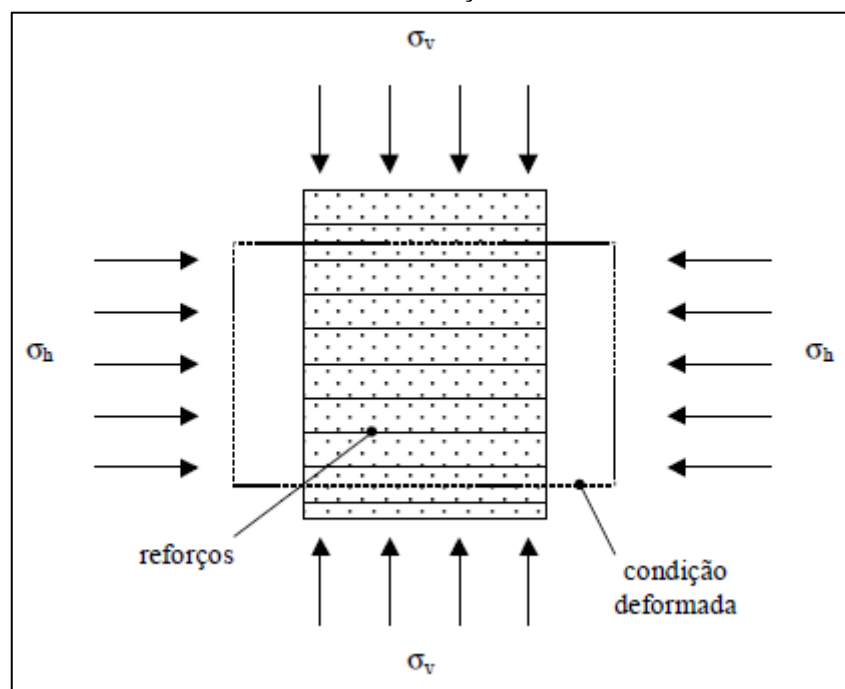
- a) quando o deslocamento horizontal é nulo, tem-se o estado de repouso. Assim,

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v, \text{ em que } K_0 \text{ é o coeficiente de empuxo no repouso;}$$

- b) quando o deslocamento corresponde à iminência de ruptura, tem-se o estado ativo.

$$\text{Assim, } \sigma'_h = K_a \cdot \sigma'_v, \text{ em que } K_a \text{ é o coeficiente de empuxo ativo.}$$

Figura 7 - Ilustração esquemática sobre o estado de tensões e deformações em um elemento hipotético de solo reforçado



Fonte: Dantas (2004).

Ao considerar as duas situações apresentadas, tem-se que, para solos reforçados com elementos perfeitamente rígidos (ou inextensíveis), a restrição de deformações tende à ocorrência da tensão horizontal de repouso. Já na hipótese do solo reforçado com elementos perfeitamente flexíveis (ou extensíveis), a liberdade de deformação lateral leva à estabilização na tensão horizontal no estado ativo. Desta forma, os reforços mais rígidos acarretam em tensões horizontais mais próximas à condição de repouso e os mais flexíveis mais próximas ao estado ativo. No entanto, ressalta-se que se tem o efeito de outros fatores no estado de tensões e deformações, com destaque para o efeito da compactação e a rigidez da face (OLIVEIRA, 2006).

2.5.2 Rigidez relativa solo-reforço

A rigidez relativa entre o solo e o reforço é considerada a partir da hipótese de que se tem perfeita interação entre os dois elementos, ou seja, não ocorre deslizamento na interface solo-reforço, ou ainda que ambos os elementos apresentam a mesma deformação. Segundo Jewel (1980) e Dyer e Milligan (1984), é aceitável esta consideração sob condições de trabalho. O equilíbrio de deformações entre o solo e o reforço é condicionado pela relação entre as rigidezes dos dois elementos, definida por Ehrlich e Mitchell (1994) como índice de rigidez relativa (S_i), dado por:

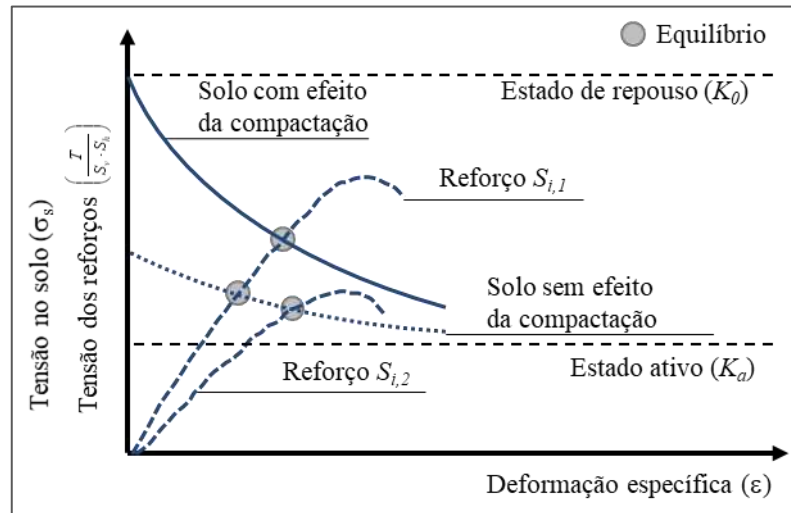
$$S_i = \frac{J_r}{K \cdot P_a \cdot S_v \cdot S_h} \quad (1)$$

em que J_r é a rigidez à tração do reforço, K é um parâmetro adimensional do módulo tangente inicial do modelo hiperbólico (DUNCAN et al., 1980), P_a é a pressão atmosférica, S_v e S_h são os espaçamentos, respectivamente, vertical e horizontal dos reforços.

Para o caso de elemento de reforço de material geossintético, a rigidez à tração (J_r) é obtida a partir do ensaio de tração em faixa larga, conforme a norma NBR ISO 10319 (ABNT, 2013).

Ehrlich et al. (2015) apresentam (Figura 8) o mecanismo de mobilização de tensões e deformações em dois tipos de solos e dois tipos de reforços de diferentes rigidezes ($S_{i,1} > S_{i,2}$) e o solo com e sem o efeito da compactação. Para o reforço mais rígido ($S_{i,1}$), têm-se as situações de equilíbrio para ambas as condições do solo (com e sem a compactação). Porém, para o reforço de menor rigidez ($S_{i,2}$), não há equilíbrio na condição do solo compactado, o que implica na possibilidade de ruptura do elemento de reforço durante o processo construtivo.

Figura 8 – Tensões mobilizadas em maciços reforçados com diferentes valores de S_i .



Fonte: Ehrlich et al. (2015).

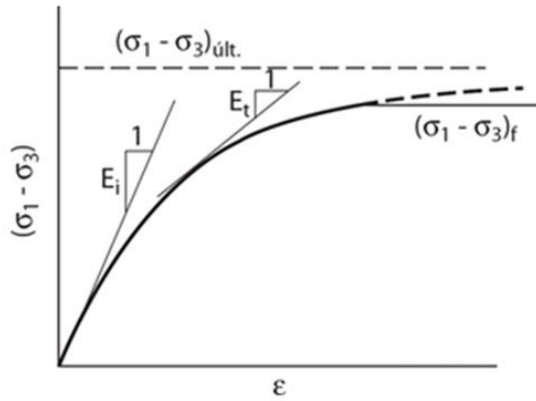
Os autores destacam que ambos os pontos de equilíbrio apresentados na Figura 8, para ambos os reforços, correspondem a estados de tensões superiores ao estado ativo. Desta forma, não é suficiente que os elementos de reforço sejam dimensionados para suportar esforços correspondentes à condição ativa. Nota-se a necessidade de compatibilização das deformações do solo e do reforço necessárias para a mobilização das tensões.

2.6 O comportamento dos solos

A relação real entre tensão e deformação dos solos é complexa, dependente de vários fatores e envolve a coexistência de deformações elásticas e plásticas. Têm-se vários modelos constitutivos que objetivam estabelecer esta relação de forma mais adequada à realidade, com a consideração do maior número possível dos fatores condicionantes (GUIMARÃES, BURNIER e AZEVEDO, 2006; CÂNDIDO, 2016). Dentre esses modelos, destaca-se o apresentado por Duncan et al. (1980), que considera o solo com comportamento não linear, não elástico e variável de acordo com o nível de tensão, e adota uma relação tensão-deformação hiperbólica para uso em análises incrementais de carregamento.

O solo é considerado linear elástico, com parâmetros de deformabilidade constantes, em cada incremento. Desta forma, a alteração desses parâmetros para cada incremento de carregamento e a divisão em um número suficiente de incrementos implicam no comportamento hiperbólico entre tensão e deformação (Figura 9), que pode ser expressa pela equação a seguir.

Figura 9 - Representação hiperbólica de uma curva tensão-deformação



Fonte: Duncan et al. (1980).

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad (2)$$

em que $(\sigma_1 - \sigma_3)$ é a tensão desviadora; $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ é a tensão desviadora última do solo, dada pela assíntota da hipérbole ; e E_i é o módulo tangente inicial.

Duncan et al. (1980) apresentam a expressão, sugerida por Janbu (1963), para estimativa do módulo tangente inicial (E_i), em função da tensão confinante (σ_3), e a expressão da razão de ruptura (R_f), que correlaciona a tensão desviadora última e a de ruptura, $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$:

$$E_i = K \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (3)$$

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (4)$$

em que K e n são parâmetros adimensionais do modelo hiperbólico, variáveis para cada solo, e P_a é a pressão atmosférica.

A tensão desviadora de ruptura pode ser definida pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb como:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \phi + 2 \cdot \sigma_3 \cdot \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (5)$$

em que c e ϕ correspondem, respectivamente, ao intercepto de coesão e ao ângulo de atrito do solo.

O modelo proposto pelos autores considera ainda um módulo tangente inicial diferente para as situações de descarregamento e recarregamento, expresso pela equação a seguir:

$$E_{ur} = K_{ur} \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (6)$$

em que E_{ur} é o módulo tangente de descarregamento e recarregamento, e K_{ur} é o parâmetro adimensional do modelo hiperbólico para situação de descarregamento e recarregamento.

O *software* de elementos finitos PLAXIS 2D apresenta o modelo constitutivo *Hardening Soil* (HS), baseado no modelo hiperbólico de Duncan et al. (1980). O modelo difere do modelo hiperbólico por utilizar a teoria da plastificação e não a da elasticidade, além de considerar o efeito da dilatância do solo e introduzir uma função de plastificação. No modelo, a superfície de plastificação não se encontra fixa no espaço de tensões, mas expande em função das deformações plásticas (BRINKGREVE e VERMEER, 2002).

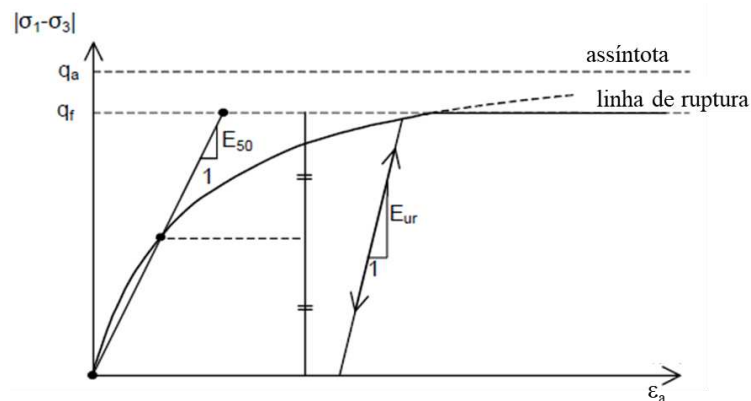
O modelo HS utiliza a rigidez correspondente a 50% da tensão de ruptura (E_{50}) para a correlação com a tensão confinante, dada pela Equação (7).

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos \phi - \sigma'_3 \cdot \sin \phi}{c \cdot \cos \phi + p^{ref} \cdot \sin \phi} \right)^m \quad (7)$$

em que E_{50}^{ref} é o módulo de rigidez de referência correspondente à tensão confinante de referência (p^{ref}), e m é o módulo exponencial que controla a variação da rigidez com a tensão confinante.

A Figura 10 apresenta a curva tensão-deformação do modelo HS, similar à apresentada pelo modelo hiperbólico de Duncan et al. (1980).

Figura 10 - Relação hiperbólica tensão-deformação para o modelo HS.



Fonte: Brinkgreve e Vermeer (2002).

No modelo HS, as tensões desviadoras de ruptura (q_f) e última (q_a), apresentadas na Figura 10, são dadas por:

$$q_f = (c \cdot \cot \phi - \sigma'_3) \cdot \frac{2 \cdot \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (8)$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (9)$$

Assim como no modelo hiperbólico, para as situações de descarregamento e recarregamento, o modelo HS apresenta comportamento linear, dado por:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos \phi - \sigma'_3 \cdot \sin \phi}{c \cdot \cos \phi + p^{ref} \cdot \sin \phi} \right)^m \quad (10)$$

em que E_{ur}^{ref} é o modulo de rigidez de referência, para o descarregamento e recarregamento, correspondente à tensão confinante de referência (p^{ref}).

2.7 O efeito da face

Em geral, nas estruturas de solo reforçado, não se considera função estrutural para a face. Este elemento é considerado para evitar instabilidades localizadas ou erosões superficiais, proteger a estrutura de vandalismo, além de possibilitar melhor efeito estético. No entanto, a rigidez da face mostra-se um fator influenciador do equilíbrio interno (DANTAS e EHRLICH, 2001).

Em análises numéricas paramétricas, Loiola (2001) concluiu que o emprego de faces mais rígidas reduz as magnitudes de tração nos reforços e dos deslocamentos horizontais da face. Estes comportamentos foram observados nas análises em que se utilizaram diferentes rigidezes para os reforços, e tanto ao considerar como ao desconsiderar a aplicação de tensões devido a processo de compactação. Barboza Júnior (2003) e Ehrlich e Mirmoradi (2013), a partir de modelos físicos, constataram que o aumento da rigidez da face, combinado com a restrição de movimentações da base de muros, acarreta redução das trações nos reforços.

A partir de estudos numéricos, Almeida (2014) analisou a influência da rigidez e do peso específico da face no equilíbrio interno de estruturas de solo reforçado. O autor também conclui que, ao aumentar a rigidez da face, têm-se reduções significativas das tensões de tração mobilizadas nos elementos de reforço, reduções dos deslocamentos da face e aumento da absorção das tensões pela face, o que justifica a redução das mesmas nos reforços. Além disso,

Almeida (2014) também concluiu que o peso específico da face não influencia de forma significativa no equilíbrio interno das estruturas de solo reforçado. Em estruturas com face rígida, ao se considerar a aplicação de carregamentos referentes à compactação, tem-se elevado acréscimo de tensão nos contatos face-reforço (LOIOLA, 2001; BARBOZA JÚNIOR, 2003; GUEDES, 2004).

2.8 O efeito da compactação

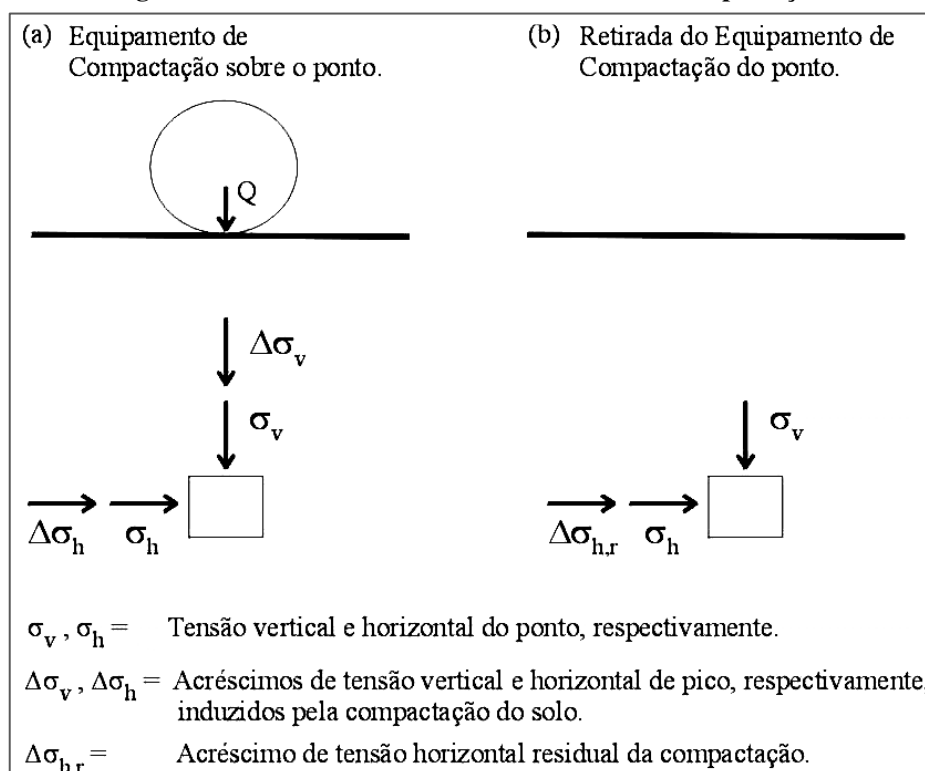
2.8.1 Considerações iniciais

Iturri (1996) menciona que Terzaghi (1934), ao repetir ensaios realizados por Darwin (1883), constatou que o efeito da compactação afeta de forma significativa as tensões horizontais no solo. Ingold (1979) ressalta que solos compactados apresentam tensões residuais bem superiores às previstas pelos métodos clássicos de Coulomb e Rankine.

Duncan e Seed (1986) relatam que os efeitos da compactação podem ser representados por ciclos de carregamento e descarregamento que acarretam tensões horizontais residuais no solo. Os autores destacam que, de acordo com a energia de compactação, as tensões residuais horizontais podem ser muito maiores que as originárias apenas da tensão vertical geostática. Conforme Ehrlich e Mitchell (1994), a compactação não se limita à redução dos índices de vazios do solo, implicando em um efeito similar ao de sobreadensamento, com aumento das tensões horizontais, como um pré tensionamento da camada compactada.

Dantas (2004) afirma que, ao se considerar o uso de compactação pesada, a tensão residual pode atingir valores superiores à condição de repouso (K_0), e até mesmo atingir valores próximos da condição passiva (K_p). O autor apresenta a Figura 11 para ilustrar o efeito da compactação, na qual se verifica que a tensão vertical induzida pela compactação retorna para a condição inicial com a retirada do equipamento de compactação e, na direção horizontal, a tensão é aumentada por uma tensão residual.

Figura 11- Acréscimo de tensões no solo devido à compactação.



Fonte: Dantas (2004).

Nos MSR, a compactação tem influência relevante na mobilização das tensões nos elementos de reforço. Maiores tensões induzidas pela compactação acarretam maiores tensões máximas nos reforços. A compactação promove deformações no período construtivo e reduções das deformações nos períodos pós construção, até que a tensão induzida pela compactação seja superada. Estas afirmações são relatadas por diversos autores, sejam em trabalhos que envolvam análises numéricas ou a partir de dados de estruturas instrumentadas (EHRlich e MITCHELL, 1994; SARAMAGO, 2002; BARBOZA JÚNIOR, 2003; DANTAS, 2004; EHRlich e BECKER, 2009; EHRlich, MIRMORADI e SARAMAGO, 2012; MIRMORADI, 2015).

2.8.2 Influência da compactação próxima à face

Uma faixa de solo próxima à face compactada com menor energia e, consequentemente, menor grau de compactação torna-se uma região em que o aterro é mais compressível, tendo-se redução do empuxo lateral e dos deslocamentos horizontais da face devido ao efeito da compactação (KARPURAPU e BATHURST, 1992; MARQUES, 1994).

Em modelos físicos de MSR com face composta por blocos de concreto (face rígida), Barbosa Júnior (2003) identificou que a utilização de compactação mais leve nos primeiros 0,50 m atrás da face acarretou redução média de 10% das trações máximas nos reforços em relação ao muro em que se aplicou a compactação pesada em toda a extensão do aterro. O autor relata que a compactação aplicada junto à face rígida implica em aumento de cargas nos reforços nos contatos entre a face e o aterro.

Além disso, ao não compactar a região próxima à face, foram obtidas cargas nulas nesses contatos. A não compactação próxima à face gerou uma camada mais compressível que reduziu os deslocamentos horizontais da face devido ao processo construtivo. No entanto, após a construção e aplicação de sobrecargas, nos muros não compactados próximo à face ocorreram maiores mobilizações de esforços de tração nos reforços.

Após a validação de um modelo numérico a partir de dados de instrumentação de um MSR com face envelopada construído em escala real, Hatami, Witthoeft e Jenkins (2008) desenvolveram uma série de análises paramétricas para avaliar a influência da compactação inadequada próxima à face. Os resultados obtidos pelos autores mostram que uma faixa de 1 m próxima à face com menor grau de compactação pode aumentar os deslocamentos horizontais da face e as tensões nos reforços nesta região. Os autores destacam que a influência da compactação inadequada próxima à face é mais significativa nos modelos em que foram considerados maiores ângulos de atrito para o solo de aterro e utilização de reforços pouco rígidos.

O efeito da compactação próxima à face, composta por blocos, de MSR foi analisado experimentalmente por Mirmoradi e Ehrlich (2018a). Os autores utilizaram, em três MSR similares, condições distintas de compactação, a saber: a) Muro 1 compactado apenas com compactação leve; b) Muro 2 compactado com compactação leve nos primeiros 0,50 m próximos à face e compactação pesada no restante do aterro e; c) Muro 3 compactado apenas com compactação pesada.

Os autores concluem que as condições de compactação influenciam nas cargas mobilizadas nos reforços, com identificação de aumento dessas cargas com o aumento da energia de compactação nos muros. A compactação acarretou coeficientes de empuxo lateral superiores ao da condição de repouso (K_0) nos 3 muros, com maior valor para o Muro 3, que recebeu apenas a compactação pesada, e menor valor para o Muro 1, que recebeu apenas a compactação leve.

Para os Muros 1 e 3, nos quais não há diferenciação da compactação próxima à face e o restante do aterro, ou seja, em ambos as camadas de solo foram compactadas integralmente com uma única energia de compactação (compactação leve para o Muro 1 e pesada para o Muro 3), os

resultados obtidos indicam que, ao aumentar a energia de compactação, tem-se aumento dos deslocamentos horizontais devido ao processo construtivo e, por proporcionar um solo compactado mais rígido, redução dos deslocamentos horizontais após a aplicação de sobrecargas. No entanto, para o Muro 2, em que houve a compactação leve apenas nos primeiros 0,50 m próximos à face, os deslocamentos horizontais pós-construtivos foram maiores que os do Muro 1.

Este comportamento, inesperado pelos autores, é explicado pelo processo construtivo do Muro 2. Uma vez que, primeiramente, as camadas foram submetidas integralmente à compactação leve e, posteriormente, aplicou-se a compactação pesada a partir de um afastamento de 0,50 m da face, o entendimento é que a vibração devido à compactação pesada promoveu um aumento do índice de vazios no trecho próximo à face. Com este comportamento inesperado, os autores destacam a importância de se analisar as condições de compactação próxima à face.

Mirmoradi e Ehrlich (2018b), ao apresentarem um novo procedimento para modelagem numérica da compactação, como será apresentado a seguir, realizaram análises numéricas de MSR com geossintéticos com duas condições para a compactação próxima à face: Condição A, na qual se utiliza redução da energia de compactação (tensão vertical induzida pela compactação de 8 kPa) nos primeiros 0,50 m próximos à face, e; Condição B, não na qual se utiliza uma única energia de compactação em toda a extensão do aterro, com tensão vertical induzida pela compactação de 55 kPa. Dentre os resultados obtidos pelos autores, destacam-se: a) a Condição B resulta em maiores tensões nos reforços; b) na Condição B, a máxima tensão nos reforços ocorre no contato com a face de blocos; c) a Condição A implicou em resultados mais próximos aos medidos em campo.

2.8.3 Modelagem da compactação

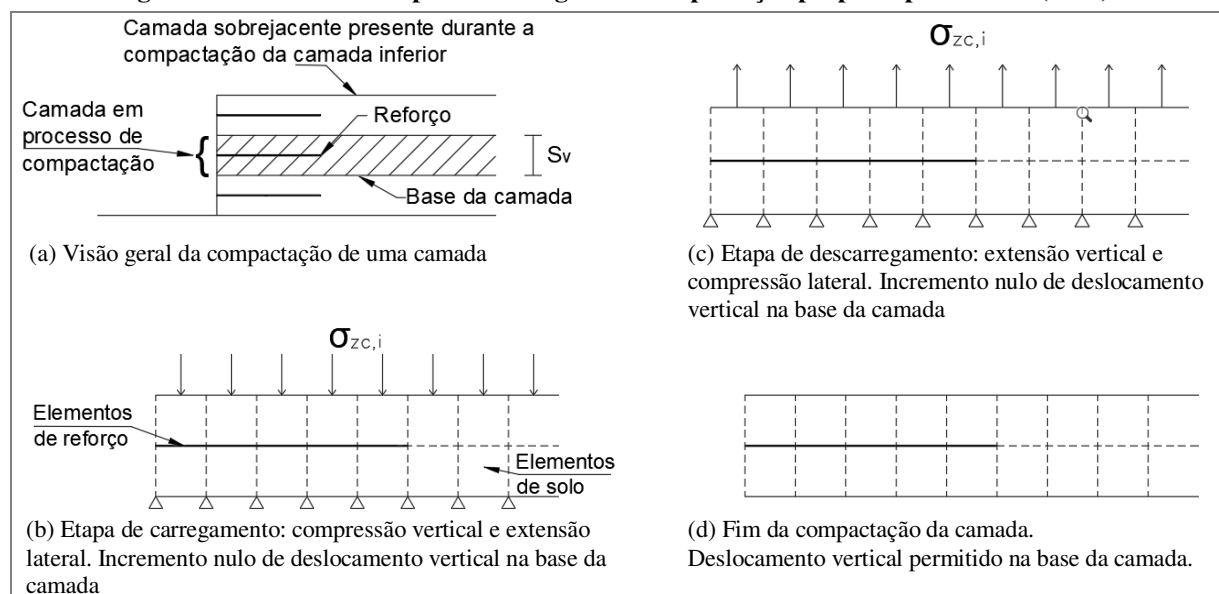
Nas últimas décadas, diversos trabalhos apresentam análises numéricas de MSR em termos de tensões e deformações, sejam por método de diferenças finitas (MDF) ou de elementos finitos (MEF). No entanto, raramente o efeito da compactação é considerado (MIRMORADI e EHRLICH, 2014). Quando se considera o efeito da compactação em análises numéricas, usualmente a modelagem é realizada pela aplicação de tensão vertical uniformemente distribuída no topo de cada camada do solo reforçado, com magnitude correspondente à tensão vertical induzida pelo equipamento de compactação. A modelagem da compactação por este procedimento em análises numéricas, dentre outros autores, foi realizada por Hatami e Bathurst

(2005), Guler, Hamderi e Demirkan (2007), Hatami, Witthoeft e Jenkins (2008), Simone, Portelinha e Futai (2015) e Gonçalves (2016).

Visto que a operação de compactação ocorre em camadas pouco espessas de solo, geralmente em torno de 0,15 m a 0,30 m, tem-se uma distribuição de tensões devida à compactação praticamente uniforme em cada camada. A compactação das camadas superiores resulta em variações de tensões inferiores às ocorridas durante a compactação da camada inferior, ou seja, a compactação das camadas superiores não gera carregamento primário nas inferiores já compactadas (DANTAS, 2004). Saramago (2002) constata experimentalmente que o lançamento e a compactação das camadas superiores pouco impactam nas movimentações e tensões das camadas inferiores, até que a tensão geostática supere as tensões verticais induzidas pela compactação.

Dantas (2004) propõe um procedimento para a modelagem da compactação, de forma que o lançamento e a compactação das camadas sobrejacentes não causem alterações de tensões e deformações nas camadas inferiores. Para isso, o procedimento proposto utiliza condições de contorno de deslocamentos nulos na base da camada durante a aplicação da tensão vertical induzida pela compactação, etapa correspondente à circulação do equipamento, e aplicação da tensão vertical induzida pela compactação em sentido contrário, etapa correspondente à retirada do equipamento de compactação. Após estas etapas, as condições de contorno de deslocamentos nulos e tensões são retiradas, onde se têm a redistribuição das tensões e as correspondentes deformações. O procedimento proposto por Dantas (2004) é ilustrado na Figura 12.

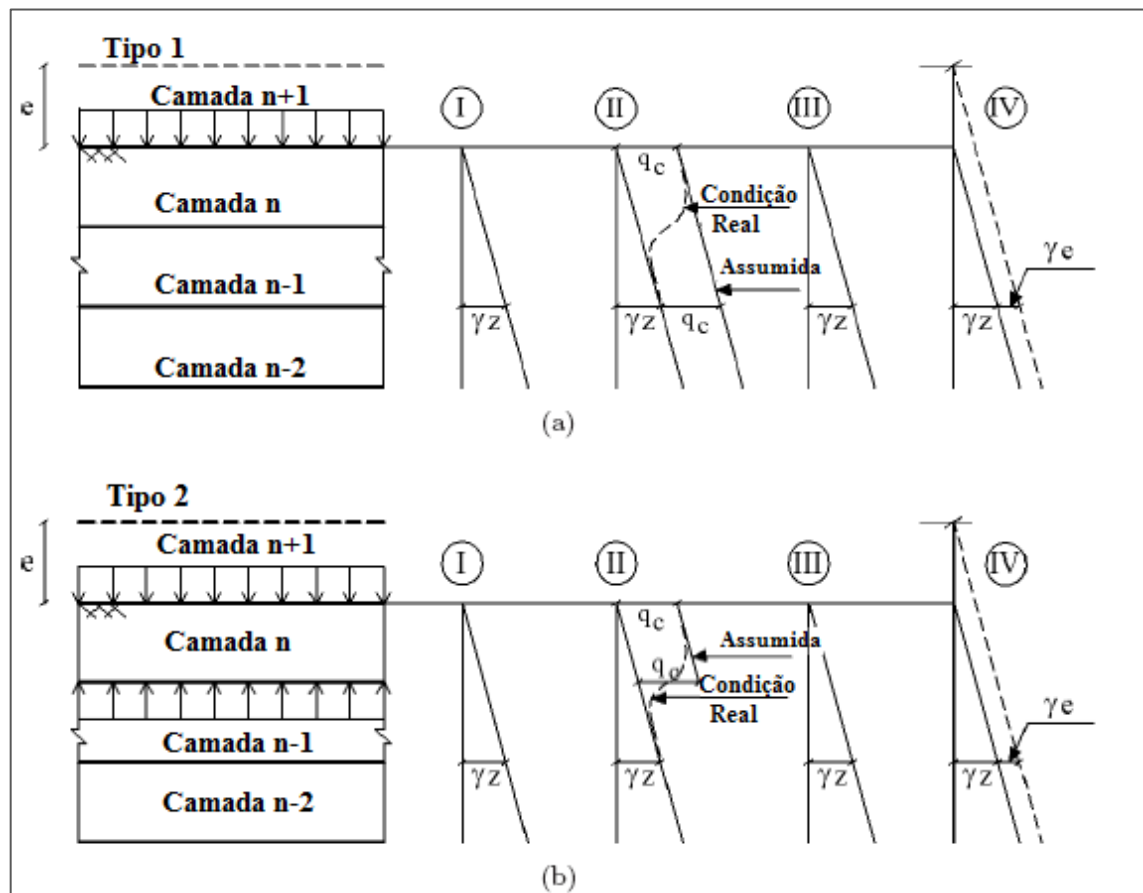
Figura 12 - Procedimento para modelagem da compactação proposto por Dantas (2004).



Fonte: adaptado de Dantas (2004).

Mirmoradi e Ehrlich (2014) apresentam um procedimento para simular as tensões induzidas pela compactação em análises numéricas baseado no procedimento proposto por Dantas (2004). Os autores sugerem a aplicação do carregamento correspondente à tensão vertical induzida pela compactação no topo e na base de cada camada, em sentidos contrários, conforme ilustrado na Figura 13, o procedimento denominado de Tipo 2. Na Figura 13, são apresentadas esquematicamente as variações da tensão vertical durante as etapas da compactação: I) lançamento da camada; II) operação do equipamento de compactação; III) retirada do equipamento de compactação; e IV) lançamento da camada seguinte.

Figura 13 - Procedimentos para modelagem numérica da compactação.



Fonte: Mirmoradi e Ehrlich (2014).

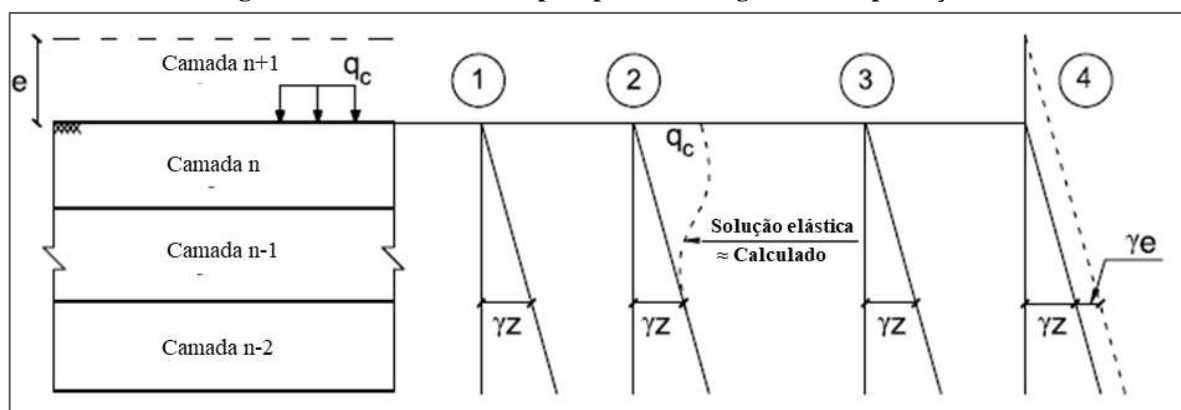
Ao se analisar a etapa de operação do equipamento de compactação, nota-se que o procedimento Tipo 1 implica em acréscimo de tensão vertical superior à solução elástica para carregamentos distribuídos. Desta forma, Mirmoradi e Ehrlich (2014) afirmam que o procedimento Tipo 1 pode não representar adequadamente as condições de campo. Foram realizadas comparações entre se utilizar este novo procedimento e o usualmente utilizado com aplicação do carregamento apenas no topo de cada camada (Tipo 1 na Figura 13).

O procedimento Tipo 2 foi validado a partir de dados de instrumentação de um muro construído em escala real, reportados do trabalho de Barboza Júnior (2003). Posteriormente, foram realizados estudos paramétricos a fim de avaliar a influência das tensões induzidas pela compactação. Mirmoradi e Ehrlich (2014) constatam que o procedimento proposto (Tipo 2) representa de forma adequada os efeitos devidos à compactação do modelo físico reportado da literatura. Constatou-se ainda que o procedimento Tipo 1 superestimou os efeitos da compactação, e, a partir das análises paramétricas, os autores afirmam que a discrepância dos resultados aumenta com a profundidade e com o esforço devido à compactação.

Mirmoradi e Ehrlich (2018b) apresentaram um novo procedimento para modelagem da compactação. Os autores o denominaram de Tipo 3 e realizaram comparações com os procedimentos Tipo 1 e 2 apresentados no trabalho de Mirmoradi e Ehrlich (2014). O procedimento Tipo 3 consiste na aplicação de uma faixa da tensão vertical induzida pela compactação, de forma que sua utilização corresponda ao mesmo acréscimo de tensão vertical obtido pela solução elástica, como ilustra a Figura 14.

Conforme destacam os autores, a depender da largura da faixa de carregamento utilizado, o mesmo acréscimo da tensão vertical pode ocorrer em todas as camadas. Além disso, essa largura deve ser condizente com o equipamento utilizado e o contato com o solo durante a operação de compactação. Se adotada uma largura representativa das condições de campo, o procedimento pode simular corretamente a tensão induzida pela compactação.

Figura 14 - Procedimento Tipo 3 para modelagem da compactação.



Fonte: adaptado de Mirmoradi e Ehrlich (2018b).

Após realizar comparações entre análises numéricas e dados obtidos da literatura de MSR instrumentados, Mirmoradi e Ehrlich (2018b) destacam que: a) o procedimento Tipo 1 resultou em tensões mobilizadas nos reforços e no contato com a face significativamente superiores às

medidas em campo; b) quando se utilizou o procedimento Tipo 2, em geral, obteve-se boa concordância entre os valores medidos em campo e numericamente; c) o procedimento Tipo 3 é dependente da largura da faixa de carregamento utilizada, e, ao utilizar menores larguras para a faixa de carregamento (por exemplo, 0,125 m e 0,250 m), os resultados aproximaram-se dos dados de campo. Diante dos resultados obtidos, os autores concluem que, do ponto de vista prático, sugere-se a utilização do procedimento Tipo 2, devido à aproximação com os melhores resultados obtidos com o procedimento Tipo 3 e ao fato que este último requer um tempo de processamento elevado.

2.9 Dimensionamentos de MSR

2.9.1 Considerações iniciais

Divide-se o dimensionamento dos MSR em duas etapas: a análise de estabilidade externa e a análise de estabilidade interna da estrutura (ANDRADE, 1999; BENJAMIM, 2006; VASCONCELOS, 2010; EHRLICH et al., 2015). Os dimensionamentos englobam escolhas de dimensões, materiais e verificações dos fatores de segurança (MORATORI, 2015).

2.9.2 Estabilidade externa

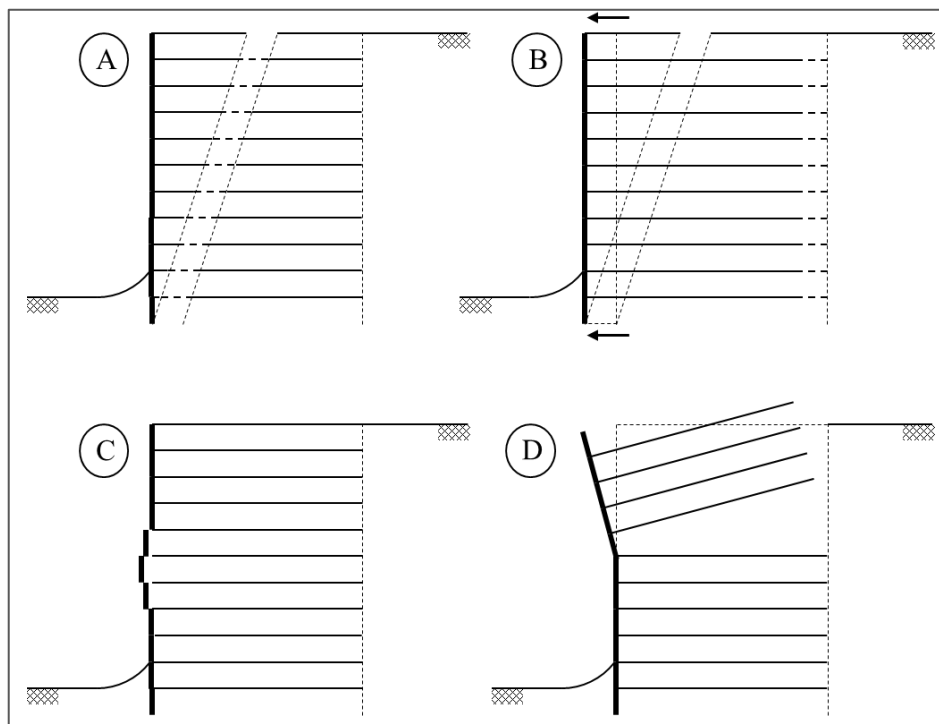
Assim como outras soluções em estruturas de contenção, as estruturas de solo reforçado devem ser verificadas quanto à estabilidade externa. O material reforçado funciona como um muro de gravidade que estabiliza a região não reforçada. Desta forma, o solo reforçado submetido ao empuxo da região não reforçada deve ser verificado quanto à ocorrência de quatro mecanismos clássicos de instabilidade externa: a) deslizamento; b) tombamento; c) capacidade de suporte da fundação e d) ruptura global (EHRLICH et al., 2015).

No presente trabalho, não são abordadas, de forma mais detalhada, as análises quanto à estabilidade externa. Estas podem ser encontradas em várias referências da engenharia geotécnica, como em Das (2011). Os mecanismos clássicos já consagrados na mecânica dos solos para verificação da estabilidade externa em estruturas convencionais mostram-se satisfatórios também para os MSR (MITCHELL e VILLET, 1987; EHRLICH e MITCHELL, 1994; BARBOZA JÚNIOR, 2003; MIRMORADI, 2015). Assim, a análise da estabilidade interna torna-se um dos aspectos mais importantes nestas estruturas (EHRLICH e AZAMBUJA, 2003; BECKER, 2006).

2.9.3 Estabilidade interna

A avaliação da estabilidade interna em MSR, aspecto particular desse tipo de estrutura, consiste, basicamente, em garantir a integridade do elemento de reforço, ou seja, que não ocorra ruptura por tração, em garantir que não ocorra o arrancamento do elemento e que não ocorram desprendimentos ou instabilidades localizadas na face, como ilustra a Figura 15

Figura 15 - Mecanismos para análise de estabilidade interna: (A) ruptura dos reforços; (B) arrancamento dos reforços; (C) desprendimento da face; (D) instabilidade local.



Fonte: Ehrlich e Azambuja (2003).

A verificação da estabilidade interna consiste em analisar, além do arrancamento do elemento de reforço, que permite dimensionar o comprimento de ancoragem do mesmo, também a ruptura do reforço em dois pontos críticos, a saber, o de maior tensão de tração e na conexão com a face (ALMEIDA, 2014; MIRMORADI e EHRLICH, 2015).

Desta forma, a verificação quanto ao rompimento, arrancamento e conexão do reforço com a face é dependente da tensão máxima no reforço, o que torna esse aspecto o mais importante nas análises da estabilidade interna (EHRLICH e AZAMBUJA, 2003; EHRLICH e MIRMORADI, 2016).

Conforme apresentado por Becker (2006), a análise de estabilidade interna de MSR pode ser realizada de duas maneiras: a) por métodos de equilíbrio limite, que consideram a mobilização

total da resistência ao cisalhamento do solo na condição de iminência de ruptura, e b) por métodos baseados em condições de trabalho, que consideram as tensões induzidas pela compactação, o estado de tensões e deformações do solo e do reforço e a interação entre esses dois elementos.

Peralta (2007) comparou diversos métodos (equilíbrio limite e condições de trabalho) de dimensionamento de MSR com monitoramentos bem documentados de obras reais, construídas no Brasil, e suas respectivas retroanálises. Foram realizadas comparações da tração máxima prevista nos elementos de reforço pelos diferentes métodos, obtida por modelagem numérica com análises de tensão e deformação, e as magnitudes reais medidas em campo.

O autor constata que, em muitos casos, os métodos por equilíbrio limite subestimam a magnitude das forças de tração nos elementos de reforço, principalmente nas camadas superiores de MSR compactadas com alta energia. Esta constatação também é identificada nos trabalhos de Ehrlich, Mirmoradi e Saramago (2012) e Mirmoradi e Ehrlich (2016), em especial para os reforços nos quais a tensão vertical induzida pela compactação é maior que a tensão geostática ao final da construção.

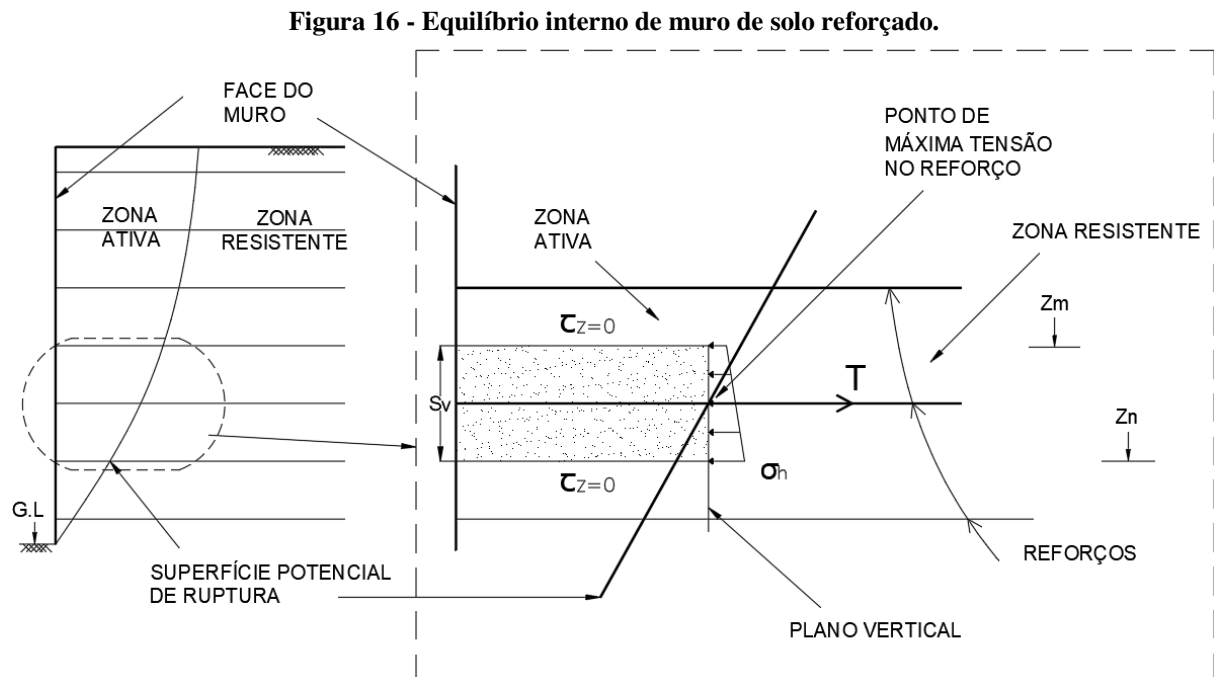
Ehrlich e Mirmoradi (2016) citam que os métodos sob condições de trabalho abordam de forma mais realística o complexo comportamento dos MSR e que, nas condições reais de campo, podem-se ter tensões máximas mobilizadas nos reforços expressivamente superiores às que ocorrem em situação de colapso da estrutura. Dentre os métodos sob condições de trabalho, os autores mencionam o método *K-stiffness* (BATHURST et al., 2008), desenvolvido de forma empírica, e os desenvolvidos analiticamente por Ehrlich e Mitchell (1994) e Liu (2015).

É destacado que, apesar de métodos empíricos possibilitarem a consideração de diversos fatores que influenciam na estabilidade interna de MSR, tem-se o agravante da restrição das condições de aplicação àquelas em que o método foi originalmente desenvolvido.

Para a estabilidade interna de MSR sob condições de trabalho, o método analítico proposto por Ehrlich e Mitchell (1994) considera as propriedades de rigidez do solo e do reforço e as tensões induzidas pela compactação. Diversos trabalhos apresentam que os resultados da máxima tração nos reforços previstos pelo método são satisfatórios com dados de estruturas construídas em escala real e instrumentadas e também com resultados de análises numéricas (EHRlich e MITCHELL, 1994; PERALTA, 2007; EHRlich, MIRMORADI e SARAMAGO, 2012; RICCIO, EHRlich e DIAS, 2014; MIRMORADI e EHRlich, 2015; MORATORI, 2015).

2.10 Método de Ehrlich e Mitchell (1994)

O método de Ehrlich e Mitchell (1994) baseia-se no ponto em que ocorre a máxima tração no elemento de reforço. Consiste em um método analítico fechado, no qual são consideradas as rigidezes do solo e do reforço e o efeito da compactação. O método baseia-se em condições de trabalho e considera que ocorre interação perfeita entre o solo e o reforço. O solo é considerado com comportamento elástico não linear e o reforço linear elástico. É assumido que cada reforço é responsável pelo equilíbrio horizontal local de uma camada de solo na zona ativa de espessura S_v e largura S_h , como apresentado na Figura 16. Como se pode observar na referida figura, o método considera ainda que não há tensões cisalhantes entre as camadas do solo reforçado, ou seja, as tensões verticais e horizontais são consideradas como tensões principais.



Fonte: Ehrlich e Mitchell (1994).

Desta forma, a condição de equilíbrio é obtida pela Equação (11):

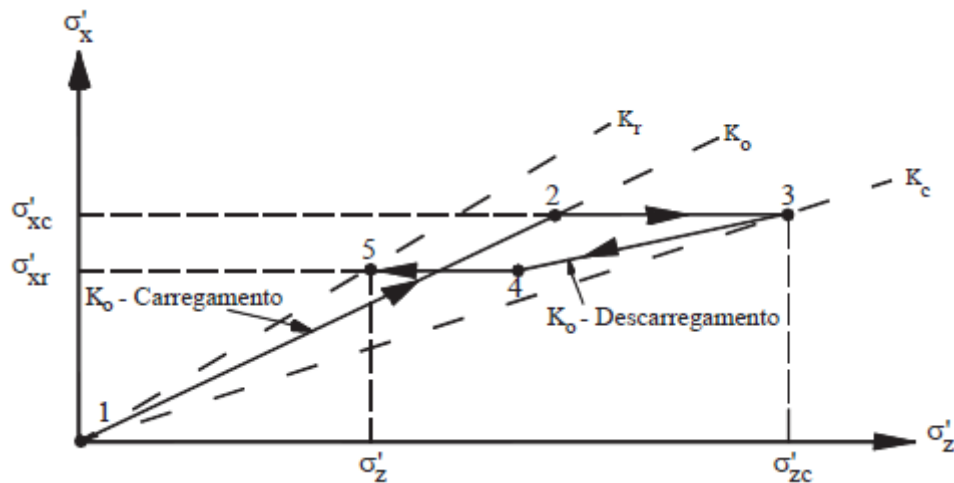
$$T_{máx} - S_v \cdot S_h \cdot (\sigma_h)_{média} = 0 \quad (11)$$

sendo $T_{máx}$ a tração máxima no reforço e $(\sigma_h)_{média}$ a tensão horizontal média que atua no plano vertical normal ao reforço, entre as profundidades Z_m e Z_n , no ponto de tração máxima. Para a estimativa da $(\sigma_h)_{média}$, o método considera o efeito da compactação.

Para o complexo caminho de tensões ao qual o solo é submetido durante os ciclos de carregamento e descarregamento devidos à deposição e compactação, Ehrlich e Mitchell (1994) propõem um modelo simplificado, no qual é adotado um único ciclo de carregamento e descarregamento para cada camada de solo baseado na situação de altura final da estrutura. Esta simplificação para o caminho de tensões é ilustrada na Figura 17, na qual o eixo das abscissas corresponde às tensões verticais efetivas e o das ordenadas às horizontais.

Como se observa na figura, o carregamento foi dividido em duas etapas: (1) carregamento sem deformações laterais, sob condição K_0 (segmento 1 – 2) e (2) carregamento com deformações sob tensão horizontal constante (segmento 2 – 3) até que se atinja a máxima tensão vertical efetiva (σ'_{zc}) a que a camada de solo foi submetida. Similarmente, o descarregamento também é dividido em duas etapas: (1) descarregamento sem deformações laterais (segmento 3 – 4) e (2) descarregamento com deformações laterais sob tensão horizontal constante (segmento 4 – 5) até a tensão vertical efetiva correspondente à geostática (σ'_z) ao final da construção da estrutura.

Figura 17 - Caminho de tensões a que se sujeita um elemento de solo no ponto de tração máxima.



Fonte: Ehrlich e Mitchell (1994).

Na Figura 17, σ'_{xc} e σ'_{xr} correspondem às tensões horizontais efetivas, respectivamente, ao final das etapas de carregamento e descarregamento.

Ehrlich e Mitchell (1994) destacam que, para as camadas que ao final da construção apresentem a tensão vertical geostática correspondente à máxima tensão a que o solo foi submetido, ou seja,

superem a tensão vertical induzida pela compactação, não há as etapas de descarregamento e, desta forma, os pontos 3 e 5 são iguais.

A máxima tensão vertical efetiva (σ'_{zc}) à qual o solo foi submetido pode ser determinada, para cada camada de solo, ao comparar a tensão vertical efetiva geostática (σ'_z) com a induzida pela compactação ($\sigma'_{zc,i}$), como apresenta a Equação (12).

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_z \leq \sigma'_{zc,i} \therefore \sigma'_{zc} = \sigma'_{zc,i} \\ \sigma'_z > \sigma'_{zc,i} \therefore \sigma'_{zc} = \sigma'_z \end{array} \right\} \quad (12)$$

Para estimativa das tensões induzidas pela compactação, quando se utilizam rolos compactadores, o método baseia-se no modelo de Duncan e Seed (1986). Considera-se a compactação como uma carga superficial móvel e transiente, de extensão lateral finita, e considerada como uma carga unidimensional equivalente.

Com a condição de deformação horizontal nula, correspondente ao estado de repouso, a tensão vertical efetiva máxima ($\sigma'_{zc,i}$) pode ser considerada como:

$$\sigma'_{zc,i} = \frac{\sigma'_{xp,i}}{K_0} \quad (13)$$

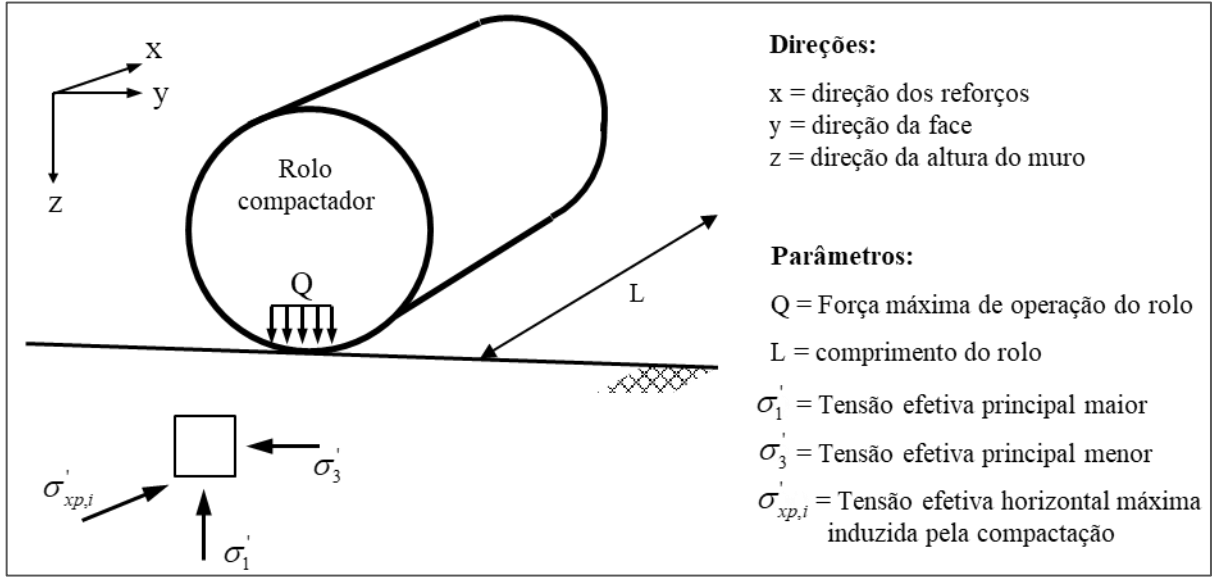
em que ($\sigma'_{xp,i}$) é a tensão efetiva horizontal máxima induzida pela compactação na condição de estado de repouso, e K_0 é o coeficiente de empuxo no repouso.

O coeficiente de empuxo no repouso (K_0) pode ser estimado pela correlação de Jaky:

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (14)$$

Os autores entendem que, próximo ao rolo, o solo encontra-se sob ruptura plástica e, para a movimentação do rolo paralela à face, considera-se o estado plano de deformações ($\epsilon_x = 0$), como ilustra a Figura 18.

Figura 18 - Estado de tensões do solo nas proximidades do rolo compactador.



Fonte: adaptado de Ehrlich e Mitchell (1994).

Ao aplicar a teoria da capacidade de carga com a consideração do solo sem coesão, Ehrlich e Mitchell (1994) apresentam a dedução da expressão a seguir para estimativa de $\sigma'_{xp,i}$:

$$\sigma'_{xp,i} = \nu_0 \cdot (1 + K_a) \cdot \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot Q \cdot \frac{N_\gamma}{L}} \quad (15)$$

em que ν_0 é o coeficiente de Poisson no estado de repouso, K_a é o coeficiente de empuxo ativo de Rankine, γ' é o peso específico efetivo do solo, Q é a força máxima de operação do rolo, N_γ é o coeficiente da capacidade de carga e L é o comprimento do rolo.

O coeficiente de Poisson no estado de repouso (ν_0) pode ser estimado ao considerar um comportamento linear elástico do solo, dado por:

$$\nu_0 = \frac{K_0}{1 + K_0} \quad (16)$$

Já o coeficiente da capacidade de carga (N_γ) pode ser determinado pela teoria da cunha de Rankine como:

$$N_\gamma = \tan\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \cdot \left[\tan^4\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) - 1\right] \quad (17)$$

Para situações nas quais a compactação é realizada por placas, o método considera que a tensão vertical efetiva máxima induzida pela compactação pode ser estimada pela média da tensão atuante no contato entre o solo e a placa, dada por:

$$\sigma'_{zc,i} = \frac{Q}{A} \quad (18)$$

em que Q é a carga estática equivalente do compactador tipo placa e A é a área da placa.

O método adota a proposta de Meyerhof (1955) para o cálculo da tensão vertical efetiva geostática (σ'_z) ao final da construção, dada pela Equação (19).

$$\sigma'_z = \frac{\gamma' \cdot z}{1 - \left(\frac{K_a}{3}\right) \cdot \left(\frac{z}{L_r}\right)^2} \quad (19)$$

em que z é a profundidade da camada e L_r é o comprimento do elemento de reforço.

Ao se comparar as tensões induzidas pela compactação ($\sigma'_{zc,i}$) com as geostáticas (σ'_z), conforme apresentado na Equação (12), tem-se a máxima tensão vertical efetiva (σ'_{zc}) à qual a camada de solo foi submetida. Quando esta última corresponde à tensão efetiva induzida pela compactação ($\sigma'_{zc,i}$), ou seja, quando prevalece o efeito da compactação sobre a tensão geostática, nota-se que a compactação é o principal fator de influência das tensões internas nos MSR. A predominância do efeito da compactação ocorre até a profundidade Z_c , dada por:

$$Z_c = \frac{\sigma'_{zc,i}}{\gamma'} \quad (20)$$

A máxima tração nos elementos de reforço ao final da construção pode ser determinada pela equação a seguir:

$$T_{máx} - S_v \cdot S_h \cdot K_r \cdot \sigma'_z = 0 \quad (21)$$

em que K_r é o coeficiente de empuxo residual ao final da construção e é determinado com a resolução da Equação (22).

$$\frac{1}{S_i} \cdot \left(\frac{\sigma'_z}{P_a}\right)^n = \frac{(1 - \nu_{un}^2) \cdot [(K_r - K_{\Delta 2}) - (K_c - K_{\Delta 2}) \cdot OCR]}{(k_{ur} / k) \cdot (K_c \cdot OCR - K_r) \cdot K_r^n} \quad (22)$$

com:

$$S_i = \frac{E_r A_r}{k \cdot P_a \cdot S_v \cdot S_h} \quad (23)$$

$$OCR = \frac{\sigma'_{zc}}{\sigma'_z} \quad (24)$$

Sendo:

- S_i : índice de rigidez relativa solo-reforço;
- n, k e k_{ur} : parâmetros do modelo hiperbólico (DUNCAN et al., 1980);
- P_a : pressão atmosférica;
- v_{ur} : coeficiente de Poisson para o descarregamento;
- E_r e A_r : módulo de elasticidade e área da seção do reforço;
- OCR: razão de sobreadensamento.

O coeficiente de Poisson para o descarregamento (v_{ur}) é determinado pela Equação (25):

$$v_{un} = \frac{K_{\Delta 2}}{1 + K_{\Delta 2}} \quad (25)$$

em que $K_{\Delta 2}$ é a relação entre os decréscimos de tensão horizontal e vertical tal que não ocorram deformações laterais no descarregamento, definido em Duncan e Seed (1986), dado por:

$$K_{\Delta 2} = K_0 \cdot \frac{OCR - OCR^\alpha}{OCR - 1} \quad (26)$$

em que α é um parâmetro adimensional do modelo de Duncan e Seed (1986), adotado no método de Ehrlich e Mitchell (1994), baseada em ensaios de laboratório de Belloti et al. (1983), pela expressão a seguir:

$$\alpha = 0,7 \cdot \sen \phi \quad (27)$$

Como se observa na Equação (22), a obtenção de K_r é função do coeficiente de empuxo lateral ao final do processo de compactação (K_c). Este último pode ser obtido pela expressão a seguir:

$$\frac{1}{S_i} \cdot \left(\frac{\sigma'_{zc}}{P_a} \right)^n = \frac{(1 - v_0^2) \cdot (1 - K_{aa})^2 \cdot (K_0 - K_c) \cdot K_0}{(K_c - K_{aa}) \cdot (K_0 - K_{aa}) \cdot K_c^n} \quad (28)$$

com:

$$K_{aa} = \frac{K_a}{\frac{(1 - K_a) \cdot \left(\frac{c'}{\sigma'_{zc} \cdot K_c \cdot \tan \phi'} + 1 \right)}{R_f} + K_a} \quad (29)$$

em que K_{aa} é o coeficiente de empuxo ativo de Rankine equivalente, c' é a coesão efetiva, ϕ' é o ângulo de atrito efetivo e R_f a razão de falha do modelo hiperbólico de Duncan et al. (1980). Ao se obter o coeficiente K_c pela Equação (28), este é substituído na Equação (22) para obtenção de K_r e, posteriormente, na Equação (11) para a determinação da máxima tração ($T_{máx}$).

Destaca-se que, quando a tensão vertical efetiva geostática (σ'_z) ao final da construção é superior à tensão vertical induzida pela compactação ($\sigma'_{zc,i}$), ou seja, OCR = 1, não há a etapa de descarregamento do solo, de modo que $K_r = K_c$.

Ehrlich e Mitchell (1994) apresentam ábacos para a determinação da máxima tração nos reforços ($T_{máx}$) ao considerar coesão nula para o solo e razão de falha $R_f = 0,80$, como os apresentados na Figura 19. Para a utilização dos ábacos, foi definido o parâmetro β , dado pela Equação (30).

$$\beta = \frac{(\sigma'_{zc} / P_a)^n}{S_i} \quad (30)$$

Dantas e Ehrlich (2000) apresentam uma extensão do método de Ehrlich e Mitchell (1994) para aplicação a estruturas de contenção de solo reforçado com face inclinada. Desta forma, no equilíbrio interno de cada camada do solo reforçado (Figura 16), há tensões cisalhantes, ou seja, tem-se rotação das tensões principais em relação aos eixos vertical e horizontal. O método é validado por uma série de análises paramétricas desenvolvidas por Dantas (1998). Dantas e Ehrlich (2000) recomendam, para a aplicação do método, que a relação a seguir seja satisfeita:

$$\omega - \phi \geq 10 \quad (31)$$

sendo ω a inclinação da face em relação à horizontal e ϕ o ângulo de atrito do solo. Para os casos em que a Equação (31) não é satisfeita, os autores propõem a utilização do método com um ângulo de atrito reduzido, dado pela expressão abaixo:

$$\phi = \omega - 10 \quad (32)$$

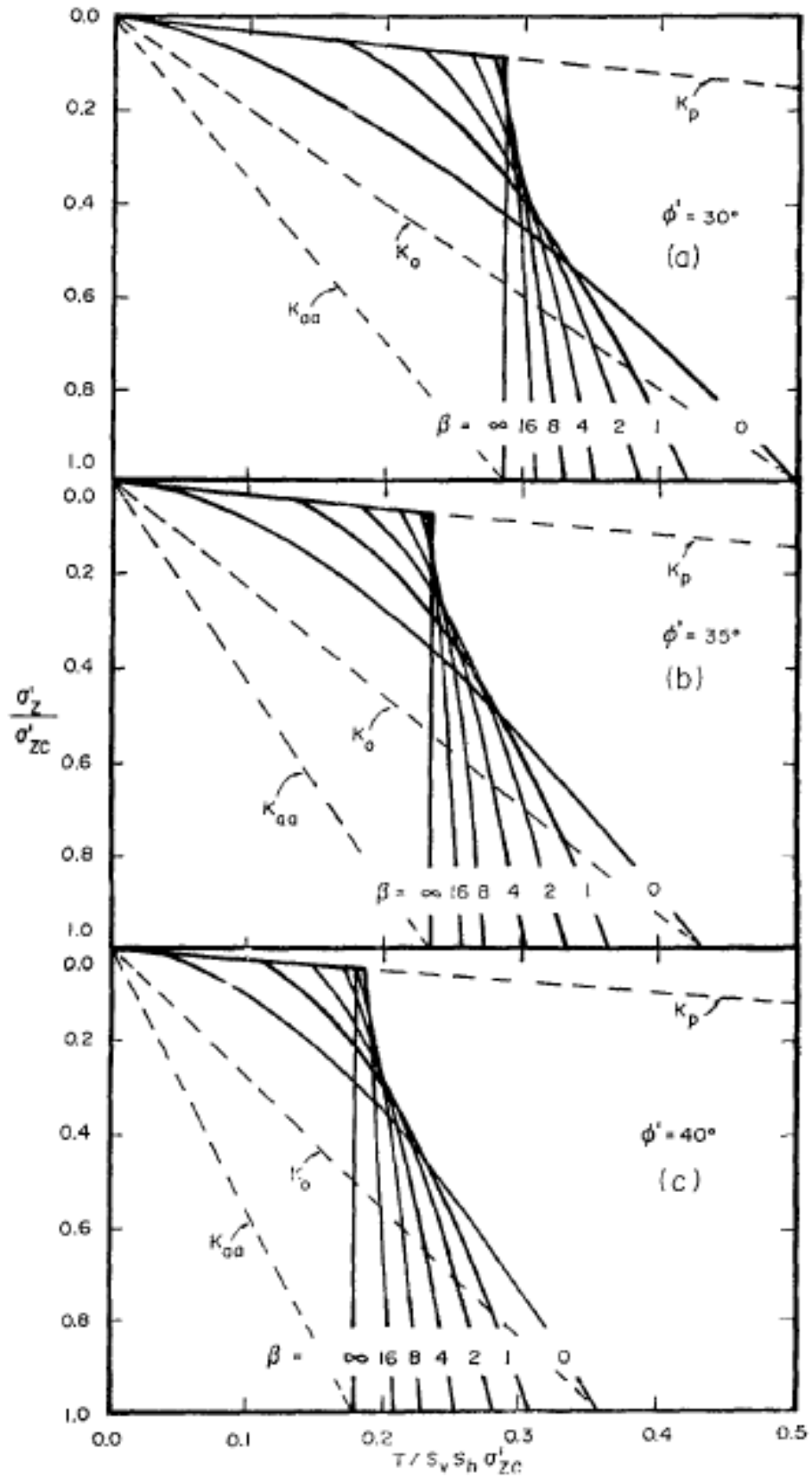
Similar ao trabalho de Ehrlich e Mitchell (1994), Dantas e Ehrlich (2000) apresentam ábacos que, a partir da fixação de alguns parâmetros, facilitam a aplicação do método na estimativa da

máxima tração nos reforços. Os autores relatam que o erro máximo ao se utilizar os ábacos é de até 20%.

Ehrlich e Mirmoradi (2016), também a partir do método de Ehrlich e Mitchell (1994), apresentam um método simplificado para a estimativa da máxima tração nos reforços. Além de considerar a inclinação da face, o método consiste na aplicação de equações simples que não requerem a realização de iterações ou utilização de ábacos para os dimensionamentos.

Os autores relatam que o método apresentou boa concordância com resultados de estudos de modelos físicos e numéricos, com diferentes alturas de muros, esforços de compactação, inclinação da face, rigidez dos reforços e parâmetros do solo. Além disso, o método simplificado obteve boa concordância com o método original de Ehrlich e Mitchell (1994), com variações inferiores a 5%. Ressalta-se que, para a proposta de simplificação do método original, Ehrlich e Mirmoradi (2016) desconsideraram a coesão do solo.

Figura 19 – Ábacos para determinação da máxima tração nos reforços.



Fonte: Ehrlich e Mitchell (1994).

2.11 Método de Bathurst et al. (2008)

O método de *K-Stiffness* foi desenvolvido inicialmente no trabalho de Allen et al. (2003). Trata-se de um método empírico para a estimativa das tensões nos reforços de muros reforçados com geossintéticos. O método baseia-se em condições de trabalho e considera a rigidez de vários elementos de reforço que constituem os muros reforçados. No trabalho de Allen et al. (2003), o método foi desenvolvido a partir de um banco de dados de 11 muros, construídos em escala real e reforçados com geossintéticos.

Inicialmente, o método limitava-se à aplicação em estruturas nas quais o solo de aterro consistia em material granular (solos não coesivos e com baixo percentual de silte). No entanto, posteriormente, a partir de revisão na literatura, Miyata e Bathurst (2007) adicionaram ao banco de dados utilizado para o desenvolvimento do método empírico informações de mais 9 estruturas, sendo 6 no Japão e 3 nos Estados Unidos. A partir do trabalho dos autores, o qual contém informações de solos coesivos e não coesivos, Bathurst et al. (2008) apresentam o método *K-Stiffness* Modificado, no qual tem-se a inclusão do fator de influência da coesão Φ_c . Desta forma, a máxima tração atuante nos reforços pelo método *K-Stiffness* Modificado é dada pela seguinte expressão:

$$T_{máx} = \frac{1}{2} \cdot K \cdot \gamma \cdot (H + S) \cdot S_v \cdot D_{tmáx} \cdot \Phi_g \cdot \Phi_{local} \cdot \Phi_{fs} \cdot \Phi_{fb} \cdot \Phi_c \quad (33)$$

em que:

K é o coeficiente de empuxo lateral;

γ é o peso específico do solo;

H é a altura do muro;

$S = q / \gamma$ corresponde à altura equivalente de solo para uma carga distribuída q ;

S_v^i é o espaçamento vertical entre os reforços;

$D_{tmáx}$ é o fator de distribuição de carga com a profundidade do reforço;

Φ_g é o fator de rigidez global dos reforços;

Φ_{local} é o fator de rigidez local do reforço;

Φ_{fs} é o fator de rigidez da face;

Φ_{fb} é o fator de inclinação da face;

Φ_c é o fator da coesão do solo.

O método propõe, para o coeficiente de empuxo lateral K , a equação de Jaky:

$$K = K_0 = 1 - \sin \varphi, \text{ com } \varphi = \varphi_{ps} \quad (34)$$

em que φ_{ps} é o ângulo de atrito de pico na condição de deformação plana.

Bathurst et al. (2008) ressaltam que a utilização da expressão proposta por Jaky se trata de uma aproximação do comportamento do solo e não implica que o aterro reforçado esteja sob condição de repouso. O valor de φ_{ps} para solos granulares pode ser estimado, a partir de resultados de ensaios triaxiais, pela expressão proposta por Lade e Lee (1976):

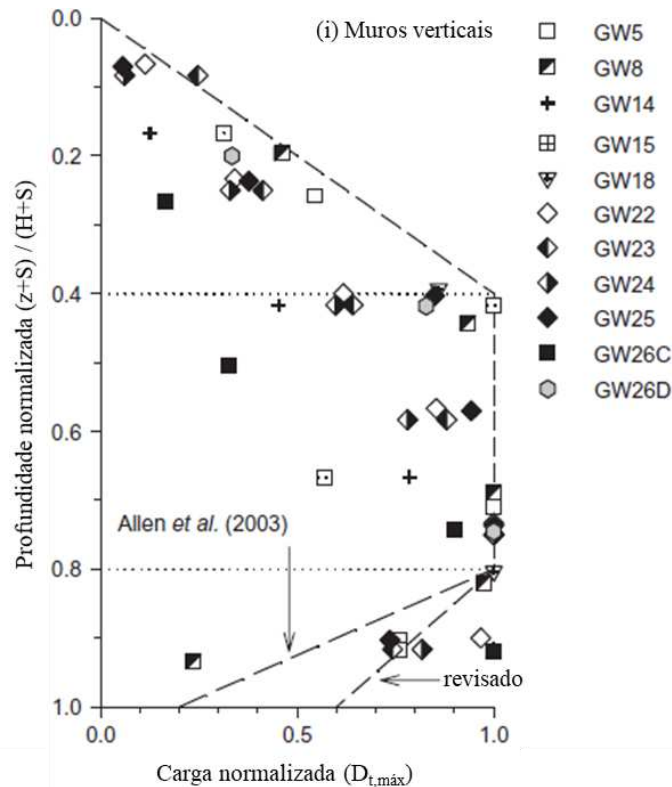
$$\varphi_{ps} = 1,5 \cdot \varphi - 17 \quad (35)$$

O parâmetro $D_{t\max}$ tem a função de realizar a distribuição dos carregamentos às camadas de reforço a partir da profundidade normalizada (z_{norm}) em relação ao topo do muro, incluindo o efeito de sobrecarga, sendo esta profundidade calculada pela Equação (36):

$$z_{norm} = \frac{z + S}{H + S} \quad (36)$$

Desta forma, $D_{t\max}$ é obtido com base no banco de dados avaliado pelos autores. O exemplo apresentado na Figura 20 corresponde a muros reforçados com geogrelhas.

Figura 20 – Distribuição de $D_{t\max}$ em função da profundidade normalizada.



Fonte: Bathurst et al. (2008)

A rigidez global, dada pela expressão a seguir, considera a rigidez e o espaçamento dos reforços:

$$\Phi_g = \alpha \cdot \left(\frac{S_{global}}{P_a} \right)^\beta \quad (37)$$

Na Equação (37), os coeficientes α e β são constantes iguais a 0,25. Já para a rigidez global dos reforços (S_{global}), Bathurst et al. (2008) indicam a expressão sugerida por Christopher et al. (1990), apresentada a seguir:

$$S_{global} = \frac{J_{ave}}{(H/n)} \quad (38)$$

em que J_{ave} é a rigidez média à tração das n camadas de reforços distribuídos ao longo da altura (H) do muro.

O fator de rigidez local (Φ_{local}) considera a rigidez relativa de cada camada de reforço em relação à média, conforme expressão abaixo:

$$\Phi_{local} = \left(\frac{S_{local}}{S_{global}} \right)^a \quad (39)$$

em que a é um coeficiente constante, igual a 1 para reforços de materiais geossintéticos (ALLEN et al., 2003) e S_{local} é a rigidez local do reforço, calculada pela expressão a seguir:

$$S_{local} = \left(\frac{J}{S_v} \right)_i \quad (40)$$

Para o fator que considera a influência da inclinação da face (Φ_{fb}), tem-se o valor de 1 para muro com face vertical. Já o que considera a influência da rigidez da face (Φ_{fs}) é dado pela expressão a seguir:

$$\Phi_{fs} = \eta \cdot (F_f)^\kappa \quad (41)$$

em que F_f corresponde à rigidez da face, conforme expressão abaixo, e os coeficientes η e κ são constantes iguais a 0,69 e 0,11, respectivamente:

$$F_f = \frac{1,5 \cdot H^4 \cdot P_a}{ELb^3 \cdot (h_{eff}/H)} \quad (42)$$

em que E é o módulo de elasticidade, L a largura ($L=1$) e b a espessura da face. Para face composta por blocos modulares, os autores propõem $H_{eff}=2b$.

O efeito da coesão, dado pelo fator Φ_c , é obtido pela seguinte expressão:

$$\Phi_c = 1 - \lambda \cdot \frac{c}{\gamma \cdot H} \quad (43)$$

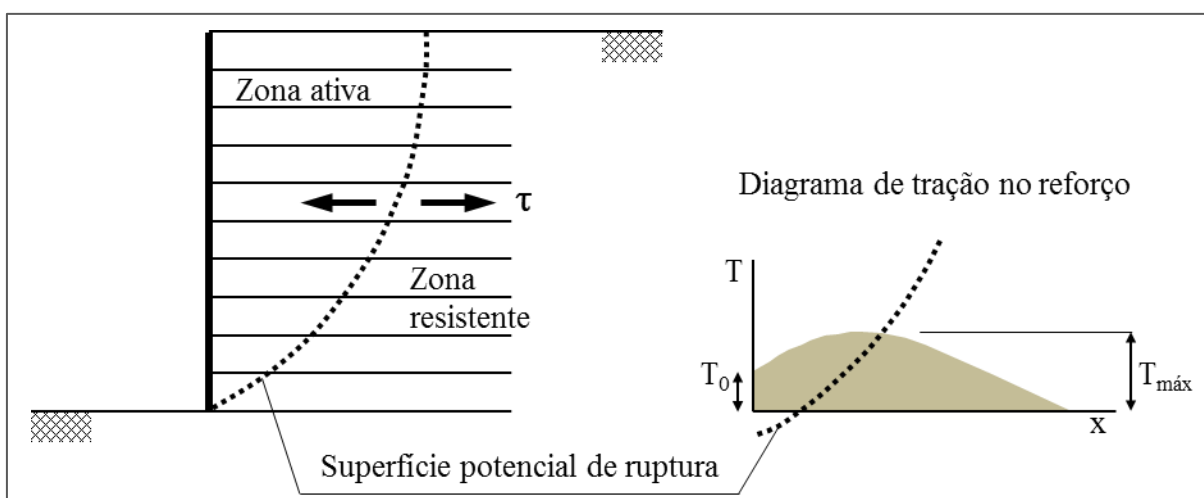
em que o coeficiente λ é igual a 6,5.

Conforme destacado por Bathurst et al. (2008), para que se tenha Φ_c dentro de intervalos práticos, ou seja, $0 \leq \Phi_c \leq 1$, é requerido $c/(\gamma H) \leq 0,153$. Desta forma, a depender da combinação de solos mais coesivos e muros baixos, pode-se ter $\Phi_c = 0$, o que resulta em estimativa de tração nula no reforço.

2.12 Ponto de atuação da máxima tração

O ponto em que ocorre a máxima tração no reforço corresponde ao intercepto do elemento com a superfície potencial de ruptura (SIEIRA, 2003). A superfície potencial de ruptura divide as estruturas de solo reforçado em duas regiões, a saber, zona ativa e zona resistente (Figura 21). A região na zona ativa, na iminência de ruptura, é estabilizada pela mobilização de tensões cisalhantes ao longo dos reforços, de forma a transmitir os esforços para a zona resistente e, assim, interligar as duas regiões. Nos pontos de intercepção entre os elementos de reforço e a superfície potencial de ruptura, tem-se a inversão do movimento relativo entre o solo e o reforço. Desta forma, nestes pontos, ocorrem as máximas trações mobilizadas nos reforços (GUEDES, 2004).

Figura 21 - Indicação das zonas ativa e resistente e distribuição da força de tração no reforço.

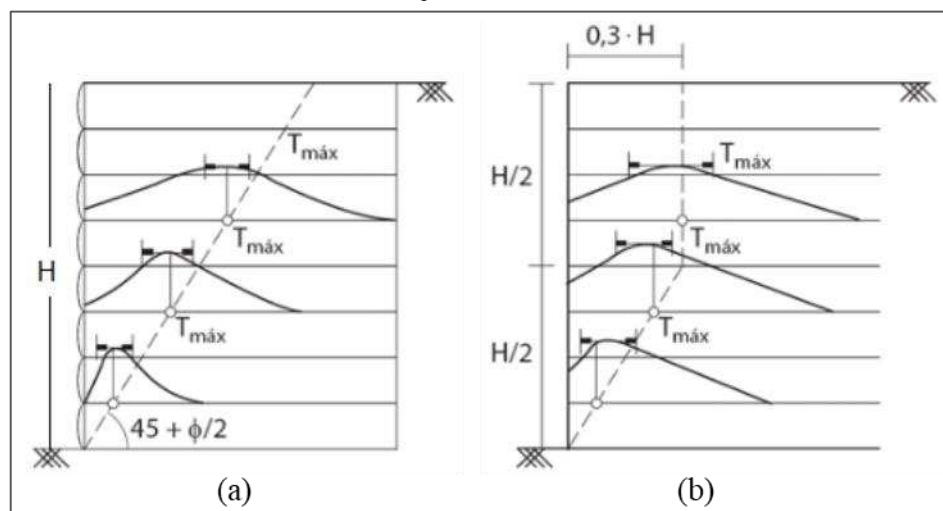


Fonte: Ehrlich e Azambuja (2003).

A forma da superfície de ruptura, que determinará os pontos de atuação da máxima tração, mostra-se importante para a verificação dos fatores de segurança ao arrancamento dos reforços, visto que definirá os comprimentos embutidos na zona resistente (RICCIO FILHO, 2007).

Christopher et al. (1990) apresentam hipóteses para estimativas das superfícies potenciais de ruptura a depender do tipo de elemento de reforço. Para reforços mais extensíveis, como, por exemplo, geotêxteis e geogrelhas de PET e PEAD, supõe-se esta superfície coincidente com a superfície crítica de Rankine (Figura 22a). Já para reforços pouco extensíveis, como geogrelhas de poliamida ou geobarras, os autores sugerem que a superfície crítica se apresenta mais verticalizada em virtude das restrições às deformações laterais do sistema, como apresentado na Figura 22b.

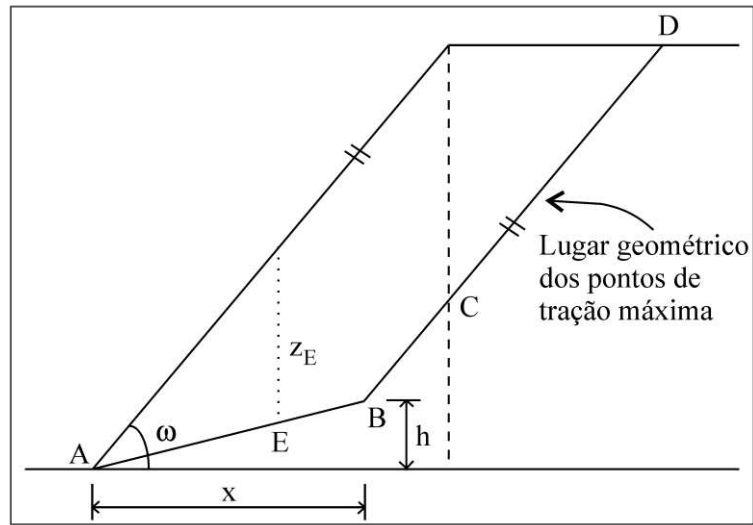
Figura 22 - Pontos de máxima tração ($T_{máx}$) para muros de solos reforçados: (a) Reforços extensíveis; (b) Reforços inextensíveis.



Fonte: Christopher et al. (1990).

Dantas e Ehrlich (2000) apresentam um procedimento para estimativa dos pontos de máxima tração nos elementos de reforços para taludes íngremes. O procedimento foi desenvolvido a partir de uma série de resultados numéricos obtidos por Dantas (1998) e é apresentado na Figura 23. Para estimativa das dimensões x e h , identificadas na figura, os autores sugerem as expressões da Equação (44).

Figura 23 - Pontos de máxima tração nos reforços de taludes íngremes.



Fonte: Dantas e Ehrlich (2000).

$$\left\{ \begin{array}{l} 45^\circ \leq \omega \leq 65^\circ \Rightarrow x = \frac{0,75 \cdot H}{\tan \omega} \therefore h = \frac{x}{3} \\ 65^\circ \leq \omega < 90^\circ \Rightarrow x = \frac{0,8 \cdot H}{\tan \omega} \therefore h = \frac{x}{2} \end{array} \right\} \quad (44)$$

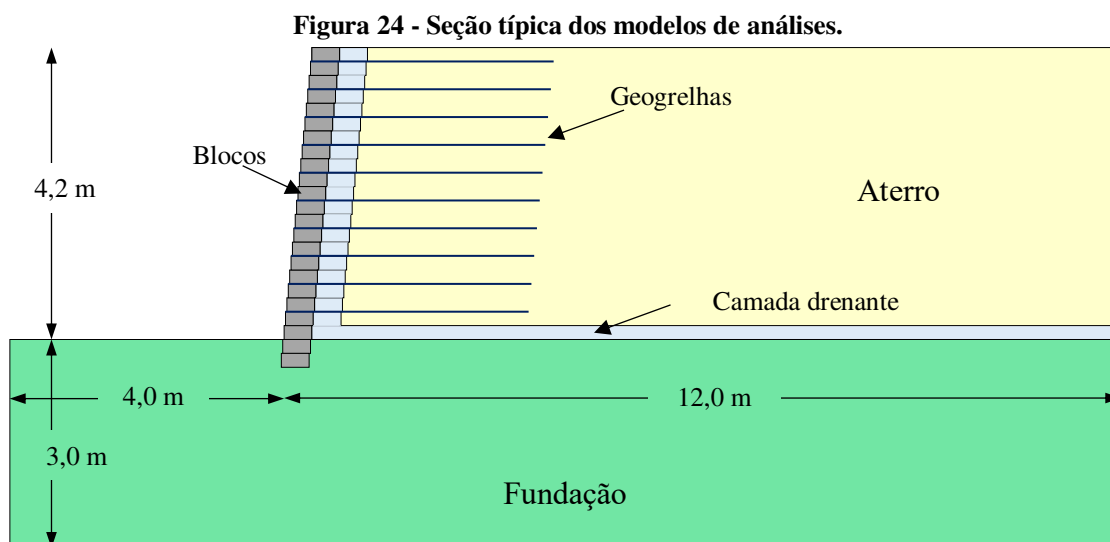
3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Considerações gerais

Neste capítulo, são apresentados os modelos hipotéticos de MSR com geossintéticos analisados, assim como os métodos adotados para obtenção dos objetivos principal e secundários, conforme mencionados no item 1.3. Neste sentido, apresentam-se o tipo de MSR considerado, as geometrias da seção típica analisada, assim como as variações de rigidez dos reforços, os equipamentos de compactação e os parâmetros de resistência do solo de aterro, em termo de tensões totais e efetivas. São apresentadas as considerações adotadas conforme referências bibliográficas, as ferramentas computacionais utilizadas para as avaliações analíticas e numéricas, o método adotado para simular o efeito da compactação e os métodos de laboratório para realização de ensaios na amostra do solo considerado para o aterro reforçado.

3.2 Modelos de análises

Optou-se por considerar um tipo de MSR amplamente estudado (HATAMI e BATHURST, 2005; GULER, HAMDERI e DEMIRKAN, 2007; EHRLICH, MIRMORADI e SARAMAGO, 2012; RICCIO, EHRLICH e DIAS, 2014; MIRMORADI, EHRLICH e DIEGUEZ, 2016; MIRMORADI e EHRLICH, 2017; MIRMORADI e EHRLICH, 2018a) e utilizado em diversas obras de contenções: muro com face composta por blocos pré-moldados de concreto e reforçado pela inclusão de geogrelhas. A Figura 24 ilustra a seção típica analisada e a Tabela 3 apresenta as características consideradas.



Fonte: o autor (2018)

Tabela 3 - Características geométricas dos MSR analisados.

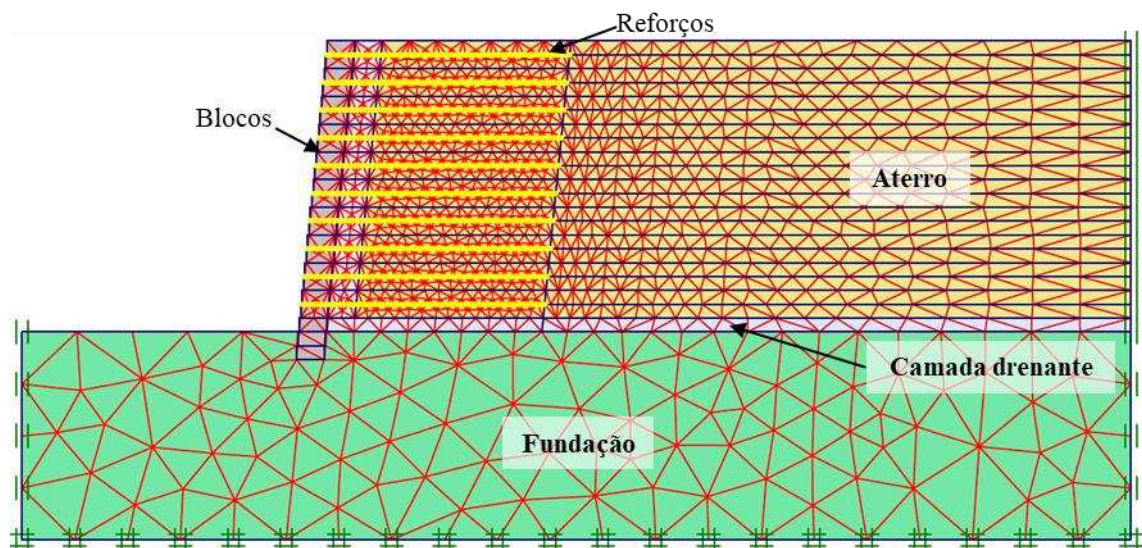
Altura livre (m)	4,20
Altura embutida (m)	0,40
Inclinação da face (H:V)	1H:10V
Comprimento do reforço (m)	3,50
Espaçamento vertical entre reforços (m)	0,40

Fonte: o autor (2018)

As avaliações analíticas dos modelos (determinação da máxima tensão de tração nos reforços) foram realizadas pelos métodos propostos por Ehrlich e Mitchell (1994) e Bathurst et al. (2008). Para o método de Ehrlich e Mitchell (1994), que necessita de procedimento iterativo para obtenção das soluções, implementou-se, no *software* matemático Maple, um procedimento para obtenção das soluções exatas. Este procedimento é apresentado no Apêndice A. Já o método de Bathurst et al. (2008) foi implementado por meio de planilha do *aplicativo* Excel.

As análises numéricas para avaliação do comportamento tensão-deformação dos MSR avaliados foram realizadas no *software* de elementos finitos PLAXIS 2D, que objetiva à resolução de problemas geotécnicos em situações de deformações planas ou axissimétricas. A Figura 25 apresenta a seção típica analisada com a malha de elementos finitos adotada.

Figura 25 - Modelo numérico e malha de elementos finitos no PLAXIS 2D.



Fonte: o autor (2018).

As análises foram realizadas com a consideração de estado plano de deformação. Na Figura 25, podem-se observar as condições de contorno adotadas, a saber, restrição de deslocamentos

horizontais nas laterais da seção, sendo na lateral esquerda aplicada apenas para a fundação, restrição total de deslocamentos e de rotação na base. A seção típica foi discretizada em elementos triangulares compostos por 15 nós. Realizou-se o refinamento da malha de elementos finitos nas regiões de maior interesse, a saber, no contato com os reforços e próximo à face. Uma avaliação da adoção do refinamento máximo disponibilizado pelo *software* foi realizada, constatando-se que esta implica em esforço computacional significativo sem diferenças significativas nos resultados.

Portanto, o refinamento global adotado foi classificado como *Medium* e o refinamento nos pontos de maior interesse foi o *Very Fine*. Com relação ao tempo de processamento, pode-se dizer que cada análise numérica efetuada necessitou de cerca de 4 horas.

3.3 Modelos constitutivos e propriedades dos materiais

Foram utilizados 3 modelos constitutivos disponíveis no software PLAXIS 2D para modelar os comportamentos dos materiais, a saber:

- Para os blocos de concreto pré-moldados, que constituem a face dos MSR, utilizou-se o modelo linear elástico, que possui como parâmetros de entrada o peso específico (γ), o módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν);
- Para a fundação, adotou-se o modelo elastoplástico, com critério de ruptura de Mohr-Coulomb, que possui, além dos parâmetros de entrada mencionados do modelo linear, ângulo de atrito (ϕ), coesão (c) e ângulo de dilatância (ψ);
- Já para o solo de aterro reforçado e a camada drenante, materiais que serão submetidos à compactação, utilizou-se o modelo constitutivo *Hardening Soil* (HS), que adota a relação hiperbólica entre a tensão e a deformação, além de considerar o enrijecimento que o material apresenta em trajetórias de descarregamento e recarregamento. Esse modelo considera ainda a variação do módulo elástico do solo com a variação da tensão de confinamento. Dentre os parâmetros de entrada disponíveis para o modelo, além do peso específico (γ), têm-se os relacionados ao modo de falha do material pelo critério de Mohr-Coulomb, ângulo de atrito (ϕ), ângulo de dilatância (ψ) e coesão (c), os parâmetros básicos relacionados à rigidez, a saber, módulo secante obtido em ensaios triaxiais (E_{50}^{ref}), módulo tangente obtido de ensaios edométricos (E_{eod}^{ref}), e o coeficiente exponencial (m), aplicado na relação entre a rigidez e o nível de tensão. Têm-se ainda os parâmetros avançados que, pela configuração padrão do *software*, são calculados a

partir dos outros dados de entrada (BRINKGREVE e VERMEER, 2002). No entanto, quando o usuário possui maiores informações referentes ao material, em geral obtidos de campanhas de ensaios, os parâmetros avançados podem ser inseridos manualmente, desde que dentro de intervalos aceitáveis.

A Tabela 4 apresenta os dados de entrada utilizados nas modelagens para a fundação, camada drenante e blocos pré-moldados de concreto. Os parâmetros para a fundação foram adotados de forma que a mesma apresente boa capacidade de suporte e não influencie de forma significativa nos valores de tensões máximas de tração atuantes nos reforços. Já os parâmetros da camada drenante e dos blocos foram adotados conforme utilizado por Riccio, Ehrlich e Dias (2014). Para o solo de aterro considerado, que apresenta maior significância no comportamento das seções analisadas, amostras foram ensaiadas em laboratório para obtenção de melhor representatividade do material nas análises, como será apresentado no item 3.4.2. Objetivou-se verificar quais seriam os parâmetros de um solo residual passível de ser utilizado na construção de um MSR.

Tabela 4 - Parâmetros de entrada adotados nas modelagens numéricas para a camada drenante, os blocos de faceamento e o solo de fundação das seções típicas analisadas.

Materiais	Camada drenante	Blocos	Fundação
Modelo constitutivo	<i>Hardening soil model</i>	Linear elástico	Elastoplástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb
ϕ (°)	40	-	35
c (kPa)	0	-	10
ψ (kPa)	0	-	0
γ (kN/m ³)	20	25	20
E ₅₀ (MPa)	40	-	
E _{eod} (MPa)	55	-	
E _{ur} (MPa)	120	-	
m	0,5	-	
E (MPa)	-	50	50
ν	-	0,2	0,3

Fonte: o autor (2018).

3.4 Solo do aterro

3.4.1 Considerações iniciais

Considerou-se, para o aterro de solo reforçado, um solo residual jovem de gnaiss, de granulometria arenosa e coloração acinzentada. Uma amostra deformada deste solo foi coletada em um talude de corte de um local denominado Vila Secundino (VS), situado dentro do *campus* Viçosa da Universidade Federal de Viçosa (UFV), na cidade de Viçosa-MG. A Figura 26 apresenta o local de coleta da amostra deformada do referido solo.

Figura 26 - Local de coleta da amostra deformada do solo.



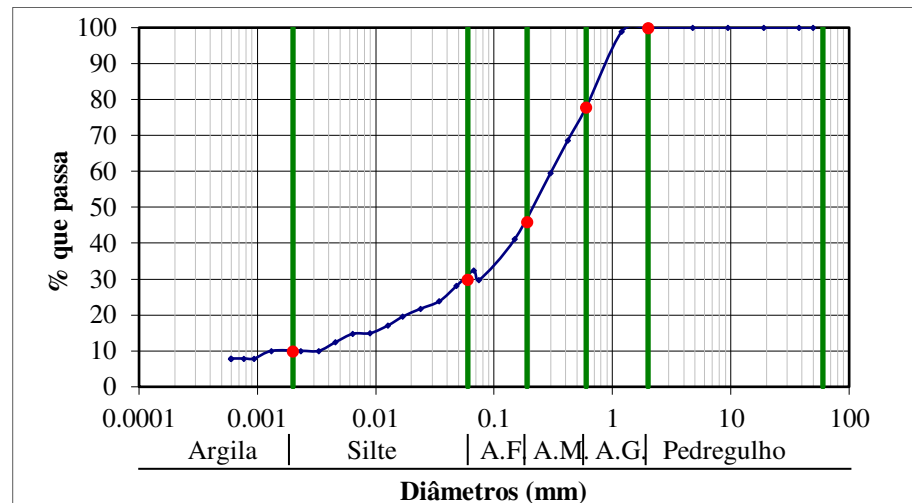
Fonte: o autor (2018).

Realizou-se a coleta de uma amostra de aproximadamente 60 kg de solo e esta foi transportada para o Laboratório de Mecânica dos Solos do Departamento de Engenharia Civil da UFV, *campus* Viçosa, para a realização dos ensaios. Conforme apresentado em diversas pesquisas previamente desenvolvidas, o solo da Vila Secundino (solo VS) é classificado, quanto à sua granulometria, como uma areia silto-argilosa (70% de areia, 20% de silte e 10% de argila), como apresentado por Fernandes (2017).

A curva granulométrica correspondente a esse solo, também obtida por Fernandes (2017), conforme a NBR 7181 (ABNT, 2016a), é apresentada na Figura 27. Nesta figura, as faixas granulométricas de areia fina, média e grossa são representadas, respectivamente, por A.F.,

A.M. e A.G. A partir das informações apresentadas por Fernandes (2017), tem-se, para o solo VS, os coeficientes de uniformidade $C_u = 150$ e de curvatura $C_c = 6$, com classificação unificada, conforme a norma D-2487 (ASTM, 2017), como uma areia siltosa (SM).

Figura 27 - Curva granulométrica do solo VS.



Fonte: Fernandes (2017).

3.4.2 Métodos dos ensaios de laboratório

Em laboratório, a amostra do solo VS foi preparada conforme a NBR 6457 (ABNT, 2016b). Posteriormente, realizou-se o ensaio para obtenção da massa específica dos sólidos (ρ_s), conforme a DNER-ME 093/94 (DNER, 1994), e o ensaio de compactação, conforme a NBR 7182 (ABNT, 2016c). O ensaio de compactação foi realizado na energia Proctor Normal (PN) e subsidiou as informações para definição da curva de compactação do material e, consequentemente, os valores de umidade ótima ($w_{ót}$) e do peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{d,máx}$) utilizados para a adequada moldagem dos corpos de prova.

Para a realização de ensaios triaxiais, com as informações obtidas no ensaio de compactação, foram moldados 4 corpos de prova em formato cilíndrico de 5 cm de diâmetro e altura de $10 \pm 0,05$ cm, compactados na umidade ótima, com processo dinâmico, em três camadas iguais e grau de compactação (GC) de 98% do ensaio PN (Figura 28a). Imediatamente antes da moldagem de cada corpo de prova, uma porção da amostra de solo foi coletada e medida sua massa em balança com precisão de 0,01 g, para posterior secagem em estufa e verificação do teor de umidade. Logo após as moldagens, as dimensões dos corpos de prova foram verificadas com a utilização de paquímetro com resolução de 0,01 mm.

Figura 28 – Etapas do ensaio triaxial realizado sobre corpos de prova (CP) compactados do solo VS: (a) Moldagem de CP; (b) Preparo de CP's para o ensaio; (c) Saturação por contra pressão; (d) Cisalhamento.



Fonte: o autor (2018).

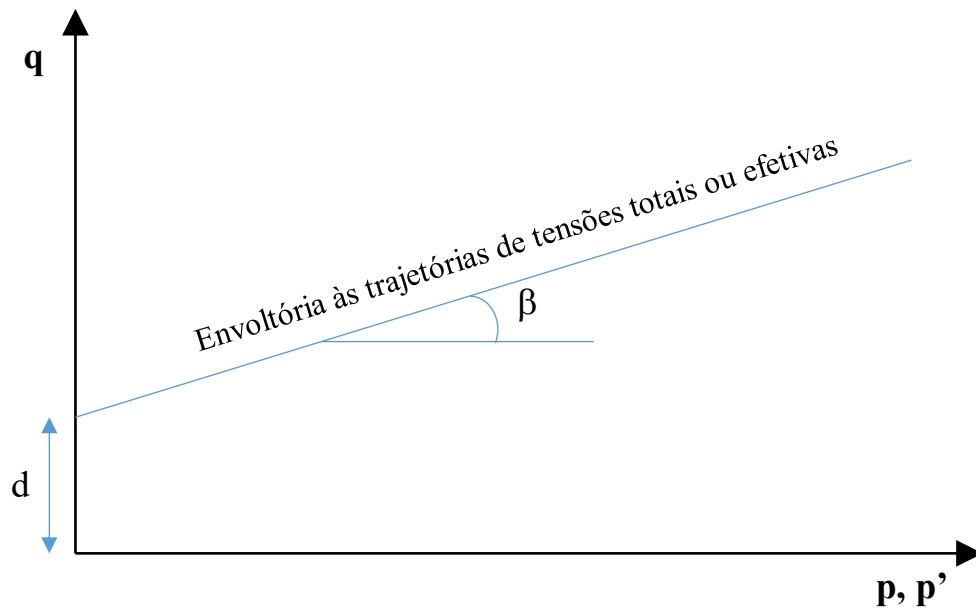
Visto que no Brasil não há uma normalização para a realização dos ensaios triaxiais, foram seguidos os procedimentos da norma americana D4767 (ASTM, 2011). Foram realizados ensaios triaxiais do tipo adensados hidrostáticamente e não drenados, na condição saturada (CIU_{sat}), nos quais foram utilizadas as tensões de adensamento (σ_3) de 40, 80, 160 e 320 kPa. Na etapa de saturação por contrapressão, ao atingir o valor mínimo do parâmetro B de Skempton de 0,95, os corpos de prova foram submetidos às respectivas tensões confinantes para o processo de adensamento seguido do cisalhamento. Os corpos de prova foram cisalhados até atingir 20% de deformação axial.

Os parâmetros de resistência do solo pelo critério de Morh-Coulomb, intercepto de coesão (c ou c') e ângulo de atrito (ϕ ou ϕ'), foram obtidos a partir das envoltórias às trajetórias de tensões totais e efetivas. A partir da inclinação (β) e do intercepto (d) da reta de melhor ajuste aos máximos valores das tensões (Figura 29), os parâmetros de resistência foram obtidos conforme as equações 45 e 46, ao considerar a envoltória de ruptura $q \times p$ para os parâmetros em termos de tensões totais (c e ϕ) e $q \times p'$ para os parâmetros em termos de tensões efetivas (c' e ϕ'):

$$\sin \phi = \tan \beta \quad (45)$$

$$c = \frac{d}{\cos \phi} \quad (46)$$

Figura 29 - Envoltórias às trajetórias de tensões.



Fonte: adaptado de Das (2011)

Nas etapas de adensamento e cisalhamento, a célula do ensaio foi conectada ao sistema de aquisição de dados disponível no laboratório (Figura 30). Com o auxílio desta ferramenta, foi realizado, no ensaio correspondente à tensão confinante de 320 kPa, um ciclo de descarregamento e recarregamento, para estimativa do módulo tangente no descarregamento e recarregamento (E_{ur}).

Figura 30 - Célula do ensaio triaxial conectada ao sistema de aquisição de dados.



Fonte: o autor (2018).

3.4.3 Ajuste hiperbólico

Após a obtenção das curvas tensão-deformação nos ensaios triaxiais, para cada nível de tensão confinante, foi realizado o ajuste hiperbólico de Duncan et al. (1980) às curvas experimentais, conforme apresentado no item 2.6. Primeiramente, foi realizada a linearização da Equação (2) a partir do rearranjo dos termos, como segue:

$$\frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)} = \frac{1}{E_i} + \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \cdot \varepsilon \quad (47)$$

A partir da equação (47), obtêm-se, por regressão linear da curva $\varepsilon/(\sigma_1 - \sigma_3)$ versus ε , os valores de E_i e $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$, respectivamente, pelo intercepto e inclinação da reta.

Ao considerar a tensão desviadora de ruptura $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ como a máxima tensão desviadora em cada um dos ensaios triaxiais e ao aplicar a linearização da curva hiperbólica a partir dos pontos correspondentes a 70% e 95% da tensão de ruptura $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, foram calculadas as razões de resistência (R_f) para cada ensaio.

Assim, ao substituir as Equações (3) e (4) na Equação (2), tem-se:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{\frac{1}{K \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^n} + \frac{\overline{R_f} \cdot \varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}} \quad (48)$$

em que $\overline{R_f}$ é a razão de ruptura média obtida nos ensaios triaxiais.

Para a otimização dos parâmetros K e n da Equação (48), foi implementado, em planilha eletrônica no aplicativo Excel, um procedimento baseado no Método dos Mínimos Quadrados (MMQ). De maneira sucinta, pode-se descrever que o MMQ objetiva minimizar a soma dos quadrados das diferenças entre os dados obtidos experimentalmente (y_i) e os obtidos pela expressão analítica ($f(x_i)$). Ao minimizar o erro quadrático (Δy_i^2), dado pela Equação 49, obtém-se a otimização do ajuste (ALMEIDA, 2015).

$$\Delta y_i^2 = (y_i - f(x_i))^2 \quad (49)$$

Para a aplicação do presente trabalho, tem-se que y_i são as tensões desviadoras obtidas nos ensaios triaxiais e $f(x_i)$ as calculadas, pela Equação (48), para as respectivas deformações (x_i). Ressalta-se que a definição dos parâmetros foi realizada para o melhor ajuste das curvas até o limite de 5% de deformação, conforme deformação máxima dos elementos de reforços, considerando compatibilidade de deformação solo-reforço no ponto de máxima tensão de tração.

3.5 Reforços

Foram considerados como elementos de reforço materiais geossintéticos do tipo geogrelhas, constituídas por polímeros do tipo poliéster (PET), cujas rigidezes são apresentadas na Tabela 5 para a deformação máxima de 5%.

Tabela 5 - Valores de rigidez dos reforços utilizados.

Reforços geossintéticos tipo geogrelha	R1	R2	R3
Rigidez (kN/m)	400	800	1500

Fonte: o autor (2018).

Os reforços foram adotados com comprimento de 3,5 m, o que corresponde a aproximadamente 75% da altura (livre + embutida) dos MSR analisados, e espaçamento vertical de 0,40m. Nas análises numéricas, os reforços foram modelados como elementos tipo “*geogrid*” com comportamento linear elástico. Não foram utilizados elementos de interface nos contatos solo-reforço, ou seja, considerou-se que não há deslizamento relativo na interface solo-reforço, o que significa dizer que se tem completa interação entre os dois materiais. Conforme já mencionado, esta hipótese é aceitável para avaliações sob condições de trabalho.

3.6 Compactação

Neste item, são apresentados os equipamentos considerados, assim como o método adotado para a simulação da compactação nas análises numéricas. Para a compactação leve, utilizada próxima à face dos muros, considerou-se o soquete vibratório elétrico, cujas características foram extraídas da literatura (SARAMAGO, 2002) e apresentadas na Tabela 6.

Tabela 6 - Características técnicas do soquete vibratório.

Potência	2,0 HP
Peso estático	69 kg
Frequência de vibração	500-600 vpm
Rotação	3600 rpm
Amplitude de impacto	45-65 mm
Velocidade de trabalho	12m/min
Dimensão da base	280 mm x 335 mm

Fonte: adaptado de Saramago (2002).

Saramago (2002) realizou ensaios com o uso de acelerômetros instalados ao equipamento para estimar o peso estático equivalente do mesmo e calcular a tensão vertical imposta pelo equipamento, dos quais obteve o valor de 686,17 kgf. Visto que as dimensões da base do soquete são de 280mm x 335mm, a partir da equação (18), tem-se que a tensão vertical induzida pelo equipamento é de aproximadamente 73 kPa.

Já para a compactação pesada, considerou-se um rolo compactador, cujas características técnicas também foram extraídas da literatura e apresentadas na Tabela 7.

Tabela 7 - Características técnicas do rolo compactador.

Massa do módulo frontal (kg)	7800
Força Centrífuga - alta amplitude (kN)	300
Largura do tambor (rolo) (mm)	2130
Potência a 2200 rpm (kW / hp)	82 / 110

Fonte: adaptado de Riccio Filho (2007).

Conforme apresentado por Riccio Filho (2007), a máxima força vertical imposta pelo rolo (Q) pode ser obtida pela soma do peso estático do tambor (78 kN) e da força centrífuga ao considerar o funcionamento do equipamento em alta frequência (300 kN), que resulta em $Q = 378$ kN. Obtida a máxima força vertical (Q) imposta pelo equipamento, com os dados apresentados na Tabela 7 e os parâmetros de resistência obtidos para o solo, calcula-se a tensão vertical induzida pela compactação conforme formulação proposta por Ehrlich e Mitchell (1994), apresentada no item 2.10.

Para a simulação da compactação nas análises numéricas, adotou-se o procedimento Tipo 2 proposto no trabalho de Mirmoradi e Ehrlich (2014) e descrito no item 2.8.3, segundo o qual a compactação de cada camada é simulada por um único ciclo de carregamento e descarregamento, com aplicação da tensão vertical induzida pela compactação ($\sigma'_{zc,i}$) no topo e na base da camada.

3.7 Análises efetuadas

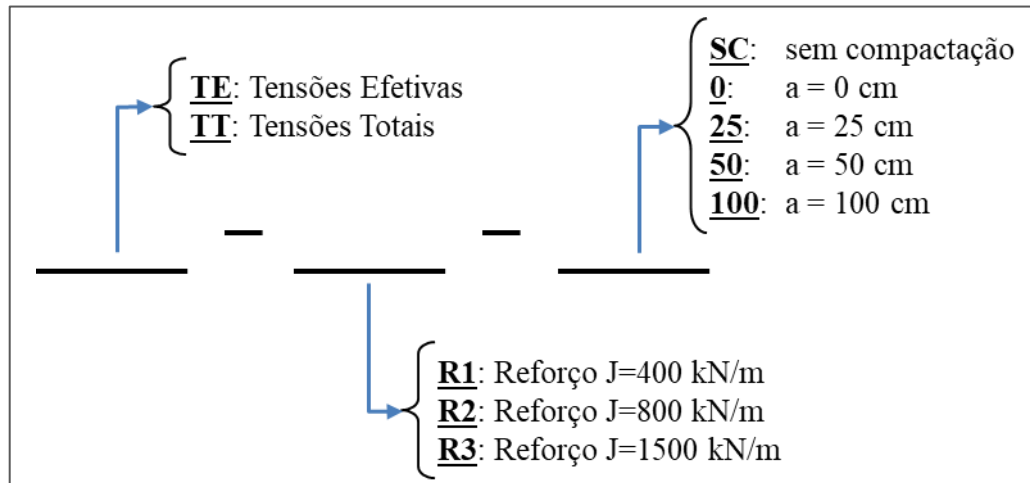
Apresentam-se, na Tabela 8, os dados correspondentes às análises efetuadas, com os respectivos códigos atribuídos para as mesmas. Para a seção de análise, apresentada no item 3.2 (Figura 24), foram consideradas análises em termos de tensões efetivas (TE) e totais (TT) para o solo reforçado, adoção de três (03) tipos de reforços, apresentados no item 3.5, e três (03) distâncias da compactação pesada em relação à face (a), além da consideração de não aplicar carregamentos referentes à compactação (SC). Os códigos atribuídos para as análises correspondem a abreviações das considerações realizadas, como ilustra a Figura 31.

Tabela 8 - Dados correspondentes às análises efetuadas.

Envoltória de resistência do solo reforçado	Reforço	a (cm)	Código
Em termos de Tensões Efetivas (TE)	R1 (J = 400 kN/m)	-	TE-R1-SC
		0	TE-R1-0
		25	TE-R1-25
		50	TE-R1-50
		100	TE-R1-100
	R2 (J = 800 kN/m)	-	TE-R2-SC
		0	TE-R2-0
		25	TE-R2-25
		50	TE-R2-50
		100	TE-R2-100
	R3 (J = 1500 kN/m)	-	TE-R3-SC
		0	TE-R3-0
		25	TE-R3-25
		50	TE-R3-50
		100	TE-R3-100
Em termos de Tensões Totais (TT)	R1 (J = 400 kN/m)	-	TT-R1-SC
		0	TT-R1-0
		25	TT-R1-25
		50	TT-R1-50
		100	TT-R1-100
	R2 (J = 800 kN/m)	-	TT-R2-SC
		0	TT-R2-0
		25	TT-R2-25
		50	TT-R2-50
		100	TT-R2-100
	R3 (J = 1500 kN/m)	-	TT-R3-SC
		0	TT-R3-0
		25	TT-R3-25
		50	TT-R3-50
		100	TT-R3-100

Fonte: o autor (2018).

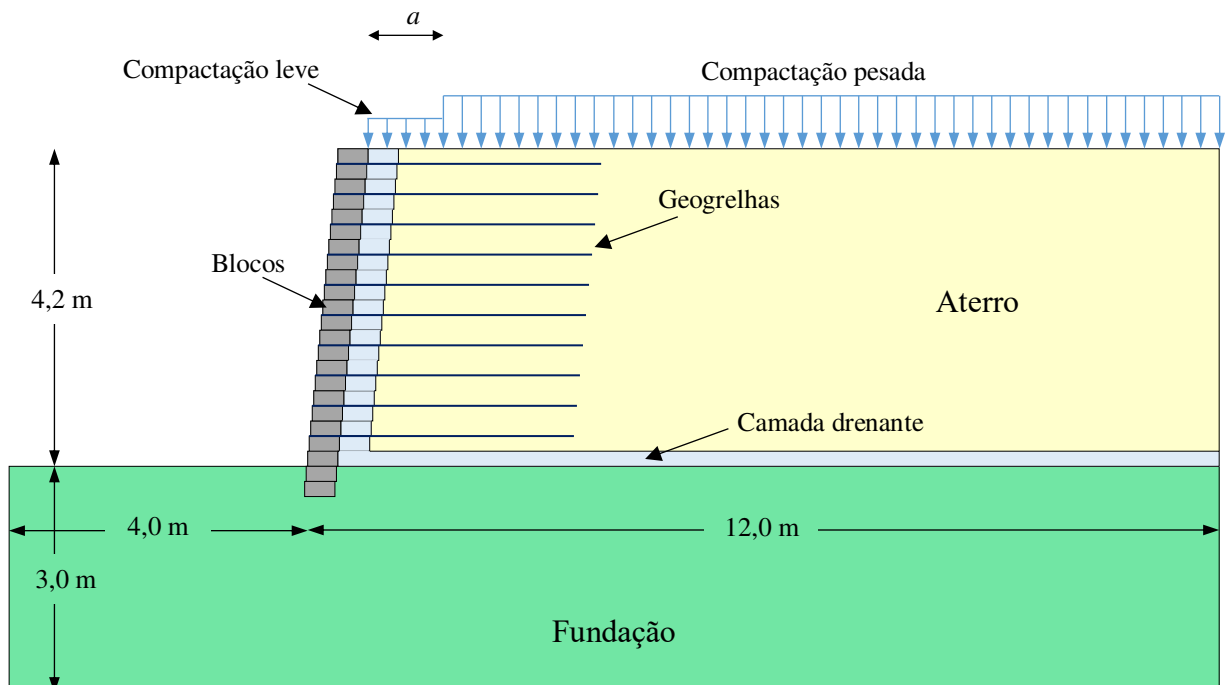
Figura 31 - Estrutura dos códigos das análises efetuadas.



Fonte: o autor (2018).

Na Figura 32, é apresentada a seção típica analisada com a identificação dos carregamentos correspondentes à compactação pesada, compactação leve e à distância da compactação pesada em relação à face (a), sendo esta última variável conforme apresentada na Tabela 8.

Figura 32 - Seção típica das análises efetuadas, sendo “a” a largura da faixa com compactação leve.



Fonte: o autor (2018).

É importante destacar que as avaliações correspondentes à consideração das distâncias da compactação pesada em relação à face foram realizadas apenas numericamente, visto que não

se têm métodos de dimensionamentos que contemplam tal consideração. Desta forma, as avaliações analíticas pelos métodos de Ehrlich e Mitchell (1994) e Bathurst et al. (2008) foram realizadas para as análises nas quais a compactação pesada é considerada até a face das estruturas ($a = 0$). O método de Ehrlich e Mitchell (1994), por incorporar de forma explícita os esforços induzidos pela compactação, também foi aplicado às análises nas quais não se considerou a compactação (SC), ao utilizar, nos dimensionamentos, uma tensão vertical induzida pela compactação nula, ou seja, não considerar os esforços devidos à compactação

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Ensaios de laboratório

Neste item, são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de laboratório realizados no solo VS, assim como as correlações utilizadas, os parâmetros de resistência e deformabilidade e o ajuste hiperbólico adotados nas avaliações analíticas e numéricas.

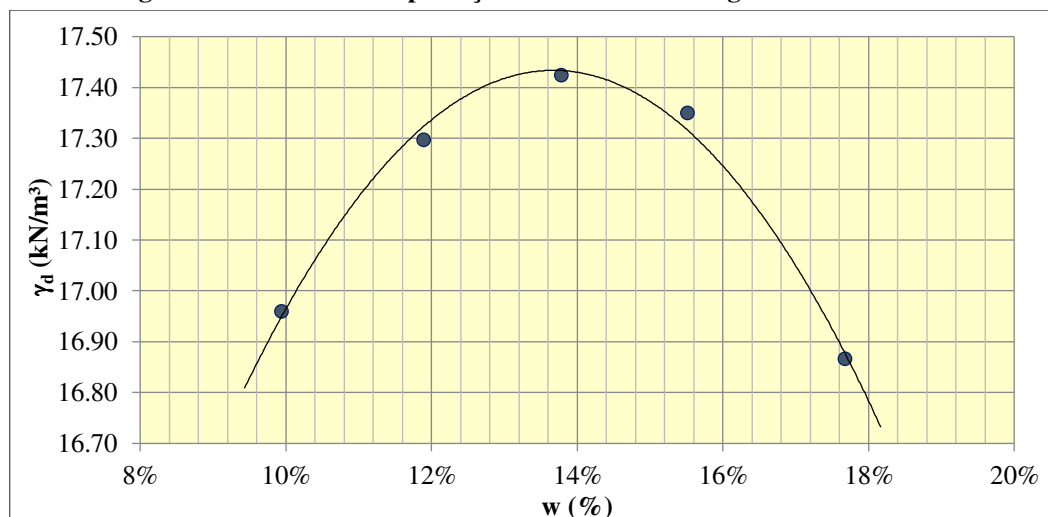
4.1.1 Determinação da massa específica dos sólidos

Conforme mencionado no item 3.4.2, foram realizados três (03) ensaios para estimativa da massa específica dos sólidos. De acordo com a NBR 6458 (ABNT, 2016d), os resultados obtidos foram considerados satisfatórios, visto que as diferenças entre os mesmos não diferem mais que 0,02 g/cm³. Para o resultado final, média dos resultados considerados satisfatórios, foi obtido o valor de 2,691 g/cm³.

4.1.2 Ensaios de compactação

Para o ensaio de compactação do solo VS, realizado na energia Proctor Normal (PN), tem-se a curva de compactação apresentada na Figura 33, da qual se verifica que a umidade ótima ($w_{ót}$) é de aproximadamente 13,8% e o peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{d,máx}$) de aproximadamente 17,43 kN/m³.

Figura 33 - Curva de compactação do solo VS na energia Proctor Normal.



Fonte: o autor (2018).

4.1.3 Ensaios triaxiais e ajuste hiperbólico

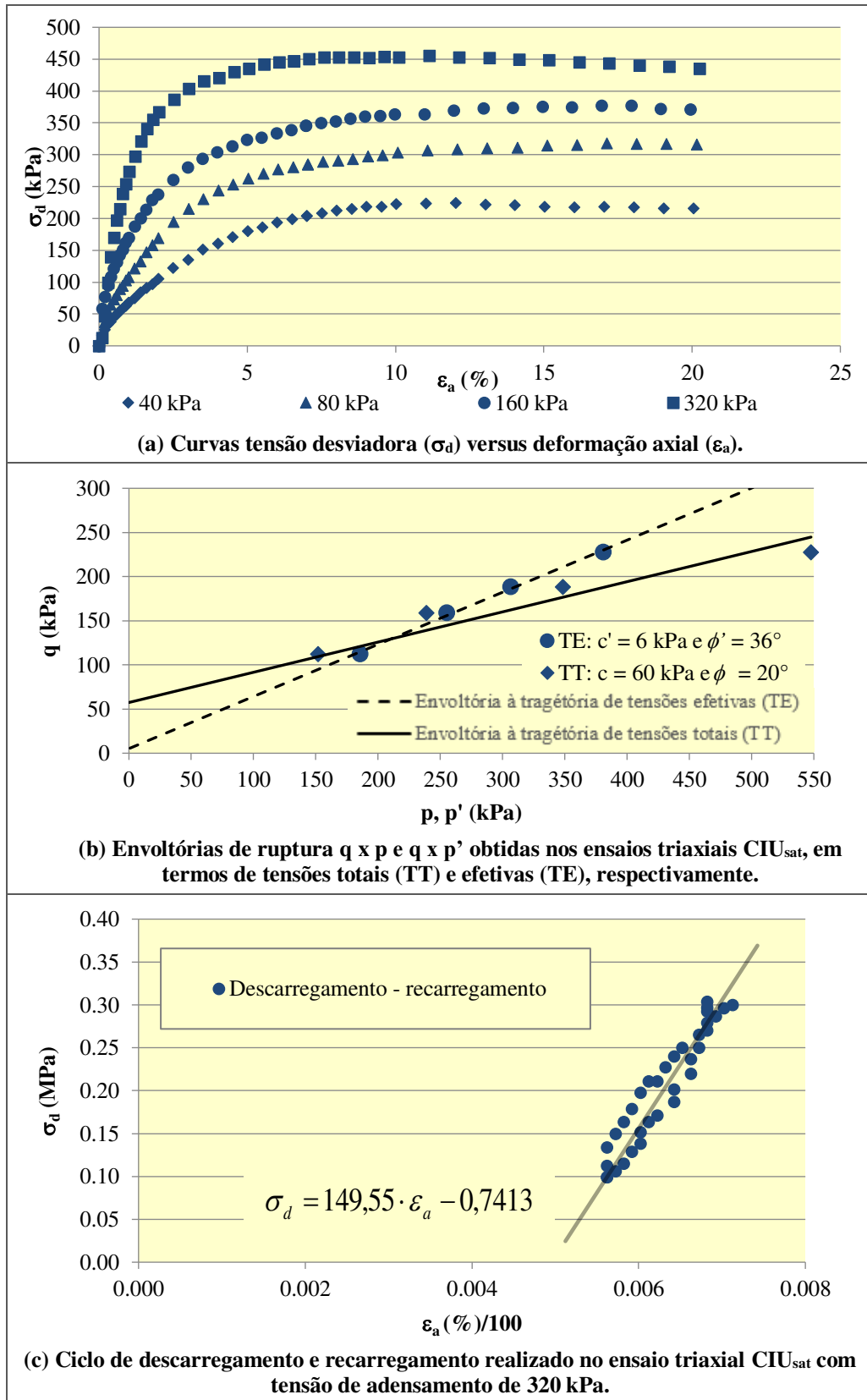
A Figura 34 apresenta uma compilação dos resultados dos ensaios triaxiais consolidados hidrostáticamente e não drenados, na condição saturada (CIU_{sat}), nos quais tem-se: a) curvas de tensão desviadora ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$) versus deformação axial (ϵ_a) para cada tensão de confinamento; b) envoltórias de ruptura $q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ x $p = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ ou q x $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$ em termos de tensões totais (TT) e efetivas (TE); e c) ciclo de descarregamento e descarregamento (c) realizado no ensaio submetido à tensão confinante de 320 kPa.

Como se observa na Figura 34 (a), o material apresenta aumento na rigidez com o aumento da tensão de adensamento (σ_3), ou seja, para mesmos valores de deformação, têm-se maiores tensões desviadoras quando submetido a maiores tensões de adensamento, resultando em um módulo de elasticidade maior quanto maior for a tensão de adensamento (σ_3).

Na Figura 34 (b), têm-se as envoltórias às trajetórias de tensões totais e efetivas. A partir das retas (envoltórias) de melhor ajuste aos máximos das trajetórias, determinaram-se os parâmetros de resistência, intercepto de coesão (c ou c') e ângulo de atrito (ϕ ou ϕ'), como apresentado no item 3.4.2. Desta forma, os parâmetros de resistência efetivos foram $c' = 6$ kPa e $\phi' = 36^\circ$ e totais $c = 60$ kPa e $\phi = 20^\circ$.

A Figura 34 (c) apresenta o ciclo de descarregamento e recarregamento realizado no ensaio com tensão de adensamento de 320 kPa. Foi obtida uma rigidez (E_{ur}) de 149,55 MPa. Posteriormente, este valor será utilizado para comparação com o módulo inicial (E_i) e estimativa da relação E_{ur}/E_i .

Figura 34 - Resultados obtidos a partir dos ensaios triaxiais CIU_{sat}.



Fonte: o autor (2018).

4.2 Ajuste hiperbólico

4.2.1 Considerações iniciais

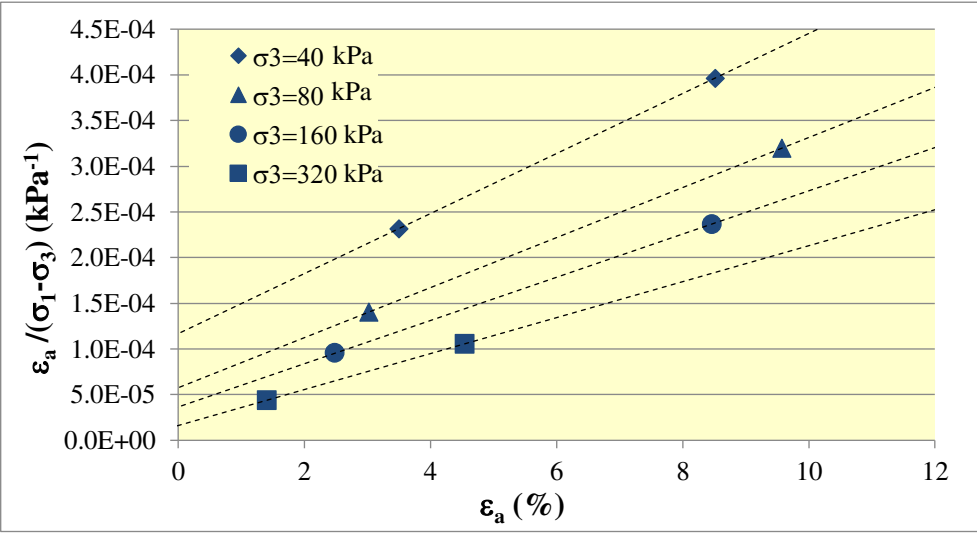
A partir das curvas de tensão desviadora versus deformação axial, obtidas nos ensaios triaxiais, foram desenvolvidas as curvas transformadas (Figura 35), pela relação linear, ao considerar os pontos correspondentes a 70% e 95% da tensão desviadora máxima de cada ensaio, como apresentado na Tabela 9.

Tabela 9 - Dados para obtenção da curva hiperbólica transformada.

σ_3	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$	70% $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$			95% $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$		
		$(\sigma_1 - \sigma_3)_{70\%}$	$\varepsilon_a 70\%$	$\varepsilon_a 70\% / (\sigma_1 - \sigma_3)_{70\%}$	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{95\%}$	$\varepsilon_a 95\%$	$\varepsilon_a 95\% / (\sigma_1 - \sigma_3)_{95\%}$
kPa	kPa	kPa	%	kPa ⁻¹	kPa	%	kPa ⁻¹
40	224,3	151,2	3,51	2,32E-04	214,8	8,52	3,97E-04
80	317,9	215,4	3,02	1,40E-04	306,6	11,09	3,62E-04
160	377,5	261,1	2,49	9,55E-05	357,6	8,47	2,37E-04
320	455,5	321,3	1,42	4,41E-05	430,3	4,56	1,06E-04

Fonte: o autor (2018).

Figura 35 - Curvas hiperbólicas transformadas.



Fonte: o autor (2018).

Obtidos os valores dos coeficientes linear e angular das curvas transformadas, estimam-se, respectivamente, o módulo de elasticidade inicial e a tensão desviadora última. Além disso, estimam-se as razões de ruptura para o nível de confinamento e calcula-se a média das mesmas,

a qual é adotada para o ajuste hiperbólico. Os valores obtidos das curvas transformadas são apresentados na Tabela 10.

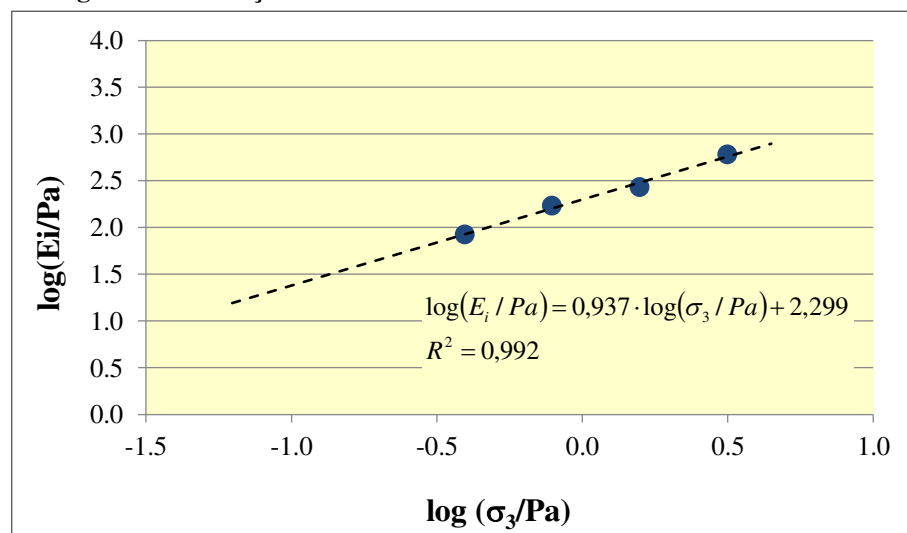
Tabela 10 –Valores obtidos da curva hiperbólica transformada.

σ_3	Intercepto (a)	Ei = 1/a	Inclinação (b)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult} = 1/b$	$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$	$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}$
kPa	kPa ⁻¹	MPa	kPa ⁻¹	kPa	kPa	
40	1,17E-04	8,6	3,28E-03	304,4	224,3	0,74
80	5,74E-05	17,4	2,74E-03	364,6	317,9	0,87
160	3,65E-05	27,4	2,37E-03	422,8	377,5	0,89
320	1,62E-05	61,7	1,97E-03	508,2	455,5	0,90
R_f médio:						0,85

Fonte: o autor (2018).

Ao linearizar a Equação (3), conforme sugerido por Janbu (1963), apresentada no item 2.6, para a variação do módulo de elasticidade com a tensão confinante, a partir do gráfico (Figura 36) pode-se obter os parâmetros adimensionais (K e n) com os coeficientes linear (Equação 50) e angular (Equação 51).

Figura 36 - Variação do módulo de elasticidade com a tensão confinante.



Fonte: o autor (2018).

$$\log(K) = 2,299 \therefore K = 10^{2,299} \therefore K = 199,07 \quad (50)$$

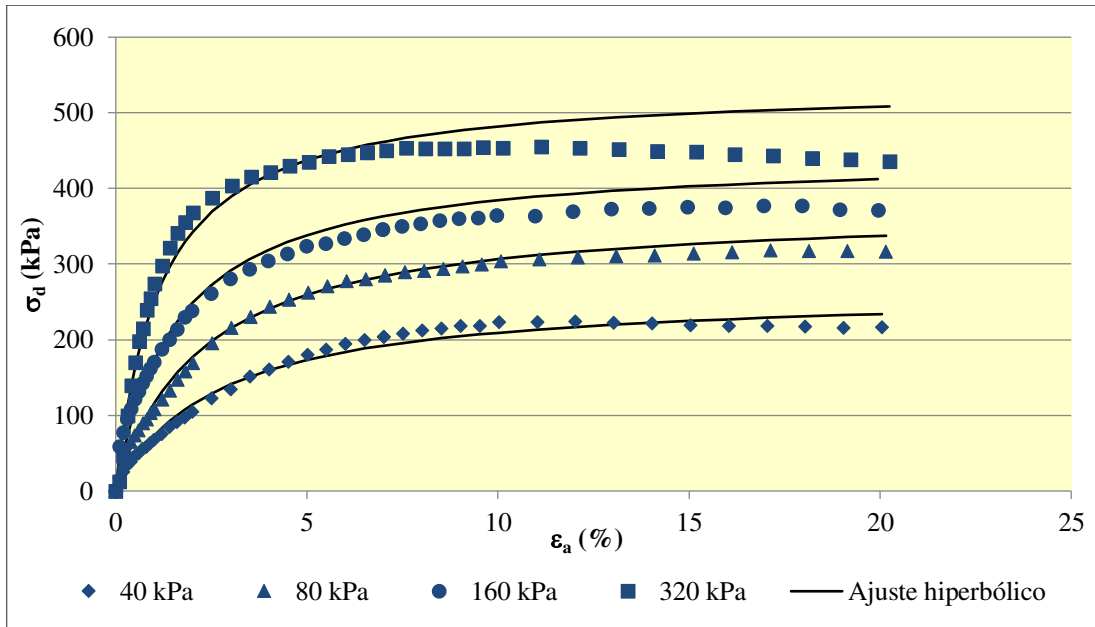
$$n = 0,937 \quad (51)$$

4.2.2 Otimização

Ao calcular as tensões desviadoras (Equação 2), com a utilização dos parâmetros adimensionais (K e n) obtidos e a razão de ruptura média (R_f médio = 0,85), e, posteriormente, comparar com as tensões desviadoras obtidas nos ensaios triaxiais, tem-se uma boa concordância entre os resultados, com erro médio das curvas de 7,13%. No entanto, com o objetivo de otimizar os ajustes das curvas hiperbólicas com os dados de laboratório, em especial para os níveis iniciais de deformação, até o limite máximo de deformação dos reforços ($\epsilon_a \leq 5\%$), a partir de processos iterativos implementados em planilha eletrônica, baseado no Método dos Mínimos Quadrados (MMQ), otimizou-se o ajuste das curvas para um erro médio de 4,84% com a adoção dos parâmetros adimensionais $K = 196$ e $n = 0,7$.

A Figura 37 apresenta os ajustes hiperbólicos nas curvas de tensão desviadora versus deformação axial obtidas nos ensaios triaxiais. A boa concordância entre os dados de laboratório e os ajustes hiperbólicos pode ser evidenciada ainda pela Tabela 11, na qual são apresentados os erros calculados para cada curva dos ensaios triaxiais após a otimização dos parâmetros adimensionais.

Figura 37 – Curvas tensão desviadora (σ_d) x deformação axial (ϵ_a) e ajustes hiperbólicos otimizados.



Fonte: o autor (2018).

Tabela 11 - Tabela de erros com a otimização do ajuste hiperbólico.

σ_3 (kPa)	Erro ($\varepsilon_a \leq 5\%$) (%)
40	5,72
80	2,51
160	5,65
320	5,46

Fonte: o autor (2018).

4.3 Parâmetros representativos do Solo Vila Secundino

A partir dos resultados de laboratório, foram determinados os parâmetros de resistência e deformabilidade para o solo VS, apresentados na Tabela 12. Destaca-se que o módulo secante (E_{50}) adotado corresponde ao obtido para a curva referente à tensão de adensamento de 80 kPa. Para o módulo tangente obtido de ensaio edométrico (E_{eod}), adotou-se o mesmo valor do módulo secante, conforme é recomendado no manual do PLAXIS 2D. Têm-se ainda que ψ corresponde ao ângulo de dilatância do material, e ao índice de vazios e ν_{ur} ao coeficiente de Poisson na situação de descarregamento e recarregamento (BRINKGREVE e VERMEER, 2002).

Tabela 12 - Parâmetros adotados para o solo VS.

Material	Aterro (solo VS)
Modelo constitutivo	<i>Hardening soil</i>
γ_{sat} e γ'_{nat} (kN/m ³)	20 e 19
ϕ e ϕ' (°)	20 e 36
c e c' (kPa)	60 e 6
ψ (kPa)	2
E_{50} (MPa)	9
E_{eod} (MPa)	9
E_{ur} (MPa)	22
m	0,7
R_f	0,85
e	0,58
ν_{un}	0,3

Fonte: o autor (2018).

Conforme apresentado na Tabela 10, para o ensaio referente à tensão de adensamento de 320 kPa, estimou-se o módulo de elasticidade inicial $E_i = 61,7$ MPa. Já no ciclo de descarregamento e recarregamento, realizado neste mesmo ensaio, foi obtido o módulo

$E_{ur} = 149,55$ MPa. Desta forma, adotou-se o valor de 2,4 para a razão E_{ur}/E_i . Esta relação encontra-se dentro de uma faixa típica de variação, conforme Duncan et al. (1980).

4.4 Tensões verticais induzidas pela compactação

Conforme apresentado no item 3.6, para a compactação leve executada próxima à face, considerou-se a utilização do soquete vibratório elétrico para o qual se tem a tensão vertical induzida pela compactação ($\sigma'_{zc,i}$) de 73 kPa. Conforme o modelo proposto por Ehrlich e Mitchell (1994), ao se considerar a compactação por placas, $\sigma'_{zc,i}$ independe das propriedades de resistência do solo (Equação 18). Já para a compactação pesada, para a qual foi considerado o rolo compactador, as tensões induzidas pela compactação foram calculadas conforme os parâmetros de resistência do solo de aterro (solo VS) obtidos nos ensaios e aplicação da formulação proposta por Ehrlich e Mitchell (1994). Na Tabela 13, são apresentadas as tensões verticais induzidas pela compactação ($\sigma'_{zc,i}$), calculadas para o solo VS nas condições de tensões efetivas e totais, assim como os parâmetros envolvidos nessa determinação.

Tabela 13 - Cálculo da tensão vertical induzida pela compactação (σ'_{zci}).

Parâmetros/ Tensões induzidas	Solo Vila Secundino	
	Tensões Efetivas	Tensões Totais
ϕ (°)	36	20
K_a	0,260	0,490
γ (kN/m ³)	19	20
K_0	0,412	0,658
v_0	0,292	0,397
N_γ	27,16	4,51
Q (kN)	378	378
L (m)	2,13	2,13
σ_{xpi} (kPa)	78,7	52,9
σ_{zci} (kPa)	191	80

Fonte: o autor (2018).

4.5 Comparação entre resultados

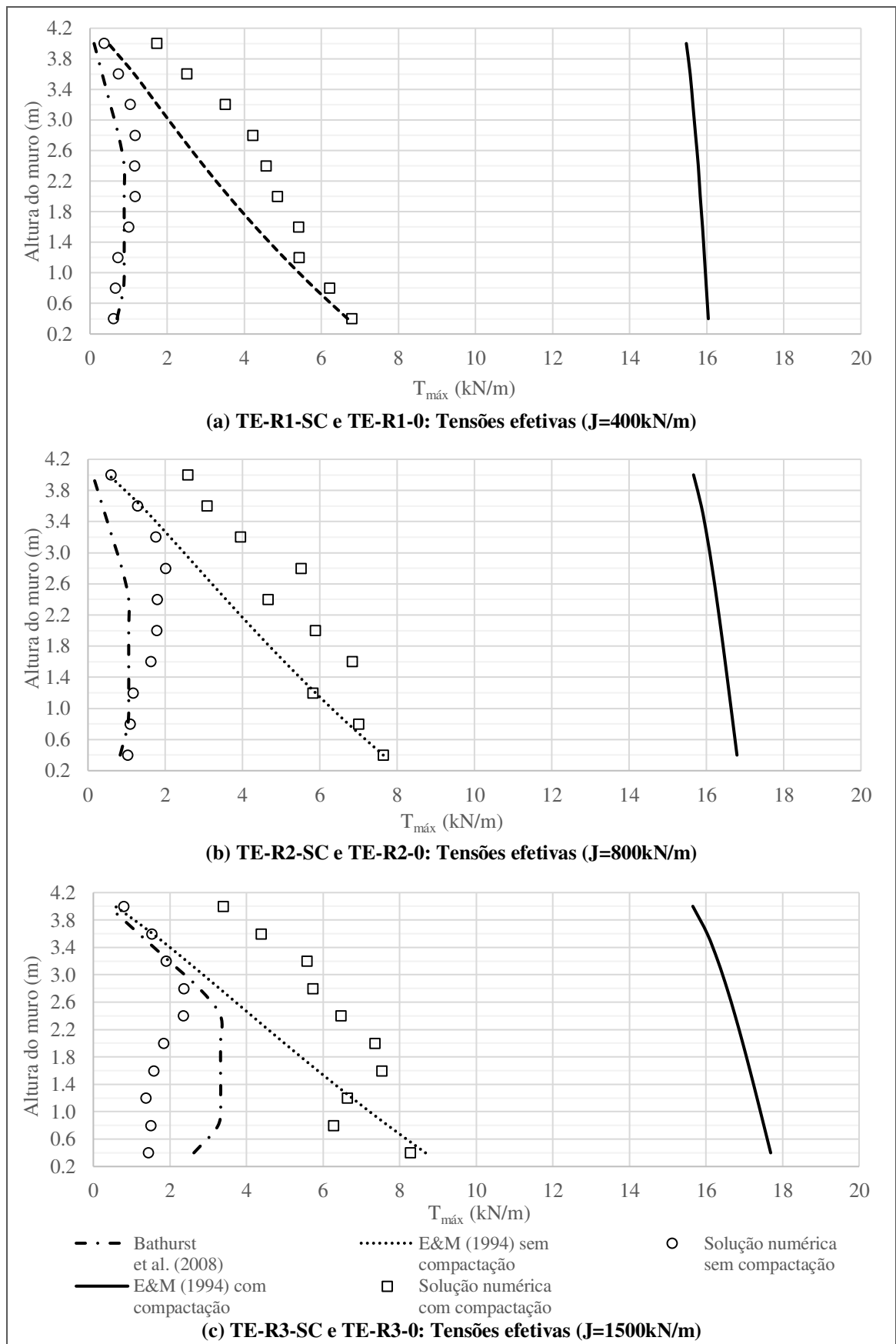
Primeiramente, é realizada a comparação entre os resultados obtidos numericamente e pelos métodos de Ehrlich e Mitchell (1994) e Bathurst et al. (2008), correspondentes à tração máxima atuante nos reforços ($T_{máx}$). Esta comparação é realizada para as análises nas quais a compactação pesada ocorre até a face das estruturas ($a = 0$) e nas quais não se consideram os esforços da compactação (SC).

A Figura 38 apresenta esta comparação para as análises nas quais foram considerados os parâmetros de resistência do solo de aterro em termos de tensões efetivas. Já na Figura 39, tem-se a comparação com os parâmetros de resistência em termos de tensões totais. No Apêndice B, são apresentadas as comparações entre os resultados numéricos, quando se considera o afastamento da compactação pesada em relação à face ($a = 0,25$ m, $a = 0,50$ m e $a = 1,0$ m), e os obtidos pelos mencionados métodos de dimensionamento.

Os resultados evidenciam a importância da consideração dos esforços de compactação na magnitude das máximas trações atuantes nos reforços. Assim como identificado no método de Ehrlich e Mitchell (1994), as análises numéricas com a simulação da compactação conforme modelagem Tipo 2 apresentada por Mirmoradi e Ehrlich (2014; 2018b) implicam em aumento nas trações máximas nos reforços. Em relação aos resultados pelo método de Ehrlich e Mitchell (1994), nota-se ainda que a compactação é mais significativa para as análises em termos de tensões efetivas, visto que maiores ângulos de atrito resultam em maiores tensões induzidas pela compactação quando se considera a compactação por rolos, conforme formulação apresentada no item 2.10.

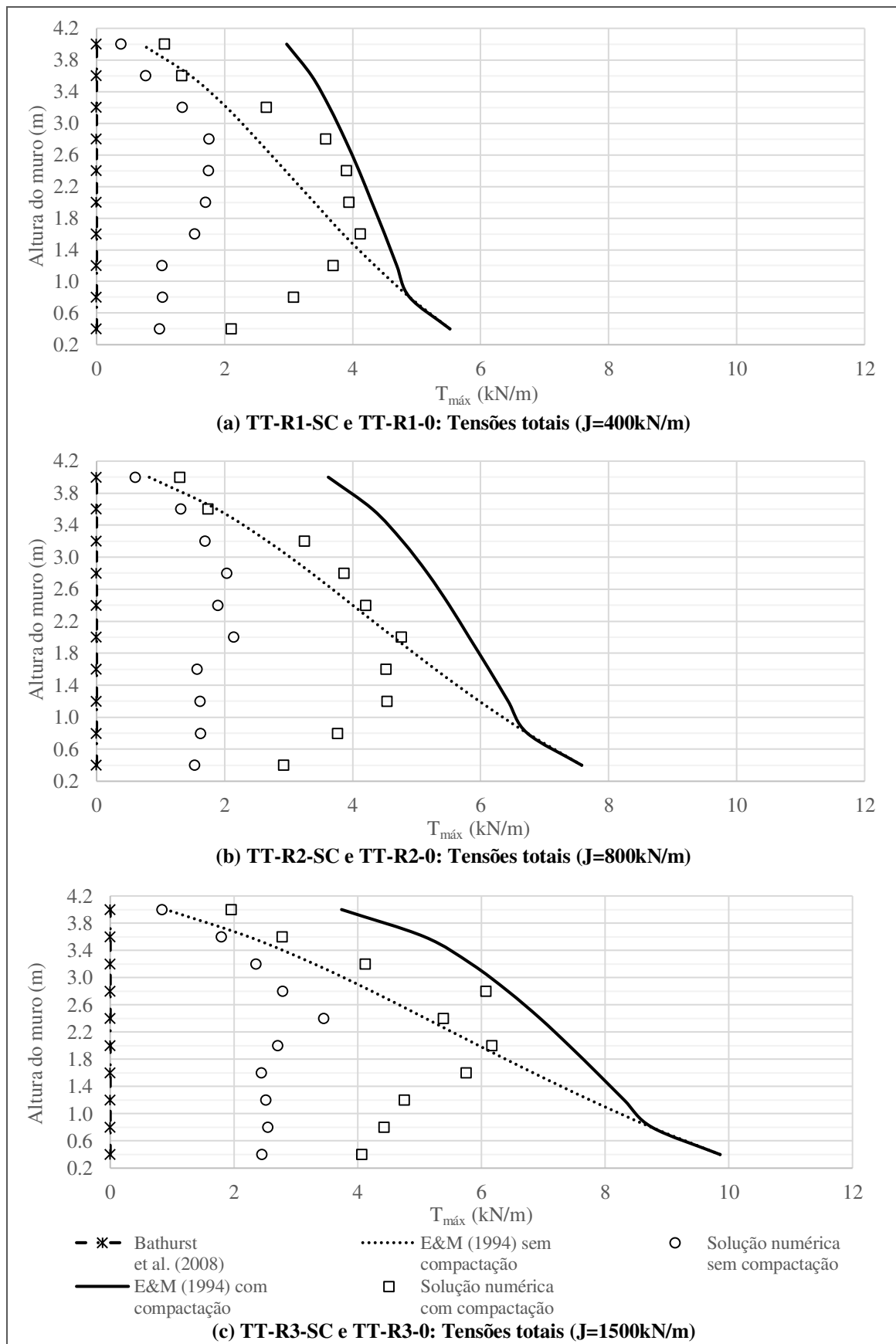
Pelo método de Bathurst et al. (2008), que considera implicitamente o efeito da compactação e a rigidez da face, em geral os resultados obtidos mostram-se aquém dos resultados numéricos, mesmo para as análises sem o efeito da compactação. Destaque para as análises com a consideração de tensões totais, nas quais, devido ao aumento da coesão aparente do solo reforçado, o modelo estima que não há mobilização de tração nos reforços. Ressalta-se que o método de Bathurst et al. (2008) é empírico, baseado em resultados de diferentes tipos de MSR, com variações de alturas, sobrecargas, tipos de solos, reforços, faces, etc. Desta forma, nota-se que, para as seções analisadas no presente trabalho, a compilação dos dados que subsidiaram a definição do método não apresenta resultados satisfatórios.

Figura 38 – Tração máxima nos reforços, análise numérica e métodos analíticos. – Tensões Efetivas.



Fonte: o autor (2018).

Figura 39 - Tração máxima nos reforços, análise numérica e métodos analíticos. – Tensões Totais.



Fonte: o autor (2018).

Ao analisar as Figuras 38 e 39, identifica-se que, tanto para as análises com utilização de parâmetros totais como efetivos para o solo de aterro, o aumento da rigidez dos reforços implica em maiores trações mobilizadas nos mesmos, assim como identificado em outros trabalhos, como em Dantas (1998), Barbosa Júnior (2003), Hatami e Bathurst (2005), Guler, Hamderi e Demirkan (2007) e Magalhães (2016). Nota-se ainda que, com a utilização dos parâmetros em termos de tensões totais, tem-se redução das trações nos reforços com o aumento da coesão do solo ($c > c'$), como apresentado por Dantas (2004), Riccio Filho (2007) e Moratori (2015).

O método de Ehrlich e Mitchell (1994), com ou sem a consideração dos esforços induzidos pela compactação, apresentou estimativas de $T_{máx}$ superiores às obtidas numericamente. Para as análises com a consideração da compactação, mais representativas das condições de campo, em média, ao realizar a verificação das razões entre os somatórios das trações calculadas pelo método e das obtidas numericamente, tem-se o coeficiente de aproximadamente 1,5 para a consideração de parâmetros do solo de aterro em termos de tensões totais e de 3,0 com a utilização de parâmetros do solo de aterro em termos de tensões efetivas.

O fato do referido método superestimar os valores de $T_{máx}$ em relação aos dados numéricos também foi verificado por Mirmoradi e Ehrlich (2017) em análises nas quais se considerou restrição aos deslocamentos da base da face de blocos. Apesar do presente trabalho não considerar a restrição total da base da face, a condição analisada é semelhante, visto que considera parte da altura do muro embutida na fundação, o que restringe de forma significativa as movimentações da base.

Destaca-se que o método de Ehrlich e Mitchell (1994), ao superestimar os valores de $T_{máx}$ em relação aos obtidos numericamente, torna sua utilização, para as seções analisadas, uma prática favorável à segurança no desenvolvimento de projetos de MSR. Ao considerar que os dados numéricos correspondam aos valores reais de uma situação de obra, superestimar os valores de $T_{máx}$ implica na adoção de elementos de reforços com maior resistência que a necessária, menor mobilização de tração nos elementos e consequente menor deformação da estrutura.

Ressalta-se que o método de Ehrlich e Mitchell (1994) não considera a rigidez e inclinação da face. Desta forma, justificam-se as estimativas de $T_{máx}$ além das obtidas numericamente, visto que as seções analisadas apresentam face de elevada rigidez e pequena inclinação com a vertical (1H:10V), dois fatores que tendem a reduzir as tensões mobilizadas nos reforços, quando a base da face não está livre para se movimentar, conforme discutido por Mirmoradi, Ehrlich e Dieguez (2016).

A consideração da camada drenante entre o aterro reforçado e o muro é outro fator que acarreta divergências entre as estimativas, a partir de ambos os métodos analisados, e os resultados

numéricos. Ambos os métodos abordam a utilização de um único material para o solo reforçado. No entanto, visto que é prática comum a utilização de camada de material drenante entre o solo e a face dos muros, as análises foram realizadas com esta consideração com o objetivo de melhor representar as condições reais de obras. Nota-se que a consideração da camada drenante no solo reforçado implica em redução das tensões máximas mobilizadas nos reforços ($T_{máx}$), visto que corresponde a material de maior rigidez que o solo VS.

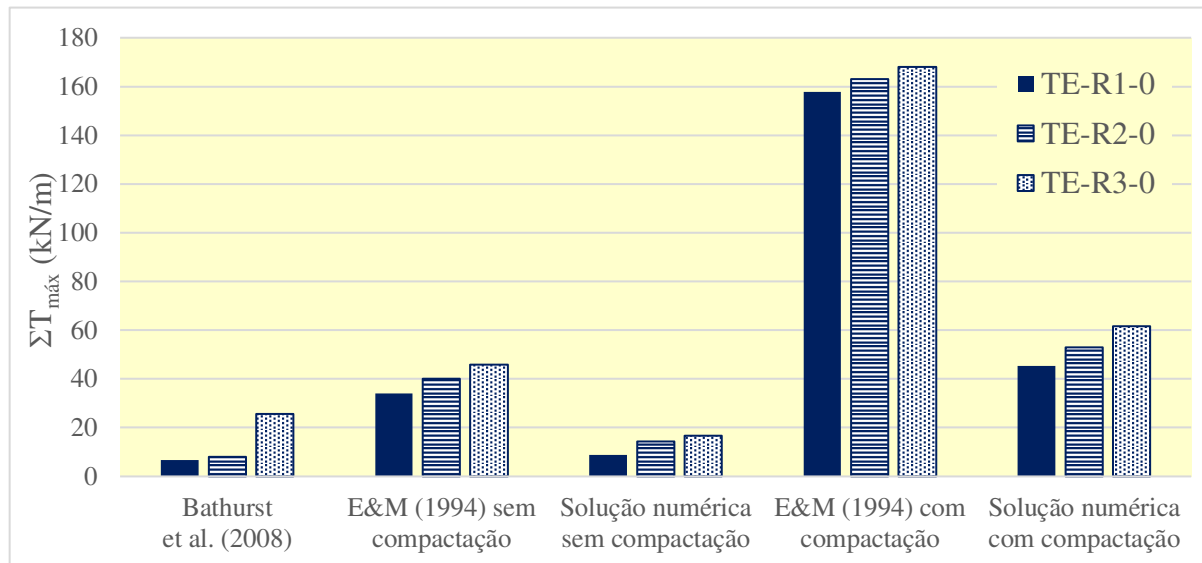
Observa-se que, para as comparações realizadas entre resultados numéricos e pelo método de Ehrlich e Mitchell (1994), ao se utilizar os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo (c e ϕ) obtidos com base na envoltória às trajetórias de tensões totais, os resultados mostram-se mais próximos, em geral, indicando boa previsibilidade do método.

No entanto, ao se utilizar os parâmetros efetivos (c' e ϕ'), os resultados obtidos pelo método de Ehrlich e Mitchell (1994) superestimam os resultados numéricos quando se considera a compactação. Esta ocorrência pode estar associada à formulação teórica para o cálculo das tensões verticais induzidas pela compactação ($\sigma_{z,i}$), quando se utilizam rolos compactadores, no método de Ehrlich e Mitchell (1994), visto que estas crescem com o aumento do ângulo de atrito.

Riccio Filho (2007) também adotou parâmetros totais (c e ϕ) para calcular as trações nos reforços pelo método de Ehrlich e Mitchell (1994) e compará-las com medições de campo. Os resultados obtidos entre as trações calculadas e as medidas foram muito satisfatórios. No entanto, este autor não verificou a capacidade de previsão do método ao se utilizar os parâmetros efetivos de resistência (c' e ϕ') e, portanto, não pode concluir o que foi verificado no presente trabalho.

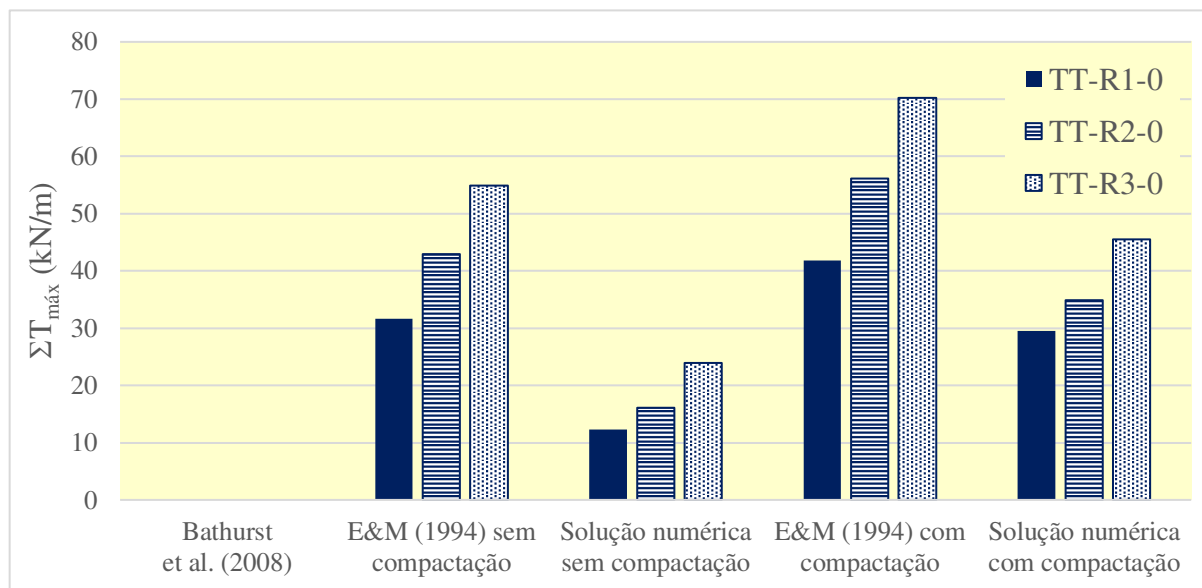
As figuras a seguir apresentam as comparações dos resultados apresentados na Figuras 40 e 41, porém ao considerar os somatórios das máximas trações atuantes nos reforços. A Figura 40 apresenta os resultados em termos de tensões efetivas, enquanto que a Figura 41 em termos de tensões totais. Como se pode observar em ambas as figuras, as análises numéricas realizadas apresentam-se coerentes em relação à rigidez relativa, ou seja, os resultados de $\Sigma T_{máx}$ aumentam com o aumento da rigidez dos reforços. Têm-se ainda reduções de $\Sigma T_{máx}$ ao se considerar os parâmetros totais para o solo reforçado, visto que há redução do ângulo de atrito e aumento da coesão do solo reforçado.

Figura 40 - Somatório das máximas tensões de tração nos reforços - Tensões efetivas.



Fonte: o autor (2018).

Figura 41 - Somatório das máximas tensões de tração nos reforços - Tensões totais.



Fonte: o autor (2018).

4.6 Influência da distância da compactação pesada em relação à face

Neste item, são apresentados os resultados obtidos numericamente ao se considerar diferentes distâncias da compactação pesada até a face dos MSR analisados. Normalmente, a compactação pesada não ocorre até a face dos MSR. Desta forma, com a aplicação de uma compactação leve

próxima à face, avaliou-se a influência da distância da compactação pesada em relação à face nos resultados de magnitude e posição da máxima tração atuante nos reforços e nos deslocamentos horizontais da face.

4.6.1 Magnitude da Tração máxima nos reforços ($T_{máx}$)

Na Figura 42, é apresentada uma compilação dos resultados de máxima tração nos reforços ($T_{máx}$) obtidos nas análises numéricas que objetivaram avaliar a influência da distância da compactação pesada em relação à face. Para melhor entendimento desses resultados, foram plotados nos gráficos os somatórios das tensões máximas atuantes nos reforços ($\Sigma T_{máx}$) e o somatório das posições nas quais foram obtidas as máximas trações ($\Sigma X_{máx}$).

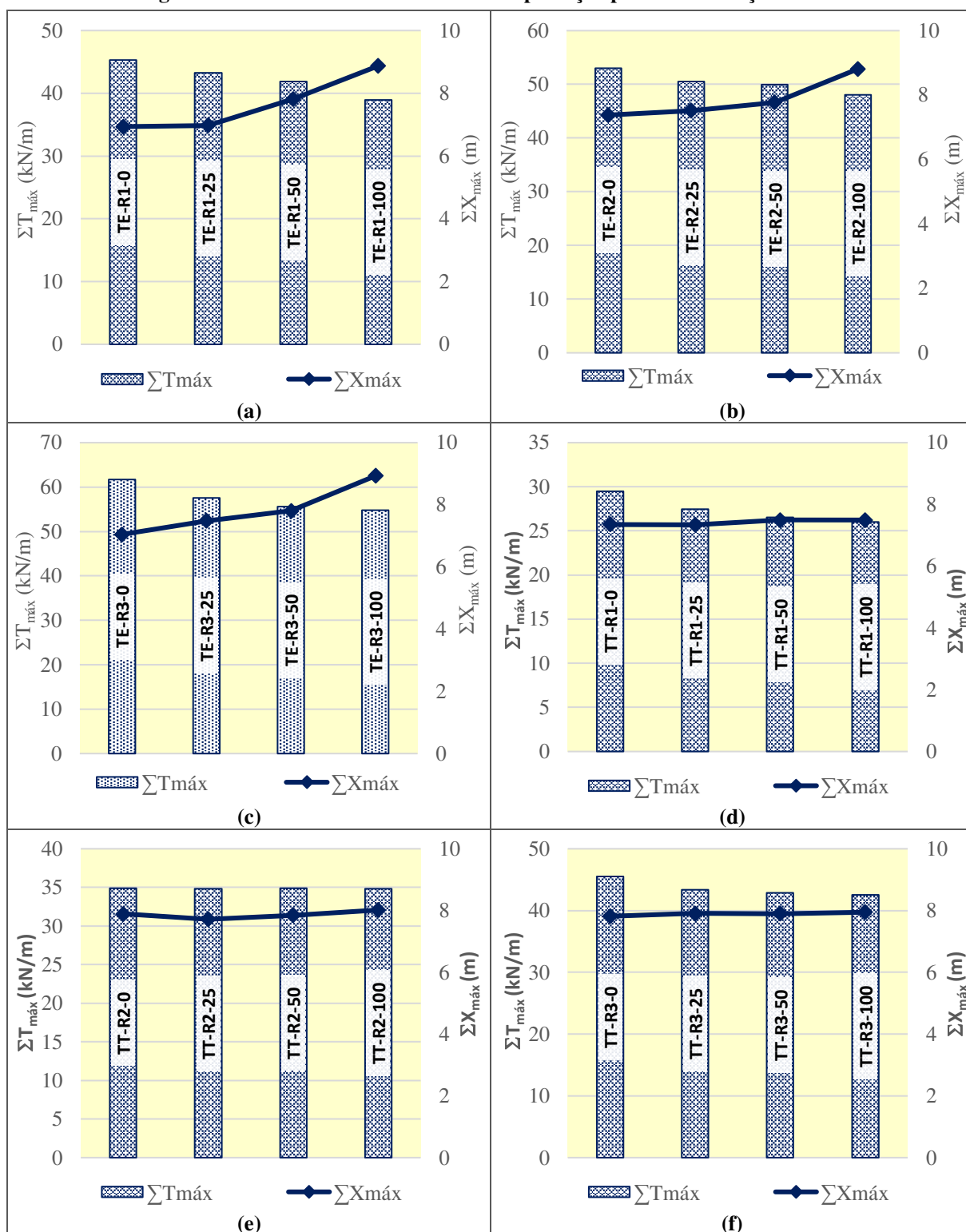
De maneira geral, nota-se que, ao distanciar a aplicação pesada da face, têm-se reduções nas trações máximas mobilizadas nos reforços e deslocamento dos pontos em que as mesmas ocorrem para o interior do maciço reforçado. Para as análises, ao se considerar os parâmetros efetivos para o solo reforçado, como se observa na Figura 42 (a), (b) e (c), foram obtidas reduções médias de 5%, 8% e 12% de $\Sigma T_{máx}$ ao se considerar, respectivamente, as distâncias da compactação pesada em relação à face de 0,25 m, 0,50 m e 1,0 m. Já ao se considerar o somatório da posição dos pontos onde ocorre a tração máxima ($\Sigma X_{máx}$), têm-se, respectivamente, aumento dos deslocamentos médios, para o interior do maciço, de 3%, 10% e 25%.

Para as análises em que foram considerados os parâmetros totais para o solo reforçado, como se observa na Figura 42(d), (e) e (f), tem-se uma influência menor nos parâmetros de comparação. Os somatórios das máximas trações nos reforços ($\Sigma T_{máx}$) apresentaram reduções de 4%, 5% e 6% ao se considerar, respectivamente, as distâncias da compactação pesada em relação à face de 0,25 m, 0,50 m e 1,0 m. Já ao se considerar o somatório da posição dos pontos onde ocorre a tração máxima ($\Sigma X_{máx}$), têm-se, respectivamente, aumento dos deslocamentos médios, para o interior do maciço, de 0%, 1% e 2%.

Ressaltar que, para as análises com a consideração de parâmetros totais do solo reforçado, conforme apresentado no item 4.4, devido à redução no ângulo de atrito ($\phi' = 36^\circ$ para $\phi = 20^\circ$), tem-se a tensão vertical induzida pela compactação de 80 kPa. Como a tensão vertical induzida pela compactação leve aplicada próxima à face é de 73 kPa, independente do atrito do solo (compactação por placas), tem-se menor variação nos parâmetros avaliados.

É importante destacar que a apresentação dos resultados na Figura 42, com a utilização dos somatórios de $T_{máx}$ e $X_{máx}$, evidencia um comportamento geral das seções avaliadas. Com relação aos pontos de máxima tração nos reforços, ressalta-se que, por se tratar de MSR de face rígida, há a tendência de que esses pontos ocorram próximos à face. De maneira geral, este comportamento foi observado nas avaliações realizadas, com ocorrência de $X_{máx}$ mais afastados da face apenas nas camadas superiores. Desta forma, os acréscimos nos somatórios dos pontos de máxima tração são significativos apenas nos reforços superiores, como se observa na Figura 43.

Figura 42 - Influência da distância da compactação pesada em relação à face.



Fonte: o autor (2018).

4.6.2 Posição da tração máxima nos reforços ($X_{máx}$)

Nas Figuras 43 e 44, são apresentados os pontos nos quais se têm as máximas trações mobilizadas nos reforços ($X_{máx}$) para as análises realizadas com parâmetros do solo de aterro, respectivamente, efetivos e totais. Além disso, são apresentadas as propostas para estimativa desses pontos, apresentadas por Christopher et al. (1990), para reforços extensíveis e inextensíveis, e por Dantas e Ehrlich (2000).

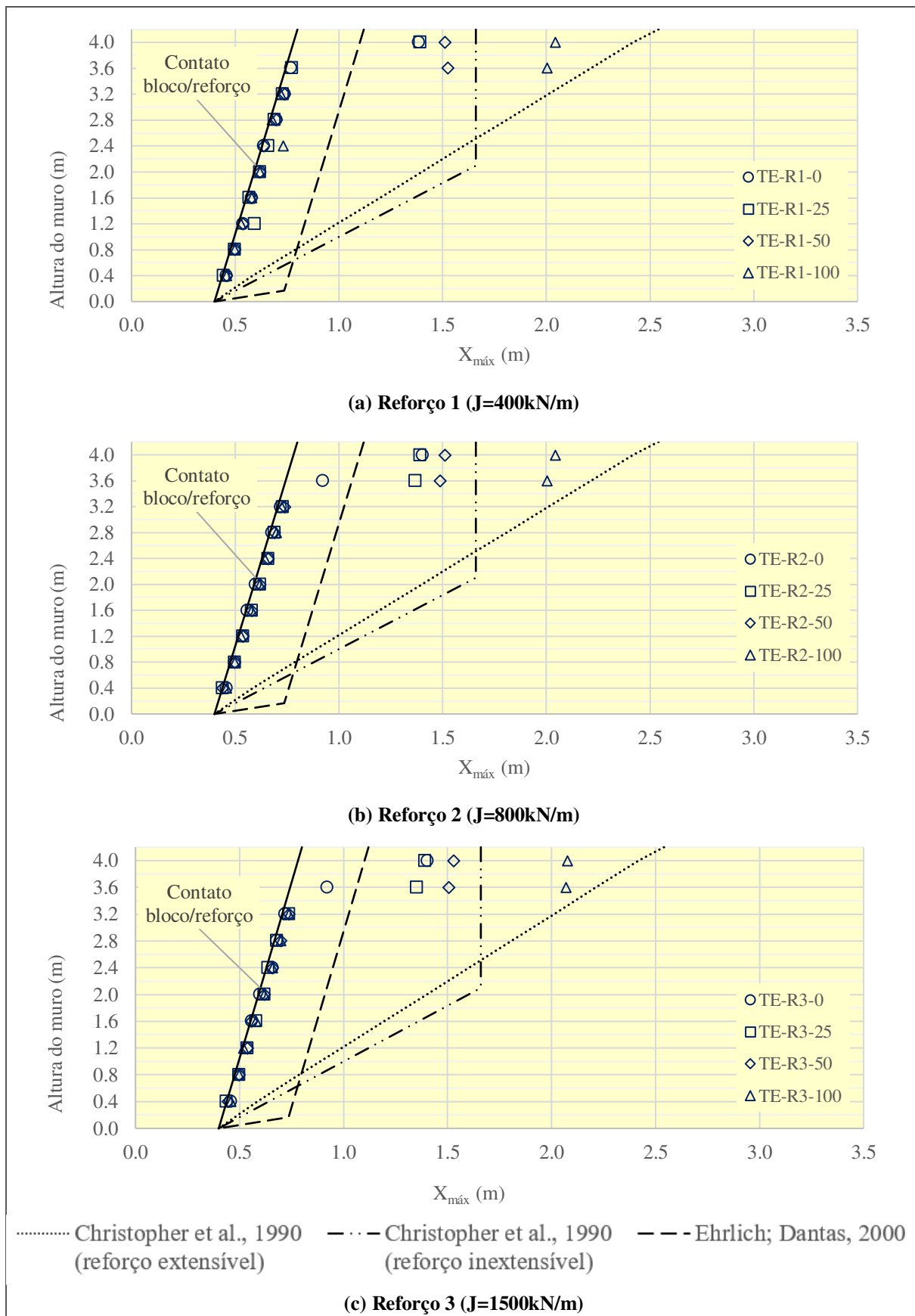
Nota-se que a variação de rigidez dos reforços não resultou em diferenças significativas nos pontos em que ocorre a máxima tração. Para as duas camadas superiores dos reforços, no caso de consideração dos parâmetros efetivos do solo de aterro, é notório o deslocamento dos pontos de máxima tração para o interior do maciço com o aumento da distância, em relação à face, da aplicação da compactação pesada. Este deslocamento mostra-se importante na avaliação de estabilidade ao arrancamento do elemento de reforço. Já para as análises com a utilização de parâmetros totais do solo de aterro (Figura 44), assim como mencionado para os resultados de $T_{máx}$, devido à pequena diferença entre a compactação pesada e leve, os resultados são muito similares.

O método proposto por Christopher et al. (1990) não considera a influência da inclinação ou rigidez da face. Já o método proposto por Dantas e Ehrlich (2000), mais indicado para a determinação de $X_{máx}$ em taludes reforçados, apesar de considerar a inclinação da face, não considera a rigidez da mesma. Além disso, ambos os métodos não consideram a influência da camada drenante no contato entre o solo e a face e o efeito da fundação do muro, que tende a reduzir as deformações das camadas inferiores.

As análises realizadas no presente trabalho consideram a utilização de elementos de reforço pouco extensíveis, visto que as rigidezes adotadas correspondem à deformação máxima de 5%. No entanto, dos métodos para estimativa de $X_{máx}$ analisados, apenas o proposto por Christopher et al. (1990) para reforços extensíveis, em contradição ao tipo de reforço considerado, estimou valores de $X_{máx}$ superiores aos obtidos em todas as análises numéricas. Esta identificação evidencia a importância de se considerar nas análises o afastamento da compactação pesada em relação à face, em especial para as camadas superiores, em que se nota um deslocamento mais significativo do ponto de máxima tração ($X_{máx}$) para o interior do maciço reforçado.

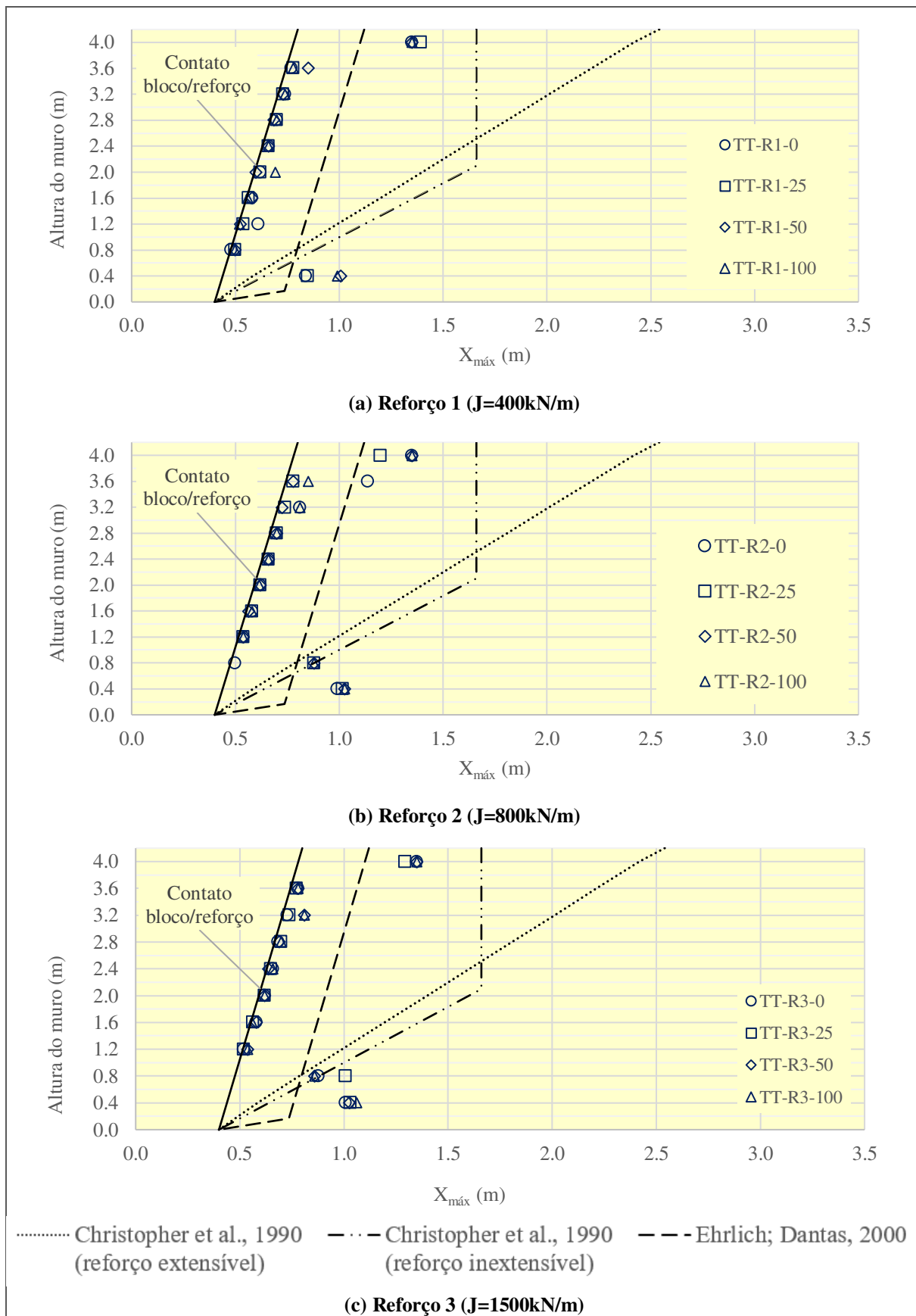
O deslocamento do ponto de máxima tração para o interior do maciço implica em aumento de comprimento do reforço na zona ativa do solo reforçado e, conseqüentemente, redução do comprimento na zona resistente, o que acarreta redução do fator de segurança ao arrancamento do elemento.

Figura 43 - Posição da máxima tração nos reforços ($X_{m\acute{a}x}$), análises numéricas e métodos analíticos. – Tensões Efetivas.



Fonte: o autor (2018).

Figura 44 - Posição da máxima tração nos reforços ($X_{máx}$), análises numéricas e métodos analíticos. – Tensões Totais.



Fonte: o autor (2018).

4.6.3 Deslocamentos horizontais da face

Realizou-se a comparação entre os resultados obtidos para os deslocamentos horizontais (U_x) da face, considerando-se as análises efetuadas. Em geral, os resultados apresentam-se coerentes em relação à rigidez dos reforços. Tanto para as análises que consideram os parâmetros efetivos para o solo reforçado (Figura 45) como para as que consideram os parâmetros totais (Figura 46), têm-se reduções dos deslocamentos horizontais com a utilização de reforços mais rígidos. Similar às considerações feitas para a magnitude da máxima tração nos reforços, visto que não se tem diferença significativa entre a compactação pesada e a leve nas análises com utilização de parâmetros totais, também os deslocamentos horizontais da face se mostram muito próximos.

Para as análises com utilização dos parâmetros efetivos do solo de aterro, nota-se que se tem uma diferença significativa entre as análises com a aplicação da compactação pesada mais próxima à face ($a = 0$ m e $a = 0,25$ m) e as que utilizam a compactação pesada mais afastada da face ($a = 0,50$ m e $a = 1,00$ m). Para as primeiras, principalmente para as camadas superiores dos reforços, têm-se menores deslocamentos, até mesmo com deslocamentos na direção da face para o maciço, nas análises com o reforço mais rígido (R3: $J = 1500$ kN/m). Observa-se que quanto maior a rigidez do reforço menor os deslocamentos das camadas superiores nas análises com aplicação da compactação pesada mais próxima à face ($a = 0$ m e $a = 0,25$ m).

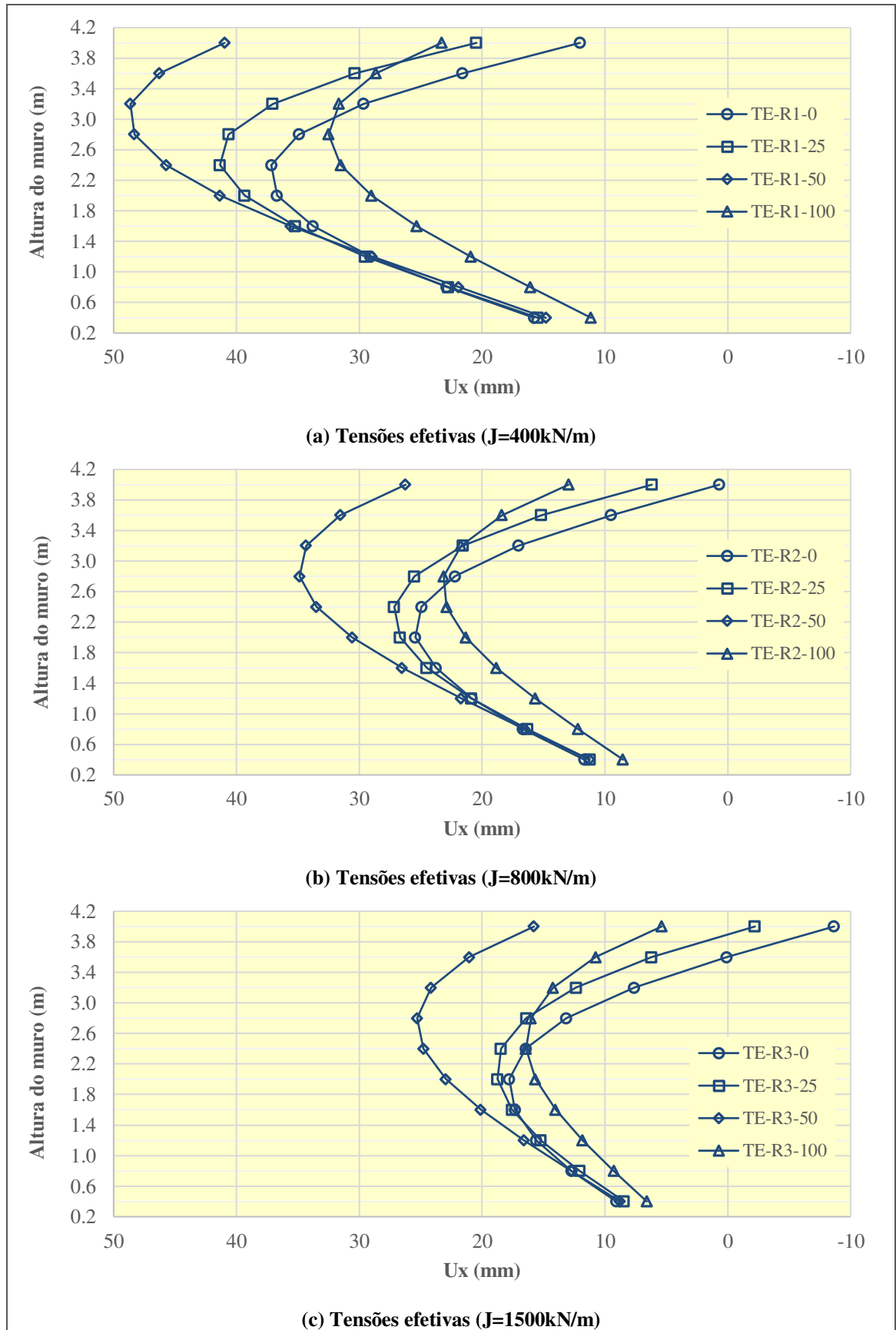
Esta redução dos deslocamentos pode ser justificada pelo comportamento linear elástico dos elementos de reforço nas análises. Após a retirada dos carregamentos referentes à compactação, os elementos de reforço tendem a retornar para a posição inicial, com deslocamento na direção da face para o aterro. No entanto, este deslocamento é confrontado com o empuxo lateral devido à compactação do aterro. Desta forma, ao realizar as análises com aumento dos afastamentos da compactação pesada em relação à face, conseqüentemente com redução dos comprimentos de reforços submetidos aos carregamentos desta compactação, tem-se um ponto em que ocorrem os deslocamentos horizontais máximos. Para as análises realizadas, este deslocamento máximo se deu com a utilização do afastamento de 0,50 m da compactação pesada em relação à face.

Em ambas as análises realizadas, os deslocamentos horizontais das camadas inferiores dos reforços são restringidos pela rigidez da fundação. Outra observação refere-se ao ponto em que ocorrem os máximos deslocamentos horizontais (U_x). Nas análises com aplicação da compactação pesada mais próxima à face ($a = 0$ m e $a = 0,25$ m), os pontos em que ocorrem os máximos deslocamentos horizontais encontram-se aproximadamente à metade da altura dos

muros. Já nas que utilizam a compactação pesada mais afastada da face ($a = 0,50$ m e $a = 1,00$ m), ocorre uma elevação destes pontos.

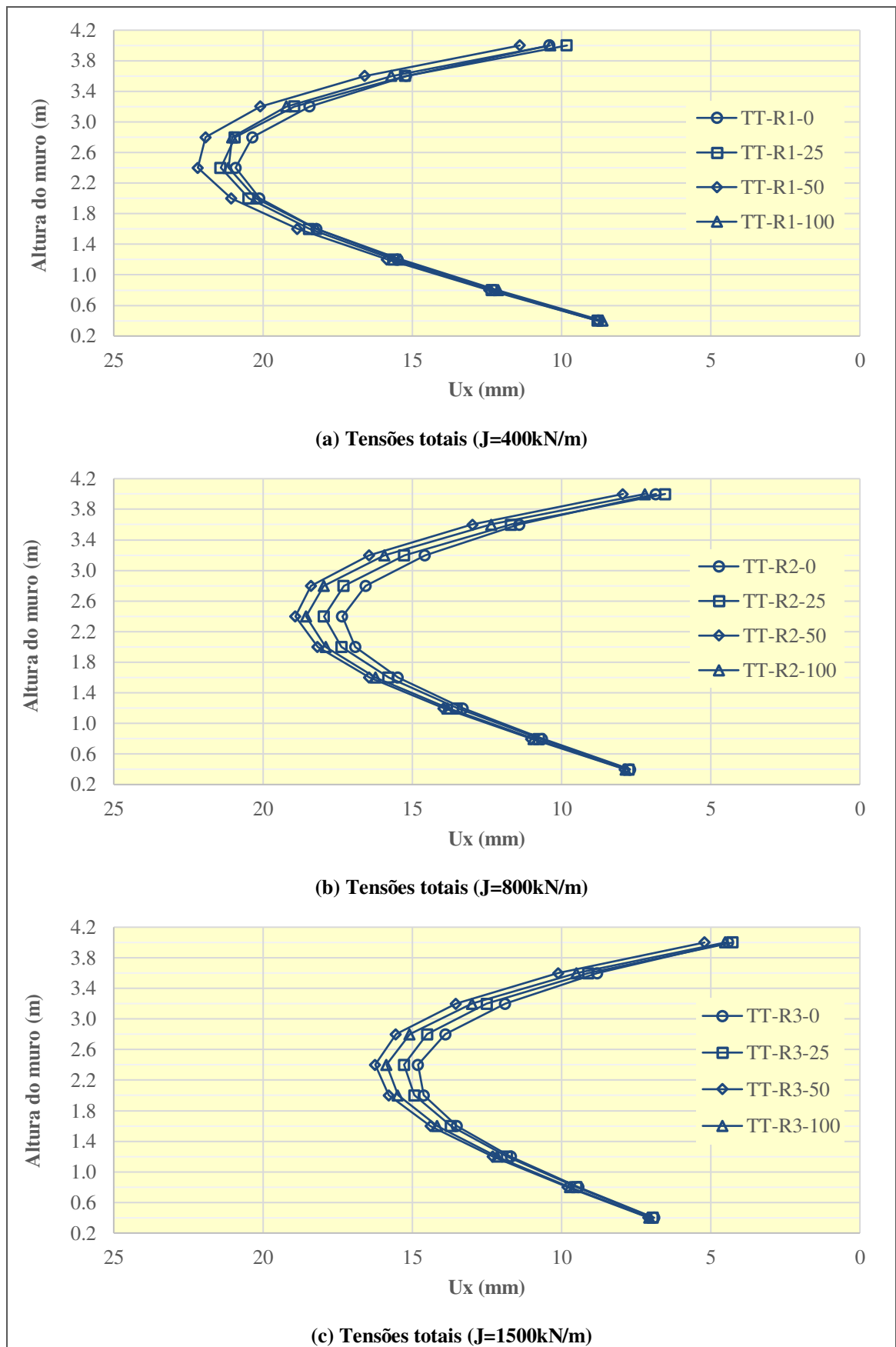
É importante destacar que, na prática de execução de MSR, as análises consideradas com aplicação da compactação pesada mais próxima à face ($a = 0$ m e $a = 0,25$ m) mostram-se de difícil execução. Assim, as análises que consideram a compactação pesada mais afastada da face ($a = 0,50$ m e $a = 1,00$ m) são mais condizentes com as condições encontradas em obras. Para estas últimas, como se pode observar nas Figura 45 e Figura 46, ao afastar a aplicação da compactação pesada da face, têm-se reduções dos deslocamentos da face.

Figura 45 – Deslocamentos horizontais da face – Tensões Efetivas.



Fonte: o autor (2018).

Figura 46 – Deslocamentos horizontais da face – Tensões Totais.



Fonte: o autor (2018).

5 CONCLUSSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

5.1 Considerações finais e conclusões

Um solo residual jovem de gnaiss, amplamente encontrado na região da cidade de Viçosa-MG, de granulometria arenosa e coloração acinzentada, foi submetido a ensaios de laboratório e estimaram-se, para o mesmo, os parâmetros de resistência, pelo critério de Mohr-Coulomb, e de deformabilidade, pelo modelo hiperbólico de Duncan et al. (1980). Além disso, obteve-se em laboratório a estimativa da razão entre o módulo de elasticidade durante o descarregamento e recarregamento e o módulo de elasticidade inicial. Raramente esta estimativa é realizada em laboratório, e comumente esta razão entre os módulos de elasticidade é adotada em projetos a partir de dados da bibliografia técnica.

Os resultados colaboram para um melhor entendimento do comportamento do solo, denominado de Vila Secundino (VS), e possibilitam subsidiar na definição de parâmetros a serem adotados em projetos, em nível conceitual, que venham utilizar o material compactado. Para uma seção típica de muro de solo reforçado com geossintético (MSR), na qual se considerou o solo Vila Secundino como solo de aterro e geogrelhas de três rigidezes distintas como elemento de reforço, as análises numéricas em termos de tensões e deformações foram realizadas para diferentes hipóteses de carregamentos induzidos pela compactação. A modelagem da compactação foi realizada conforme procedimento Tipo 2, apresentado por Mirmoradi e Ehrlich (2014), com aplicação da tensão vertical induzida pela compactação no topo e na base de cada camada, em sentidos contrários.

Primeiramente, foi realizada análise sem considerar tensões induzidas pela compactação. Em seguida, ao considerar uma compactação por rolo compactador (compactação pesada) com tensão vertical induzida pela compactação de 191 kPa e uma compactação por placa (compactação leve) com tensão vertical induzida pela compactação de 73 kPa, foram realizadas as seguintes variações:

- Aplicação de compactação pesada em toda a extensão das camadas com utilização de parâmetros efetivos e totais para o solo VS;
- Aplicação de compactação leve nos metros iniciais atrás da face e compactação pesada no restante das camadas. Quatro distâncias próximas à face foram consideradas com aplicação da compactação leve: 0,0 m; 0,25 m, 0,50 m e 1,00 m.

Para as análises em que não se considerou os esforços induzidos pela compactação e para as que considerou apenas a aplicação da compactação pesada, avaliou-se a capacidade dos métodos de Ehrlich e Mitchell (1994) e de Bathurst et al. (2008) prever a máxima tensão mobilizada nos reforços ($T_{máx}$). No método de Bathurst et al. (2008), que possui base empírica, os fatores influenciadores são considerados de forma implícita.

Observa-se que, para as seções analisadas, esse método estima magnitudes de $T_{máx}$ inferiores aos resultados numéricos. Já no método de Ehrlich e Mitchell (1994), que considera o efeito da compactação e não considera a influência da face, os resultados mostram-se superiores aos resultados numéricos em todas as avaliações realizadas. No entanto, os resultados são mais satisfatórios quando se considera os parâmetros de resistência em termos de tensões totais, em geral, com acréscimo de 50% dos resultados obtidos numericamente. Para as análises com a adoção de parâmetros de resistência em termos de tensões efetivas, em geral, foram obtidos resultados 200% superiores aos numéricos.

Desta forma, apesar de todas as estimativas realizadas pelo método de Ehrlich e Mitchell (1994) indicarem resultados favoráveis à segurança, com estimativas de $T_{máx}$ superiores aos resultados numéricos, para as análises com uso de parâmetros efetivos do solo de aterro, os resultados mostram-se muito conservadores, o que pode inviabilizar a aplicação do método. Possivelmente o exagero obtido nas estimativas com uso de parâmetros efetivos está vinculado à formulação para o cálculo das tensões induzidas pela compactação, quando se considera compactação por rolos, em que a tensão induzida pela compactação cresce com o aumento do ângulo de atrito. De maneira geral, os resultados mostram a importância de se considerar os esforços induzidos pela compactação. Nas análises realizadas, a compactação causa influência na magnitude e posicionamento das máximas trações mobilizadas nos reforços e nos deslocamentos horizontais da face. Identifica-se também que, com o aumento da rigidez dos reforços, têm-se aumento das trações mobilizadas nos mesmos e redução dos deslocamentos da face.

Ao analisar a influência de se considerar distâncias próximas à face com a aplicação de compactação leve, foi identificado que, ao aumentar essas distâncias, ou seja, ao afastar a compactação pesada da face, tem-se redução nos somatórios de máximas trações nos reforços ($\Sigma T_{máx}$) e aumento dos somatórios das posições em que ocorre $T_{máx}$ ($\Sigma X_{máx}$). O aumento das posições em que ocorre $T_{máx}$ significa afastamentos dos mesmos em relação à face com o afastamento da compactação pesada da face, em especial para as camadas superiores.

Este afastamento de $X_{máx}$ da face mostra-se um aspecto importante de se analisar, visto que implicará em redução dos comprimentos de reforços na zona resistente e, consequentemente, redução do fator de segurança ao arrancamento. Foi observado que, dentre os modelos de

hipóteses de superfícies potenciais de ruptura, apenas a proposta por Christopher et al. (1990) estimou de forma satisfatória (favorável à segurança) todas as análises realizadas, independente da distância em relação à face em que se aplicou a compactação pesada, quando se consideram parâmetros efetivos para o solo de aterro.

Com relação aos deslocamentos horizontais da face, era esperado que, ao distanciar a compactação pesada da face, ocorressem reduções dos deslocamentos da mesma. Este comportamento foi identificado nas análises em que se considerou a compactação leve nos primeiros 0,50 m e 1,00 m atrás da face. No entanto, para as análises em que se considerou apenas a aplicação da compactação pesada ou considerou-se aplicação da compactação leve nos primeiros 0,25 m atrás da face, os deslocamentos da face foram inferiores, em especial na porção superior dos muros analisados. Entende-se que este comportamento pode estar associado a alguns fatores, como:

- consideração da camada drenante com 0,40 m de largura atrás da face. Desta forma, para as análises em que o afastamento da compactação pesada foi nulo ou de 0,25 m, tem-se a compactação pesada apoiada sobre materiais mais rígidos;
- ao reduzir a tensão vertical induzida pela compactação na região próxima à face, tem-se redução da rigidez dos materiais na região, visto que, com a utilização do modelo *Hardening Soil*, a rigidez é função da tensão de confinamento;
- o comportamento linear elástico do reforço e a aderência perfeita do mesmo com o solo. Desta forma, uma maior extensão de carregamentos referentes à compactação pesada ocasiona maiores descarregamento e retorno dos elementos ao posicionamento original.

Ressalta-se que as análises com a consideração da compactação pesada até a face ou com afastamento de apenas 0,25 m não representam de forma adequada as condições reais de obras, visto que, na prática, é difícil a execução da compactação pesada a distâncias inferiores a 0,50 m da face. Assim, ao considerar as análises mais condizentes com as condições das práticas construtivas, ou seja, afastamentos de 0,50 m e 1,00 m, pode-se concluir que, ao afastar a compactação pesada da face, tem-se redução do somatório das máximas trações nos reforços, afastamento para o interior do maciço dos pontos em que ocorre a máxima tração e redução dos deslocamentos horizontais da face. Os resultados indicam que, principalmente para a avaliação numérica de deslocamentos da face (U_x) e posição da máxima tração nos reforços ($X_{máx}$), deve-se evitar, na modelagem da compactação, a aplicação da tensão vertical induzida pela compactação até próximo à face do MSR, como nas análises em que se utilizou afastamento nulo ou a 0,25 m.

É importante destacar que os resultados obtidos se limitam às considerações adotadas para as análises, como o tipo de solo, elementos de reforço, face, condições de fundação e carregamentos correspondentes às tensões induzidas pela compactação.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Para melhor entendimento do efeito da compactação próxima à face no comportamento mecânico de muros de solos reforçados, sugere-se a complementação da campanha de análises numéricas realizadas ao variar em MSR com geossintéticos os itens a seguir:

- Altura do muro;
- Tipo de solo de aterro;
- Tipo de face;
- Condições de fundação;
- Configuração dos reforços;
- Carregamentos correspondentes à tensão induzida pela compactação;
- Afastamentos em relação à face da compactação pesada.

Além da complementação das análises numéricas, sugere-se a avaliação experimental de MSR com geossintéticos, devidamente instrumentados e construídos com variações das faixas próximas à face com menor grau de compactação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABRAMENTO, M. **Geossintéticos em estruturas de contenção e taludes íngremes**. I Curso sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente. Instituto de Engenharia. São Paulo, p. 32. 1998.
- AGUIAR, P. R.; VERTEMATTI, J. C. Introdução. In: VERTEMATTI, J. C. **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. 2ª. ed. São Paulo: Blucher, 2015. Cap. 1, p. 17-30.
- ALLEN, T. M. et al. A new working stress method for prediction of reinforcement loads in geosynthetic walls. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 40, p. 976 - 994, 2003.
- ALMEIDA, R. D. C. M. B. **Estudo do efeito da face sobre o equilíbrio de estruturas de contenção de solo reforçado sob condições de trabalho**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Espírito Santo. Vitória. 2014.
- ALMEIDA, R. N. D. **O método dos mínimos quadrados: Estudo e aplicações para o ensino médio**. Dissertação (Mestrado). Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Campos dos Goytacazes-RJ. 2015.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D4767 - Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils**. West Conshohocken, PA. 2011.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D2487 - Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)**. West Conshohocken, PA. 2017.
- ANDRADE, P. I. **Estudo Numérico da Influência de Carregamentos Externos nas Tensões Atuantes em Muros de Solo Reforçado**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 1999.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR ISO 10319 - Geossintéticos - Ensaio de tração faixa larga**. Rio de Janeiro. 2013.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181 - Solo – Análise granulométrica**. Rio de Janeiro. 2016a.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457 - Amostras de solo – Preparação para ensaio de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro. 2016b.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182 - Solo – Ensaio de compactação**. Rio de Janeiro. 2016c.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6458 - Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água**. Rio de Janeiro. 2016d.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR ISO 10318-1: Geossintéticos - Termos e definições**. Rio de Janeiro. 2018.

AVESANI NETO, J. O.; PORTELINHA, F. H. M. Aspectos Gerais Sobre o Uso de Geossintéticos em Muros e Taludes Reforçados. **XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, Belo Horizonte, 2016.

BARBOZA JÚNIOR, J. D. C. **Estudo Através de Modelos Físicos da Influência da Face e da Compactação em Muros de Solo Reforçado**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2003.

BATHURST, R. J. et al. Refinement of K-stiffness Method for geosynthetic-reinforced soil walls. **Geosynthetics International**, v. 15, n. 4, p. 269-295, 2008.

BATHURST, R. J. et al. Influence of reinforcement stiffness and compaction on the performance of four geosynthetic-reinforced soil walls. **Geosynthetics International**, v. 16, p. 43 - 59, 2009.

BECKER, L. D. B. **Comportamento de geogrelhas em muros de solo reforçado em ensaios de arrancamento**. Tese (Doutorado) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2006.

BELLOTTI, R.; GHIONNA, V.; JAMIOLKOWSKI, M. K0 - OCR relationships in soil. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, v. 109, n. 6, p. 859-861, 1983.

BENJAMIM, C. V. D. S. **Avaliação Experimental de Protótipos de Estruturas de Contenção em Solo Reforçado com Geotêxtil**. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos. 2006.

BRINKGREVE, R. B. J.; VERMEER, P. A. **PLAXIS 2D: Finite Element Code for Soil and Rock Analyses - Version 8**. Leiden: CRC press, 2002.

BUENO, B. S.; VILAR, O. M. Propriedades, Ensaios e Normas. In: VERTEMATTI, J. C. **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. 2ª. ed. São Paulo: Blucher, 2015. Cap. 3, p. 47 - 84.

CÂNDIDO, E. S. **Análise inversa do ensaio pressiométrico utilizando o modelo hiperbólico**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Viçosa. Viçosa. 2016.

CHRISTOPHER, B. R. et al. **Reinforced Soil Structures**. Washington: Federal Highway Administration (FHWA), v. 1: Design and Construction Guidelines, 1990.

DANTAS, B. T. **Método de Análise de Taludes Reforçados Sob Condições de Trabalho**. Dissertação (Mestrado) - COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 1998.

DANTAS, B. T. **Análise do comportamento de estruturas de solo reforçado sob condições de trabalho**. Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2004.

DANTAS, B. T.; EHRLICH, M. Aplicação da análise dimensional a estruturas de contenção de solo reforçado. **Ciência e Cultura**, Curitiba, p. 43 - 62, 2001.

DANTAS, T.; EHRLICH, M. Método de análise de taludes reforçados sob condições de trabalho. **Solos e Rochas**, Rio de Janeiro, v. 23, n. 2, p. 113-133, Agosto 2000.

DARWIN, G. H. On the horizontal thrust of a mass of sand. **Proceedings - Institution of Civil Engineers**, n. 71, 1883.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. Tradução de Leonardo R. Miranda. São Paulo: Cengage Learning, 2011.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER ME 093/94. Solos - determinação da densidade real**. [S.l.]. 1994.

DUNCAN, J. M. F. et al. Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analyses of stresses and movements in soil masses. **Journal of Geotechnical Engineering**, University of California, Berkeley, n. UCB/GT/80-01, 1980.

DUNCAN, J. M.; SEED, R. B. Compaction-Induced Earth Pressures under k₀-Conditions. **Journal of Geotechnical Engineering**, Reston, Virginia, v. 112, n. 1, p. 1-22, 1986.

DYER, N. R.; MILLIGAN, G. W. E. A photoelastic investigation of the interaction of a cohesionless soil with reinforcement placed at different orientations. **Int. Conf. on In Situ Soil and Rock Reinforcement**, Paris, p. 257-262, 1984.

EHRlich, M. et al. Muros e Taludes Reforçados. In: VERTEMATTI, J. C. **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. 2^a. ed. São Paulo: Blucher, 2015. Cap. 4.5, p. 106-149.

EHRlich, M.; AZAMBUJA, E. Muros de solo reforçado. **Simpósio Brasileiro de Geossintéticos, 4; Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, 5**, Porto Alegre, p. 81-100, 2003.

EHRlich, M.; BECKER, L. **Muros e Taludes de Solo Reforçado**. 1^a. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

EHRlich, M.; MIRMORADI, S. H. Evaluation of the effects of facing stiffness and toe resistance on the behavior of GRS walls. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 40, p. 28 - 36, 2013.

EHRlich, M.; MIRMORADI, S. H. A simplified working stress design method for reinforced soil walls. **Géotechnique**, v. 66, p. 854-863, 2016.

EHRlich, M.; MIRMORADI, S. H.; SARAMAGO, R. P. Evaluation of the effect of compaction on the behavior of geosynthetic-reinforced soil walls. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 34, p. 108 - 115, 2012.

EHRlich, M.; MITCHELL, J. K. Working Stress Design Method for Reinforced Soil Walls. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 120, p. 625 - 645, Apr. 1994. ISSN 0733-9410/94/0004-0625.

ELIAS, V.; CHRISTOPHER, B. R.; BERG, R. R. Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes – design and construction guidelines. **Department of Transportation - Federal Highway Administration**, Washington, n. FHWA-NHI-00-043, 2001.

FERNANDES, M. T. **Avaliação das Técnicas de Laboratório e Campo para a realização de Ensaios de Permeabilidade de Solos**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Viçosa. Viçosa. 2017.

FONSECA, E. C. A. D. **Análise numérica do comportamento de muros reforçados com geossintéticos construídos com material de aterro não convencional**. Dissertação (Mestrado) - Universidade de Brasília. Brasília. 2012.

GONÇALVES, J. F. **Estudo Numérico do Comportamento de Muros de Solo Reforçado com Geossintético**. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo. 2016.

GUEDES, V. C. P. **Estudo da influência da compactação, do tipo e inclinação da face no comportamento de muros de solo reforçado**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2004.

GUIMARÃES, G.; BURNIER, A. A. L.; AZEVEDO, I. **Determinação de parâmetros geotécnicos utilizando técnicas de otimização**. II GEOJOVEM - Simpósio de Engenheiros Geotécnicos Jovens. Nova Friburgo: [s.n.]. 2006.

GULER, E.; HAMDERI, M.; DEMIRKAN, M. M. Numerical analysis of reinforced soil-retaining wall structures with cohesive and granular backfills. **Geosynthetics International**, v. 14, n. 6, 2007.

HATAMI, K.; BATHURST, R. J. **Development and verification of a numerical model for the analysis of geosynthetic-reinforced soil segmental walls under working stress conditions**. GeoEngineering Centre at Queen's-RMC, Department of Civil Engineering, Royal Military College of Canada. Kingston, Canada. 2005.

HATAMI, K.; WITTHOEFT, A. F.; JENKINS, L. M. Influence of Inadequate Compaction near Facing on Construction Response of Wrapped-Face Mechanically Stabilized Earth Walls. **Transportation Research Record Journal of the Transportation Research Board**, Washington, v. 2045, p. 85 - 94, 2008.

IGS Brasil. **Associação Brasileira de Geossintéticos**, 2018. Disponível em: <www.igsbrasil.org.br>. Acesso em: 18 fev. 2018.

INGOLD, T. S. The Effects of Compaction on Retaining Walls. **Géotechnique**, v. 29, n. 3, p. 265-283, 1979.

ITURRI, E. A. Z. **Análise numérica da influência da compactação em aterros sobre fundação de baixa capacidade de suporte**. Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 1996.

JANBU, N. Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial test. **Proceedings of the Third European Conference on Soil Mechanics and Foundation**, Wiesbaden, Germany, 1963. 19 - 25.

JEWELL, R. A. **Some effects of reinforcement on the mechanical behavior of soils**. Ph.D. dissertation - University of Cambridge. Cambridge. 1980.

JONES, C. J. F. P. Earth reinforcement and soil structures. **Butterworths Advanced Series in Geotechnical Engineering**, p. 183, 1985.

KARPURAPU, R.; BATHURST, R. J. Numerical Investigation of Controlled Yielding of Soil-Retaining Wall Structures. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 11, p. 115 - 131, 1992.

KOERNER, R. M.; KOERNER, G. R. An extended data base and recommendations regarding 320 failed geosynthetic reinforced mechanically stabilized earth (MSE) walls. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 46, p. 904 - 912, 2018.

LADE, P. V.; LEE, K. L. **Engineering Properties of Soils**. University of California. Los Angeles. 1976.

LIMA, D. C. **Estabilização de Solos: Técnicas de estabilização**. Notas de aula (Mestrado em geotecnia) - Universidade Federal de Viçosa. Viçosa. 2016.

LIU, H. Reinforcement load and compression of reinforced. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering**, v. 141, 2015.

LOIOLA, F. L. P. **Estudo numérico da influência da face no comportamento de muros de solo reforçado**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2001.

LOTTI, C. L.; BUENO, B. S. Matérias-Primas. In: VERTEMATTI, J. C. **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. 2ª. ed. São Paulo: Blucher, 2015. Cap. 2, p. 31-46.

MAGALHÃES, L. F. D. O. **Avaliação Numérica do Efeito da Fundação sobre o Comportamento de Muros de Solo Reforçado**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2016.

MARQUES, G. L. D. O. **Uso de geotêxteis em muros de contenção de pequeno porte**. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Viçosa. Viçosa. 1994.

MEYERHOF, G. G. The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads. **Proc. 3rd Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engrg.**, Zurich, Switzerland, v. I, p. 440-445, 1955.

MILLIGAN, G. W.; PALMEIRA, E. M. Prediction of bond between soil and reinforcement. **Int. Symp. on Prediction and Performance on Geotextile Engineering**, Calgary, p. 147-153, 1987.

MIRMORADI, S. **Evaluation of the behavior of reinforced soil walls under working stress conditions**. Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2015.

MIRMORADI, S. H.; EHRLICH, M. Modeling of the Compaction-Induced Stresses in Numerical Analyses of GRS Walls. **International Journal of Computational Methods**, v. 11, n. 2, 2014.

MIRMORADI, S. H.; EHRLICH, M. Numerical Evaluation of the Behavior of GRS Walls with Segmental Block Facing under Working Stress Conditions. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 141, 2015.

MIRMORADI, S. H.; EHRLICH, M. Investigation of the prediction capability of the AASHTO simplified method under working stress conditions. **3rd Pan-American Conference on Geosynthetics**, Miami, USA, 2016.

MIRMORADI, S. H.; EHRLICH, M. Effects of facing, reinforcement stiffness, toe resistance, and height on reinforced walls. **Geotextiles and Geomembranes**, n. 45, p. 67 - 76, 2017.

MIRMORADI, S. H.; EHRLICH, M. Experimental evaluation of the effect of compaction near facing on the behavior of GRS walls. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 46, p. 566 - 574, 2018a.

MIRMORADI, S. H.; EHRLICH, M. Numerical simulation of compaction-induced stress for the analysis of RS walls under working conditions. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 46, p. 354-365, 2018b.

MIRMORADI, S. H.; EHRLICH, M.; DIEGUEZ, C. Evaluation of the combined effect of toe resistance and facing inclination on the behavior of GRS walls. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 44, p. 287 - 294, 2016.

MITCHELL, J. K.; VILLET, W. C. B. Reinforcement of Earth Slopes and Embankments. **Transportation Research Board - National Cooperative Highway Research Program Report**, Washington, D.C., USA, n. 290, June 1987. ISSN 0-309-04024-8/0077-5614.

MIYATA, Y.; BATHURST, R. J. Development of K-Stiffness method for geosynthetic reinforced soil walls constructed with $c-\phi$ soils. **Canadian Geotechnical Journal**, 2007.

MORATORI, J. **Monitoração de um Muro de Solo Reforçado com Geogrelhas**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2015.

MUÑOZ, C. C. E. **Avaliação numérica da técnica de bulbos de compactação em um depósito de areia fofa**. Dissertação (Mestrado). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2014.

OLIVEIRA, G. A. **Influência da Rigidez do Reforço em Muros de Solo Reforçado em Modelos Físicos**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2006.

PEDROSO, E. O. **Estruturas de contenção reforçadas com geossintéticos**. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos. 2000.

PERALTA, F. N. G. **Comparação de métodos de projeto para muros de solo reforçado com geossintéticos**. Dissertação (Mestrado) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2007.

RICCIO FILHO, M. V. **Comportamento de um Muro de Solo Reforçado com Solos Finos Tropicais**. Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2007.

RICCIO, M.; EHRLICH, M.; DIAS, D. Field monitoring and analyses of the response of a block-faced geogrid wall using fine-grained tropical soils. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 42, p. 127-138, 2014.

SARAMAGO, R. P. **Estudo da influência da compactação no comportamento de muros de solo reforçado com a utilização de modelos físicos**. Tese (Doutorado). Universidade Federal de Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2002.

SIEIRA, A. C. C. F. **Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação Solo-Geogrelha**. Tese (Doutorado). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2003.

SIMONE, A. P. D.; PORTELINHA, F. H. M.; FUTAI, M. M. Modelagem Numérica de Uma Estrutura de Solo Fino Reforçado com Geotêxteis – Caso de Obra Bairro Novo – Campinas (SP). **VII Congresso Brasileiro de Geossintéticos**, Brasília, 2015.

TEIXEIRA, C. F. **Análise Numérica de Ensaio em Solo Reforçado com Geogrelha**. Dissertação (Mestrado). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2006.

TERZAGHI, K. Large retaining wall tests (I): Pressure of dry sand. **Engineering News Record**, v. 112, p. 136-140, 1934.

VASCONCELOS, S. M. D. **Influência de Carregamentos Externos nas Tensões e Deformações de Muros de Solo Reforçado**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2010.

WILSON-FAHMY, R. F.; KOERNER, R. M. Finite element modelling of soil-geogrid interaction with application to the behaviour of geogrids in a pull-out loading condition. **Geotextiles and geomembranes**, v. 12, p. 479-501, 1993.

APÊNDICE A

Working Stress Design Method for Reinforced Soil Walls (EHRlich; MITCHELL, 1994)

- **ABERTURA DE PACOTES DE FUNÇÕES:**

restart: with(LinearAlgebra): with(linalg): with(ExcelTools): with(MTM): with(RealDomain):

- **DADOS DE ENTRADA:**

H := 4.2:	#altura
Sv := 0.4:	#espaçamento vertical
Sh := 1.:	#espaçamento horizontal
Lr := 3.5:	#comprimento dos reforços
nR := 10:	# números de reforços
z := ["z", .2, .6, 1., 1.4, 1.8, 2.2, 2.6, 3., 3.4, 3.8]:	#vetor de profundidades dos reforços
phi := evalf(convert(36.*degrees, radians)):	#ângulo de atrito do solo
`γs` := 19:	#peso específico do solo
c := 6:	#coesão do solo
k := 196.:	#parâmetro adimensional do modelos hiperbólico
kur := 2.4*k:	#parâmetro adimensional do modelos hiperbólico
n := .7:	#parâmetro adimensional do modelos hiperbólico
Rf := .85:	#razão de resistência
EAr := 400:	#rigidez do reforço
Q := 378:	#força máxima de operação do rolo compactador
L := 2.13:	#comprimento do rolo compactador
A := 0:	#área da placa de compactação

- **Parâmetros constantes**

Pa := 101.325:	#pressão atmosférica
Srel := EAr*RealDomain:-^(Sv*Sh*k*Pa, -1):	#rigidez relativa solo-reforço
Ka := evalf(RealDomain:-^(tan(Pi*RealDomain:-^(4, -1)-phi*RealDomain:-^(2, -1)), 2)):	
K0 := evalf(1-sin(phi)):	#coeficientes de empuxo ativo (Ka) e repouso (K0)
v0 := K0*RealDomain:-^(1+K0, -1):	#coeficiente de Poisson

- **Procedimento para as Tensões induzidas pela compactação (σ_{zc})**

```
`&sigma;_zci` := proc (Q, L, A)
    local `N&gamma;`,`&sigma;_xpi`;
    if A = 0 then
        `N&gamma;`,`&sigma;_xpi` := evalf(tan((1/4)*Pi+(1/2)*phi)*(tan((1/4)*Pi+(1/2)*phi)^4-1));
        `&sigma;_xpi` := v0*(1+Ka)*0.5^(1/2)*(`&gamma;s`*Q*`N&gamma;`,`&sigma;_xpi`/K0)^(1/2);
    else
        Q/A
    end if
end proc;
`&sigma;_zci` := `&sigma;_zci`(Q, L, A):
```

- **Procedimento para cálculo da tensão vertical (σ_z) - Meyerhof (1955)**

TensaoVertical := proc (z) `γs`*z/(1-(1/3)*Ka*z^2/Lr^2) end proc:

- **Procedimento para cálculo de Kaa (Kc)**

fKaa := proc (Kc) Ka/((1-Ka)*(c/(`σ\_zc`[i]*Kc*tan(phi))+1)/Rf+Ka) end proc:

- **Criação dos vetores e atribuição dos rótulos na 1ª linha**

`σ_z` := Vector(nR+1): `σ_z`[1] := "σ_z":	# σ_z
`σ_zc` := Vector(nR+1): `σ_zc`[1] := "σ_zc":	# σ_{zc}

```

OCR := Vector(nR+1): OCR[1] := "OCR": #OCR
Kaa := Vector*(nR+1): Kaa[1] := "Kaa": #Kaa
RKc := Vector(x, nR+1): RKc[1] := "Kc": #Kc
`K&Delta;2` := Vector(x, nR+1): `K&Delta;2`[1] := "K&Delta;2": #K Δ2
EqC := Vector(nR+1): EqC[1] := "EqC": #eq. do carregamento
vun := Vector(x, nR+1): vun[1] := "vun": #vun
RKr := Vector(y, nR+1): RKr[1] := "Kr": #Kr
EqD := Vector*(nR+1): EqD[1] := "EqD": #eq. do descarregamento
T := Vector(nR+1): T[1] := "T": #Tração máxima

```

- **Procedimento para resolução dos n reforços**

```

for i from 2 to nR+1 do
  `&sigma;z`[i] := TensaoVertical(z[i]);
  `&sigma;z`[i] := max(`&sigma;z`[i], `&sigma;zci`);
  OCR[i] := `&sigma;z`[i]*RealDomain:-`^(`&sigma;z`[i], -1);
  Kaa[i] := fKaa(Kc[i]);
  EqC[i] := RealDomain:-`^(Srel, -1)*`&sigma;z`[i]*RealDomain:-`^(Pa, -1) = (1-
  RealDomain:-`^(v0, 2))*RealDomain:-`^(1-Kaa[i], 2)*(K0-Kc[i])*K0*RealDomain:-
  `^((Kc[i]-Kaa[i])*(K0-Kaa[i])*RealDomain:-`^(Kc[i], n), -1);
  Kc[i] := solve((lhs-rhs)(EqC[i]) = 0, Kc[i]);
  if `&sigma;z`[i] < `&sigma;zci` then
    `K&Delta;2`[i] := K0*(OCR[i]-RealDomain:-`^(OCR[i],
    .7*evalf(sin(phi))))*RealDomain:-`^(OCR[i]-1, -1);
    vun[i] := `K&Delta;2`[i]*RealDomain:-`^(1+K0, -1);
    EqD[i] := RealDomain:-`^(Srel, -1)*RealDomain:-`^(`&sigma;z`[i]*RealDomain:-
    `^(Pa, -1), n) = (1-RealDomain:-`^(vun[i], 2))*(Kr[i]-`K&Delta;2`[i]-(Kc[i]-
    `K&Delta;2`[i])*OCR[i])*RealDomain:-`^(kur*RealDomain:-`^(k, -
    1)*(Kc[i]*OCR[i]-Kr[i])*RealDomain:-`^(Kr[i], n), -1);
    Kr[i] := solve((lhs-rhs)(EqD[i]) = 0, Kr[i]);
    T[i] := Sv*Sh*Kr[i]*`&sigma;z`[i]
  else
    `K&Delta;2`[i] := "-";
    vun[i] := "-";
    EqD[i] := "-";
    Kr[i] := "-";
    T[i] := Sv*Sh*Kc[i]*`&sigma;z`[i] end if; RKc[i] := Kc[i]; RKr[i] := Kr[i]
end do:

```

- **Criação da matriz de resultados:**

```

Resultados := `<|>`(`<,>`(z), `<,>`(`&sigma;z`), `<,>`(OCR), `<,>`(RKc), `<,>`(`K&Delta;2`),
`<,>`(vun), `<,>`(RKr), `<,>`(T)):

```

- **Exportar a matriz dos resultados em arquivo Excel:**

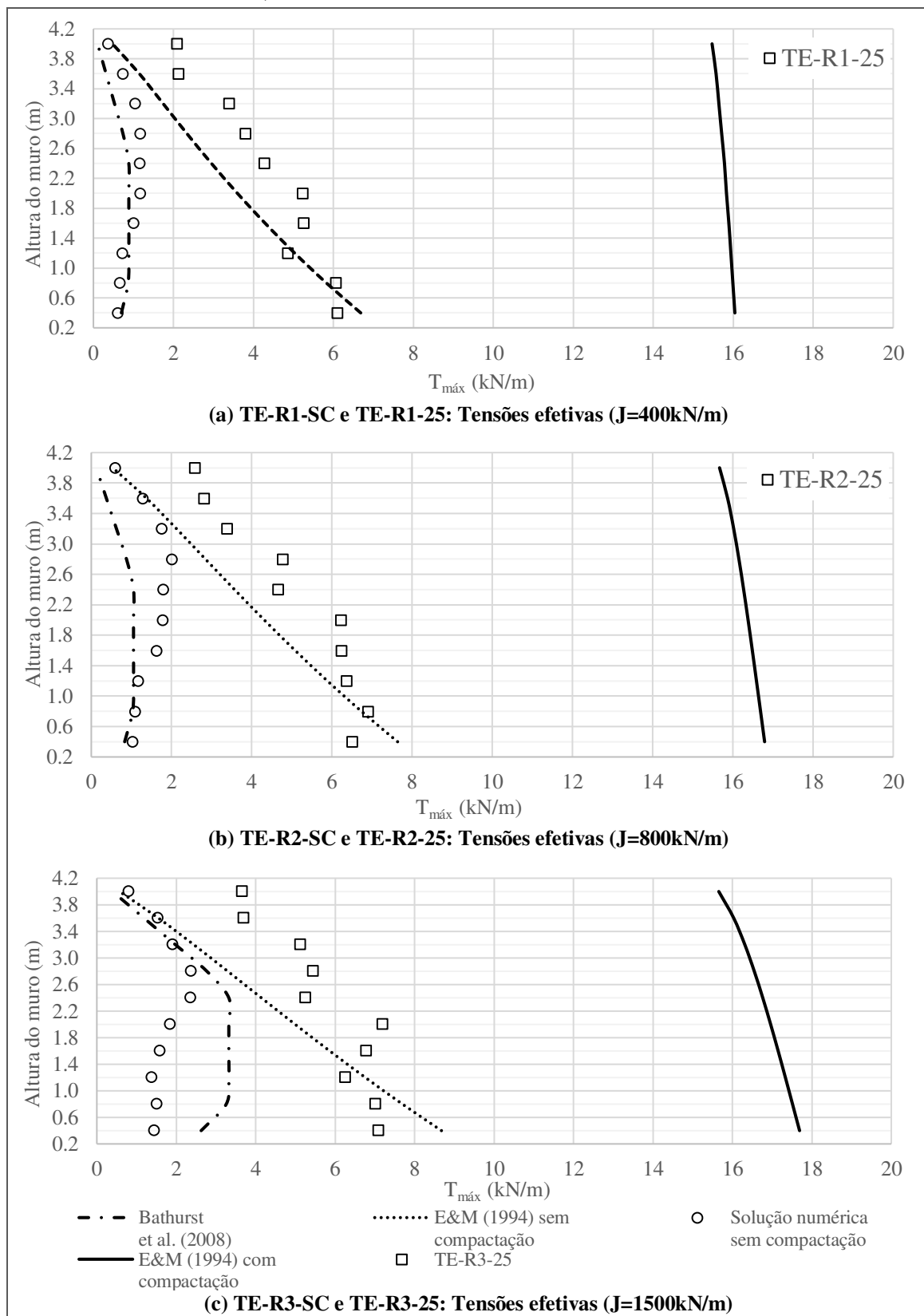
```

Export(Resultados, "Solucao.xlsx", "Resultados.", "B2");

```

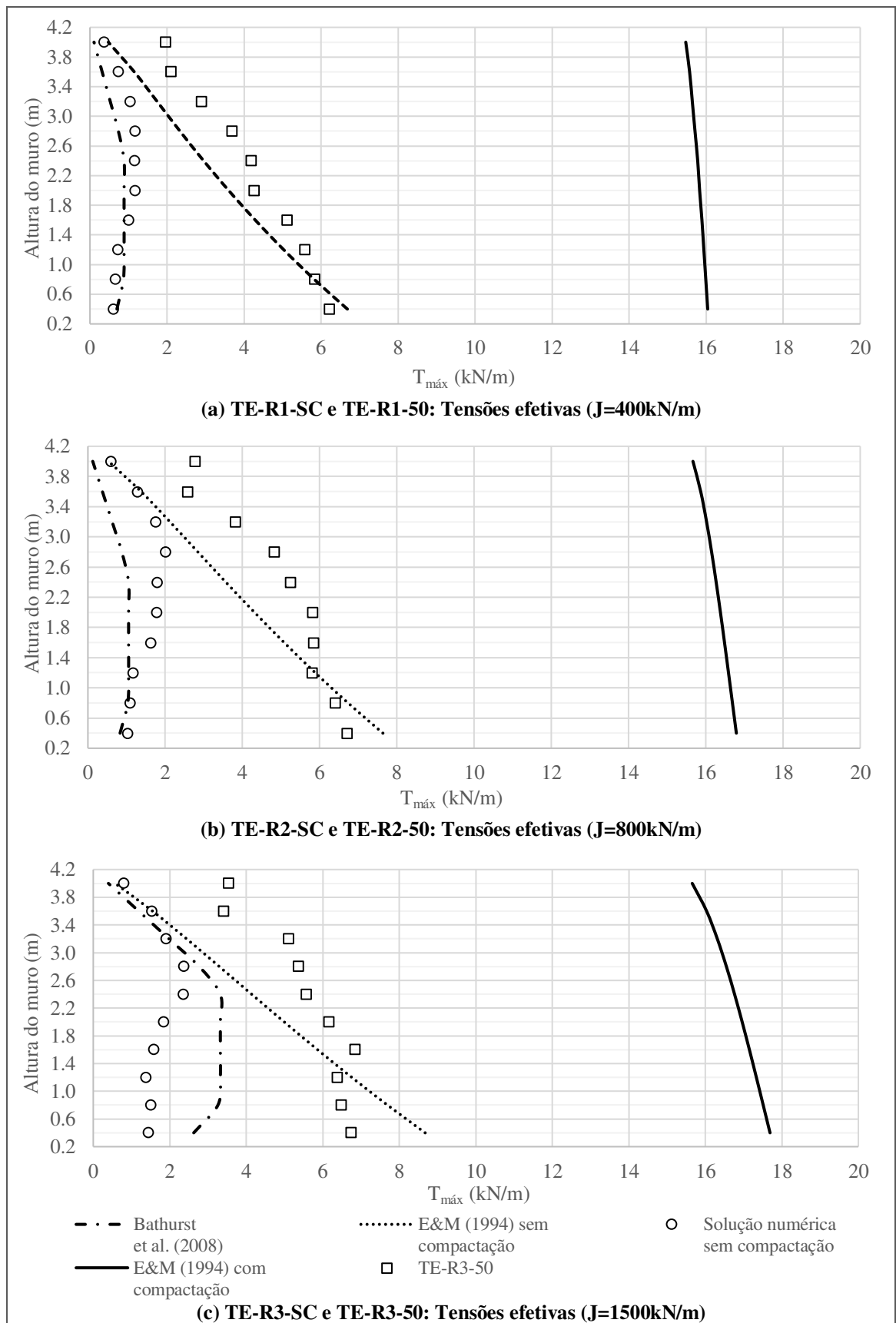
APÊNDICE B

Figura 47 – Tração máxima nos reforços, análise numérica com afastamento da compactação pesada de 0,25 m e métodos analíticos. – Tensões Efetivas.



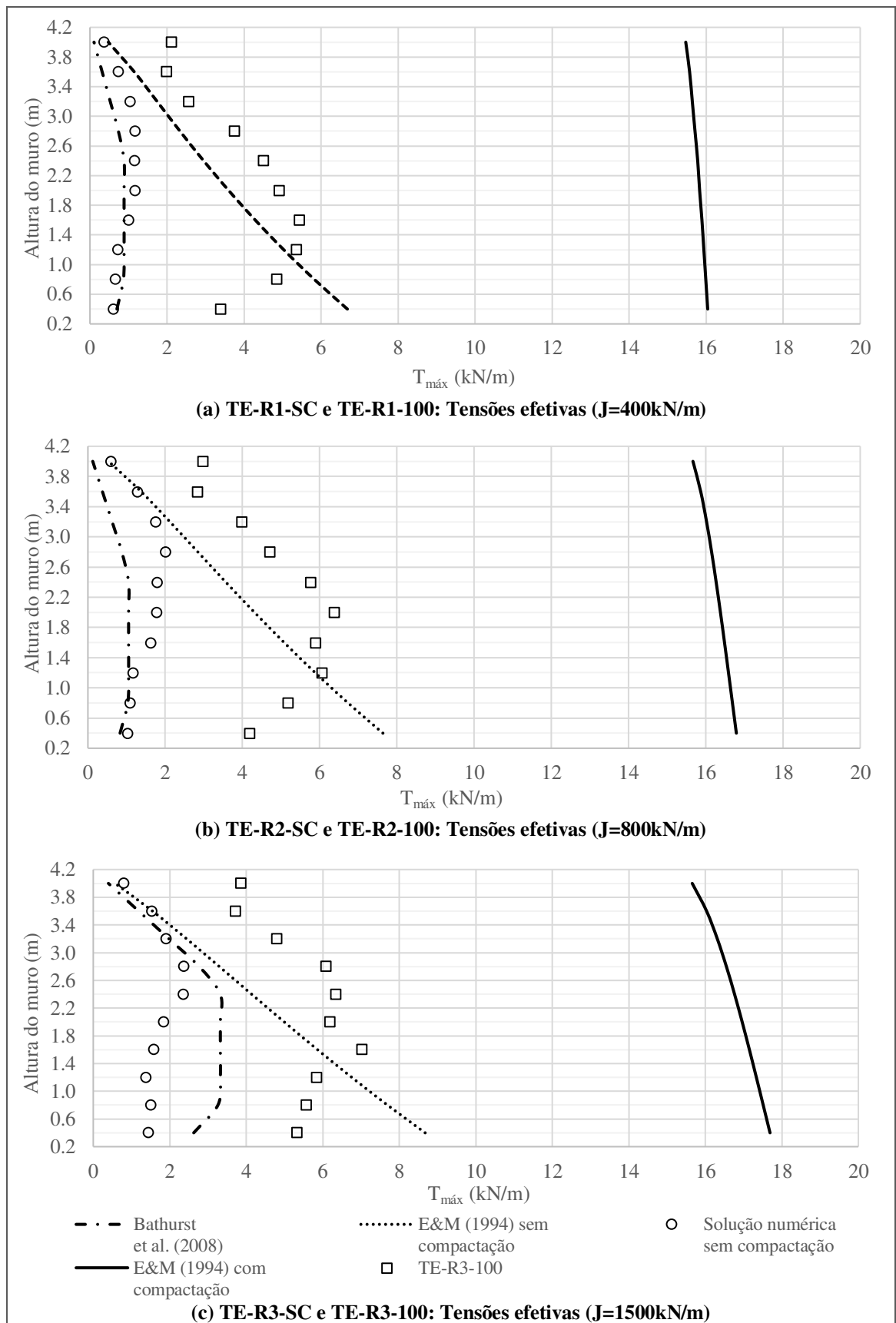
Fonte: o autor (2018).

Figura 48 – Tração máxima nos reforços, análise numérica com afastamento da compactação pesada de 0,50 m e métodos analíticos. – Tensões Efetivas.



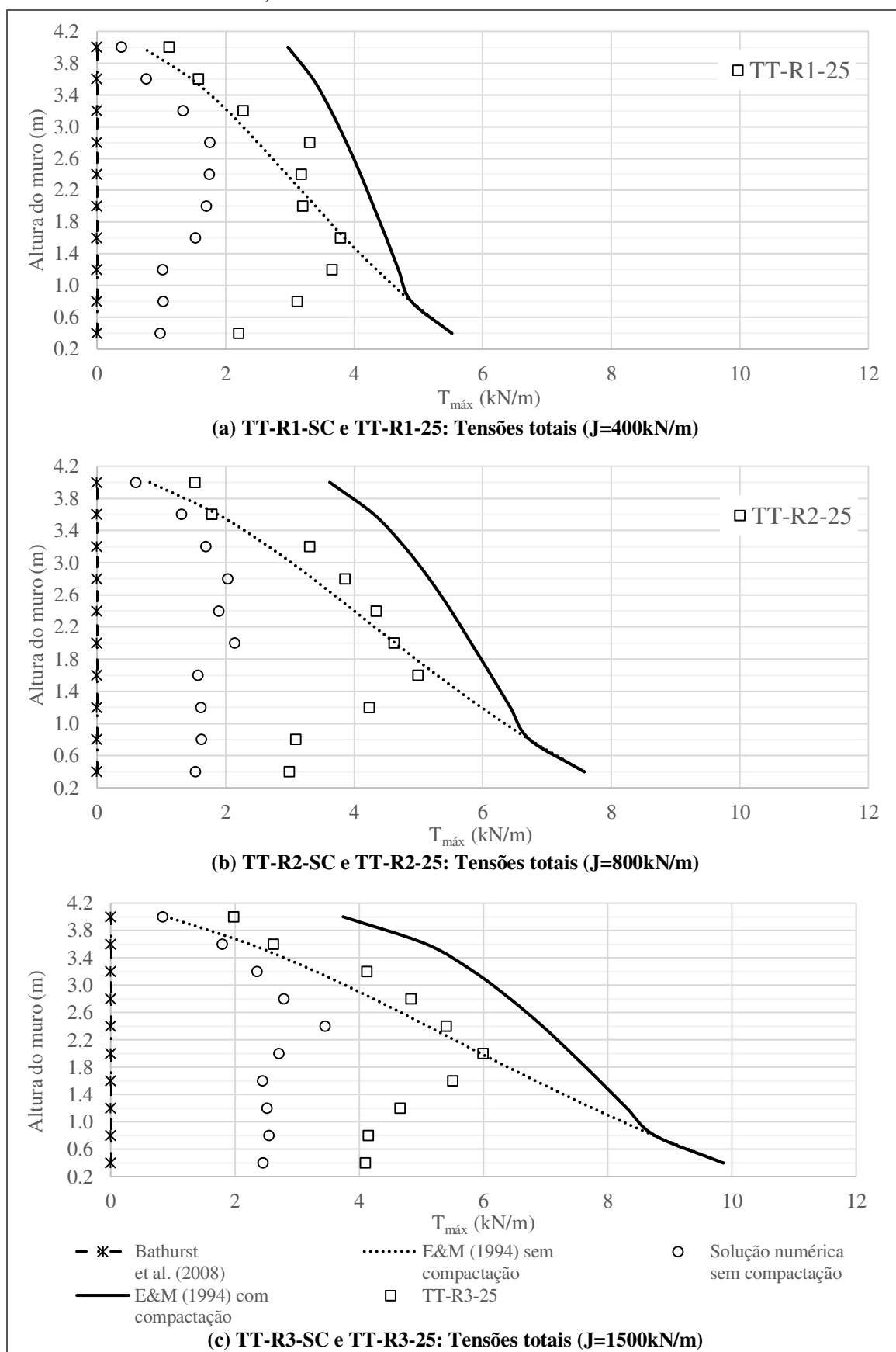
Fonte: o autor (2018).

Figura 49 – Tração máxima nos reforços, análise numérica com afastamento da compactação pesada de 1,0 m e métodos analíticos. – Tensões Efetivas.



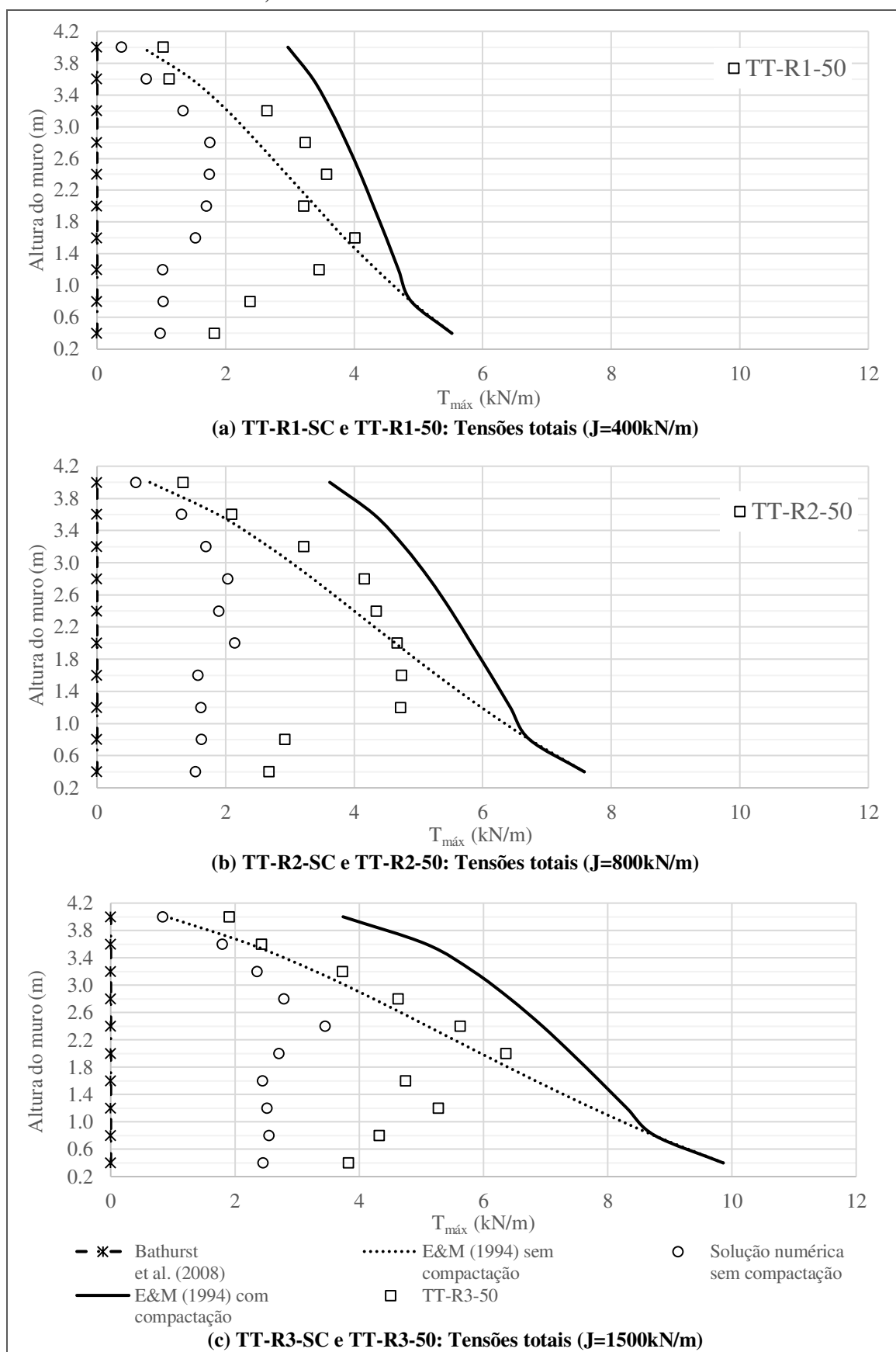
Fonte: o autor (2018).

Figura 50 - Tração máxima nos reforços, análise numérica com afastamento da compactação pesada de 0,25 m e métodos analíticos. – Tensões Totais.



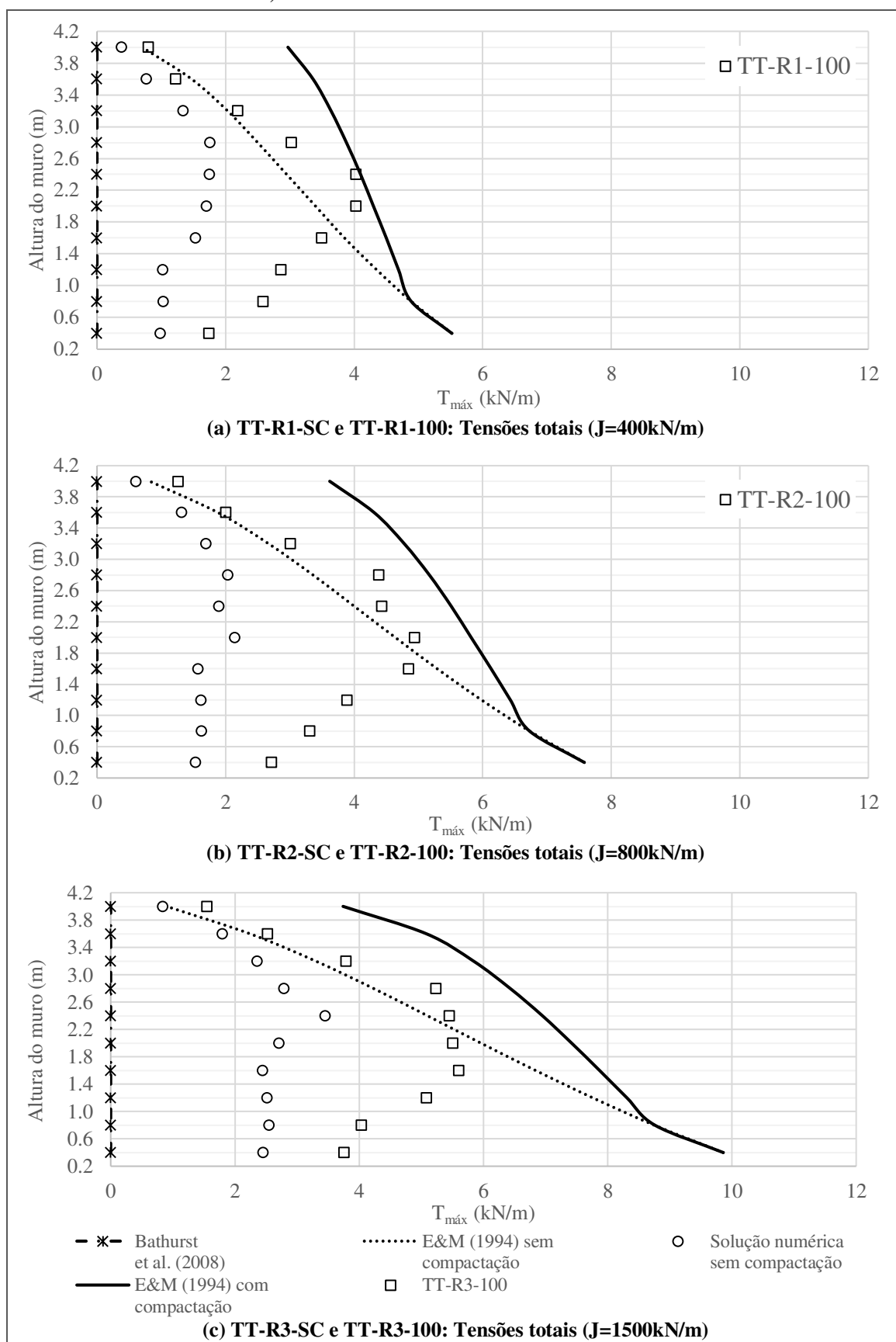
Fonte: o autor (2018).

Figura 51 - Tração máxima nos reforços, análise numérica com afastamento da compactação pesada de 0,50 m e métodos analíticos. – Tensões Totais.



Fonte: o autor (2018).

Figura 52 - Tração máxima nos reforços, análise numérica com afastamento da compactação pesada de 1,0 m e métodos analíticos. – Tensões Totais.



Fonte: o autor (2018).