XXII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
XI Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens
24 a 28 de agosto de 2026 – Brasília/DF
DOI: 10.47094/COBRAMSEG2026.6/36

Estabilidade Interna de Muros de Solo Fino Reforçado com Geogrelhas: Análise Numérica (PLAXIS) e Comparação com Métodos Analíticos

Alan Rizzato Espessato
Doutorando, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Maringá (UEM), Maringá-PR, Brasil, arepessato@uem.br

Nelcí Helena Maia Gutierrez
Docente, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Maringá (UEM), Maringá-PR, Brasil, nhmgutierrez@uem.br

Daniel Hideyuki Saito
Doutorando, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Estadual de Maringá (UEM), Maringá-PR, Brasil, danielhs.95@gmail.com

RESUMO: Este trabalho avalia a estabilidade interna de um muro de solo reforçado com geogrelhas e aterro em solo fino, tomando como estudo de caso uma seção típica da obra de rebaixamento da linha férrea em Maringá-PR. As análises numéricas foram realizadas pelo método dos elementos finitos no *software* PLAXIS 2D, incluindo a simulação do processo construtivo e o efeito da compactação. Os parâmetros dos materiais foram definidos a partir do projeto executivo, catálogos técnicos dos fabricantes, levantamentos *in loco* e ensaios de laboratório. Os valores de tração máxima mobilizada nos reforços (Tmax) obtidos no modelo numérico foram comparados com as previsões dos métodos analíticos de Ehrlich e Mitchell (1994), Bathurst et al. (2008) (*K-stiffness*) e Ehrlich e Mirmoradi (2016). Observou-se melhor concordância do MEF com Ehrlich e Mitchell (1994) nas camadas superiores, com diferenças mais pronunciadas próximas à fundação. O *K-stiffness* tendeu a subestimar as trações, enquanto Ehrlich e Mirmoradi (2016) mostrou-se mais conservador quando a coesão tem papel relevante.

PALAVRAS-CHAVE: Método dos Elementos Finitos (MEF), Tração máxima mobilizada (Tmax), Condições de trabalho

ABSTRACT: This study evaluates the internal stability of a geogrid-reinforced soil wall constructed with a fine-grained backfill, using as a case study a representative section of the railway underpass project in Maringá, Paraná State, Brazil. Numerical analyses were performed with the finite element method in PLAXIS 2D, including staged construction and the effect of compaction. Material parameters were defined based on the design documents, manufacturers' technical datasheets, in situ investigations, and laboratory testing. The maximum tensile load mobilized in the reinforcements (Tmax) obtained from the numerical model was compared with the predictions from the analytical methods proposed by Ehrlich and Mitchell (1994), Bathurst et al. (2008) (K-stiffness), and Ehrlich and Mirmoradi (2016). The finite element results showed better agreement with Ehrlich and Mitchell (1994) for the upper reinforcement layers, whereas larger discrepancies were observed near the foundation. The K-stiffness method tended to underestimate reinforcement tensile loads, while Ehrlich and Mirmoradi (2016) was more conservative when cohesion plays a relevant role.

KEYWORDS: Finite Element Method (FEM), Maximum mobilized tensile load (Tmax), Working stress conditions

1 INTRODUÇÃO

Os muros de solo reforçado (MSR) constituem um sistema de contenção amplamente empregado em todo o mundo, em razão do baixo custo unitário, rapidez de execução, boa capacidade de acomodar deformações e benefícios associados à sustentabilidade (Falah e Muteb, 2024; Miyata, 2025; Santos, Yoo e Portelinha, 2025).

O desempenho global dessas estruturas é fortemente condicionado pela seleção do material de aterro, uma vez que as propriedades hidráulicas e mecânicas do solo influenciam diretamente a estabilidade, a deformabilidade e a mobilização de esforços nos reforços (Dhanya e Divya, 2025). Tradicionalmente, aterros granulares são preferidos devido à sua maior capacidade de drenagem, enquanto a utilização de solos finos é, em muitos casos, desestimulada por recomendações técnicas. Como exemplo, diretrizes como as da *Federal Highway Administration* (FHWA) indicam que o teor de finos em materiais de aterro não deve exceder 15% (Berg, Christopher e Samtani, 2009).

Entretanto, especialmente em regiões tropicais, a escassez de materiais granulares tem estimulado a adoção de solos localmente disponíveis, frequentemente finos, como alternativa tecnicamente viável e economicamente atrativa (Nunes *et al.*, 2022; Dhanya e Divya, 2025). Nesse cenário, torna-se particularmente relevante avaliar como as condições de aterro com solos finos se refletem na mobilização de esforços nos reforços e nas verificações de estabilidade interna, especialmente no que se refere à estimativa da tração máxima mobilizada.

Do ponto de vista de projeto, a análise da estabilidade interna é um aspecto fundamental nas estruturas em solo reforçado, por envolver mecanismos de ruptura associados ao sistema de reforço (Berg, Christopher e Samtani, 2009; AASHTO, 2020). Em geral, essa verificação contempla, principalmente, a ruptura por tração do reforço e o arrancamento do reforço, sendo a determinação da tração máxima mobilizada no reforço (Tmax) um parâmetro central para as verificações de segurança (Ehrlich e Mirmoradi, 2016). A ABNT NBR 16920-1 (ABNT, 2021) reconhece distintas filosofias para o dimensionamento de MSR, incluindo métodos de equilíbrio limite, métodos sob condição de trabalho e a modelagem numérica explícita do maciço reforçado. Contudo, diversos estudos indicam que procedimentos baseados em equilíbrio limite tendem a superestimar as forças de tração nos reforços, ao passo que abordagens sob condição de trabalho e modelagens numéricas tendem a representar melhor o comportamento do conjunto e conduzir a estimativas mais realistas para a mobilização de esforços (Hatami e Bathurst, 2005; Allen e Bathurst, 2018).

Diante desse contexto, o presente trabalho tem como objetivo avaliar a estabilidade interna, em termos de tração máxima mobilizada nos reforços, de uma seção típica de muro de solo reforçado utilizada como contenção na obra de rebaixamento da linha férrea no município de Maringá-PR. As análises numéricas foram conduzidas pelo método dos elementos finitos, com auxílio do *software* PLAXIS, considerando o processo construtivo e o efeito da compactação. Os resultados obtidos foram comparados com previsões de métodos analíticos propostos por Ehrlich e Mitchell (1994), Bathurst et al. (2008) e Ehrlich e Mirmoradi (2016).

2 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

O rebaixamento da linha férrea em Maringá-PR foi executado no âmbito do projeto de revitalização urbana da região denominada “Novo Centro”. A intervenção teve extensão aproximada de 6 km e, em trechos específicos, demandou a implantação de trincheiras para compatibilizar o cruzamento, anteriormente em nível, do tráfego rodoviário local com a passagem do trem. Para a contenção dessas trincheiras, foram executados muros de solo reforçado com geogrelhas, com face em blocos segmentais de concreto intertravados.

A obra foi subdividida em segmento oeste (entre a Rua Ver. Arlindo Planas e a Av. Paraná) e segmento leste (entre as Avenidas Pedro Taques e Tuiuti). Como estudo de caso, foi selecionada uma seção executada no segmento leste, situada entre as estacas 1000 e 1024 do Projeto Executivo (trecho entre a Av. Pedro Taques e a Av. Monlevade). A Figura 1 ilustra a região onde a seção de referência foi definida. A seção selecionada possui altura livre de aproximadamente 9,0 m, face constituída por blocos segmentais de concreto intertravados e, na zona reforçada, utiliza solo local como material de aterro e geogrelhas de poliéster (PET) como elementos de reforço.



(a) (b)

Figura 1. (a) Vista aérea do segmento leste; (b) Local da seção transversal selecionada para o estudo.

A escolha dessa seção deve-se ao fato de representar uma configuração típica da obra e por dispor das informações de projeto e parâmetros de materiais necessários à modelagem numérica e às análises comparativas propostas neste estudo.

2.1 Caracterização geotécnica

Para a caracterização do solo local, foram realizadas três sondagens de simples reconhecimento com SPT e profundidade de 24 m. O perfil geotécnico identificado apresentou variação nítida quanto à coloração, às características e ao comportamento, permitindo seu agrupamento em duas unidades principais:

- Solo laterítico (solo de cobertura – Latossolo Vermelho Distroférrico): apresenta espessura aproximada de 9,0 m, textura argilosa e coloração marrom-avermelhada. Trata-se de um material poroso, bem drenado e pedologicamente evoluído, com baixo teor de minerais primários. A fração argila é constituída predominantemente por caulinita e óxidos de ferro e alumínio. Os índices de resistência à penetração (N_{SPT}) variam entre 2 e 10, com consistência classificada de muito mole a média.
- Solo residual e saprolítico: ocorre a partir de aproximadamente 9,0 m de profundidade, sendo oriundo da alteração in situ do material de origem, com forte influência da mineralogia da rocha-mãe (basalto) e diferentes estágios de evolução. Apresenta textura argila siltosa e ampla diversidade de cores, associada à presença de minerais primários em diferentes graus de alteração. Os valores de N_{SPT} são bastante variáveis (9 a >30), com consistência variando de média a dura.

Durante a execução do rebaixamento da linha férrea, foram realizados ensaios de caracterização e resistência no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Estadual de Maringá (UEM). Assim, parte desses resultados, disponíveis no banco de dados da instituição, foi utilizada na caracterização do solo empregada neste estudo. Foram coletadas amostras indeformadas em dois pontos do talude, correspondentes ao solo natural: a Amostra A, obtida na profundidade média de 5,0 m, e a Amostra B, obtida na profundidade média de 9,0 m. Adicionalmente, foi coletada uma amostra indeformada do solo do aterro compactado, denominada Amostra C.

A Tabela 1 apresenta as principais características geotécnicas das amostras, determinadas a partir de ensaios laboratoriais e de correlações empregadas no estudo. Os ensaios de cisalhamento direto realizados nas condições de umidade natural e inundada evidenciaram que o intercepto de coesão é sensível ao estado de umidade, com redução significativa quando inundado, indicando que a "coesão" mobilizada pode representar, em parte, coesão aparente suscetível a dimiuição do valor por umedecimento. Assim, adotou-se uma análise paramétrica variando a coesão (c=0, 10, 40 e 80 kPa), mantendo-se constantes os demais parâmetros, com o objetivo de avaliar a sensibilidade das previsões de Tmax e o grau de concordância entre as metodologias analíticas e o MEF sob diferentes valores de coesão.

Tabela 1. Características geotécnicas das amostras do perfil de solo evoluído.

Descrição	**Amostra A Prof. 5 m**	**Amostra B Prof. 9 m**	**Amostra C Compactado**
Massa específica dos sólidos - ρ_s (g/cm^3)	3,08	3,11	-
Massa específica natural - ρ (g/cm^3)	1,426	1,500	1,75
Teor de umidade natural – w (%)	29,8	29,3	29,7
Massa específica seca - ρ_d (g/cm^3)	1,098	1,160	1,349
Fração passante na peneira N.200(#0,075 mm) -%	96	95	-
Fração argila (%)	67	64	-
Fração silte (%)	22	18	-
Fração areia (%)	11	18	-
Limite de Liquidez – LL (%)	54	57	-
Limite de Plasticidade – LP (%)	37	39	-
Índice de Plasticidade – IP (%)	17	18	-
Índice de vazios – e	1,807	1,686	-
Porosidade – n (%)	64,3	62,7	-
Grau de Saturação – Sr (%)	51,0	54,4	-

2.2 Modelagem Numérica da Seção Típica

Para a análise numérica do muro em solo reforçado, utilizou-se o *software* PLAXIS®, cuja formulação é baseada no método dos elementos finitos (MEF). A estrutura foi simulada em estado plano de deformação, adotando-se elementos triangulares de 15 nós. A malha foi gerada com refinamento padrão fino, totalizando 2006 elementos, com dimensão média aproximada de 0,51 m por elemento. A Figura 2 apresenta o modelo numérico da seção típica empregado nas análises.

Nas extremidades laterais, impuseram-se restrições aos deslocamentos horizontais, enquanto na base do modelo foram restringidos os deslocamentos horizontais e verticais. As fronteiras do modelo foram posicionadas a uma distância considerada suficiente para evitar a influência das condições de contorno na resposta tensão–deformação do maciço de solo reforçado.

A seção típica foi pré-dimensionada conforme recomendações da AASHTO (2020). O modelo apresenta altura livre de 9,0 m, face com inclinação vertical e paramento constituído por blocos segmentais de concreto intertravados. Na zona reforçada, foram consideradas 15 camadas de geogrelhas, com espaçamento vertical de 0,60 m e comprimento de 6,3 m, resultando em Lr/H = 0,7. Adicionalmente, representou-se o embutimento da face do muro com profundidade de 0,60 m, correspondente a três blocos de concreto (Figura 2).

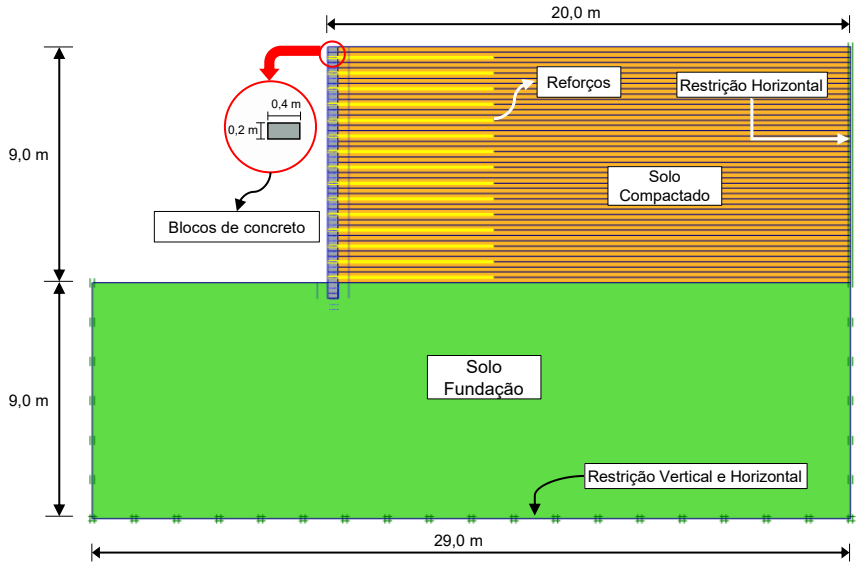


Figura 2. Seção típica do rebaixamento da linha férrea e materiais utilizados.

A definição dos parâmetros adotados considerou informações do projeto executivo do muro, catálogos técnicos dos fabricantes, levantamentos e estudos in loco, bem como resultados de ensaios realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Estadual de Maringá (UEM). Para representar o comportamento tensão–deformação do solo do aterro compactado, foi selecionado o modelo constitutivo *Hardening Soil*, por permitir uma representação mais realista da rigidez não linear e de sua dependência do nível de tensões. O solo de fundação foi simulado por meio do modelo constitutivo Mohr–Coulomb. Os valores do módulo de deformabilidade dos solos foram estimados a partir de ensaios edométricos realizados com amostras do solo evoluído da região do Novo Centro, tanto na condição natural quanto na condição compactada. A Tabela 2 apresenta os parâmetros utilizados para representar os materiais.

Tabela 2. Parâmetros de entrada no modelo numérico da seção padrão.

Propriedade	**Valor**	**Propriedade**	**Valor**
Solo Compactado		**Geogrelha**	
Modelo	*Hardening Soil*	Rigidez axial, J_r, (EA) (kN/m)	700
Âng. de atrito, φ', (º)	32	**Blocos**	
Coesão, *c'*, (kPa)	0; 10; 40; 80	Modelo	Elástico linear
Ângulo de dilatação, ψ, (º)	0	Dimensões, (m × m)	0,40 m × 0,20 m
Peso específico, γ, (kN/m³)	17,5	Peso específico, γ, (kN/m³)	21,8
E_{50}^{ref}, (kPa)	20.000	Módulo de rigidez (kPa)	5×10^6
E_{ur}^{ref}, (kPa)	60.000	Coeficiente de Poisson, υ	0,15
Fator de potência, m	0,60	**Solo Fundação**	
Razão de ruptura, R_f	0,90	Modelo	*Mohr-Coulomb*
Coeficiente de Poisson, ν	0,30	Âng. de atrito, φ, (º)	26
P_{ref} (kPa)	100	Coesão, c, (kPa)	30
Interface bloco-bloco		Ângulo de dilatação, ψ, (º)	0
Ângulo de atrito, φ, (º)	57	Peso específico, γ, (kN/m³)	15,0
Coesão, c, (kPa)	46	E_{ref}, (kPa)	45.000
		Coeficiente de Poisson, ν	0,30

Como material de reforço, foram utilizadas geogrelhas de poliéster (PET) da linha Fortrac® T, com malha de abertura 25 mm × 25 mm. As geogrelhas foram representadas no PLAXIS por meio do elemento *geogrid*, com comportamento elástico linear, assumindo-se aderência perfeita no contato solo–geogrelhas (Jewell, 1980; Dyer e Milligan, 1984). A face em blocos de concreto foi simulada adotando-se um modelo elástico linear, sendo os parâmetros de entrada definidos com base em Riccio, Ehrlich e Dias (2014).

Para representar o contato entre os materiais, foram consideradas duas tipologias de interface: interfaces horizontais (bloco–bloco) e interfaces verticais (solo–bloco). Para a interface solo–bloco, utilizaram-se propriedades compatíveis com as do solo adjacente, de modo semelhante ao procedimento adotado por Guler, Hamderi e Demirkan (2007). Os parâmetros atribuídos às interfaces bloco-bloco foram baseados em valores determinados experimentalmente por Hatami e Bathurst (2005).

O processo construtivo foi simulado pelo alteamento em camadas com altura de 0,20 m (equivalente a 1 bloco), e o efeito da compactação foi incorporado conforme o procedimento "Tipo 2" descrito por Mirmoradi e Ehrlich (2014). A tensão induzida pela compactação adotada na simulação foi de 81,78 kPa, valor indicado no memorial de cálculo do rebaixamento da linha férrea.

3 COMPARATIVO ENTRE OS MODELOS NUMÉRICOS E OS MÉTODOS ANALÍTICOS

Os métodos analíticos selecionados para esta análise foram os de Ehrlich e Mitchell (1994), Ehrlich e Mirmoradi (2016) e Bathurst et al. (2008) (método *K-Stiffness*). Considerando as particularidades de cada procedimento teórico, realizou-se um estudo paramétrico com o objetivo de verificar o grau de concordância entre as previsões analíticas e os resultados obtidos por simulação numérica (MEF).

A Figura 3 apresenta os resultados adimensionais da distribuição da tração máxima mobilizada (T_{max}) ao longo das camadas de geogrelha em função da profundidade normalizada (z/H), obtidos pelo MEF e pelos

métodos analíticos. Nesta etapa, foram avaliados diferentes valores de coesão, mantendo-se constantes os demais parâmetros dos materiais conforme a seção típica. Adicionalmente, são comparados os resultados com e sem a consideração do efeito da compactação, tanto no modelo numérico quanto nos cálculos analíticos.

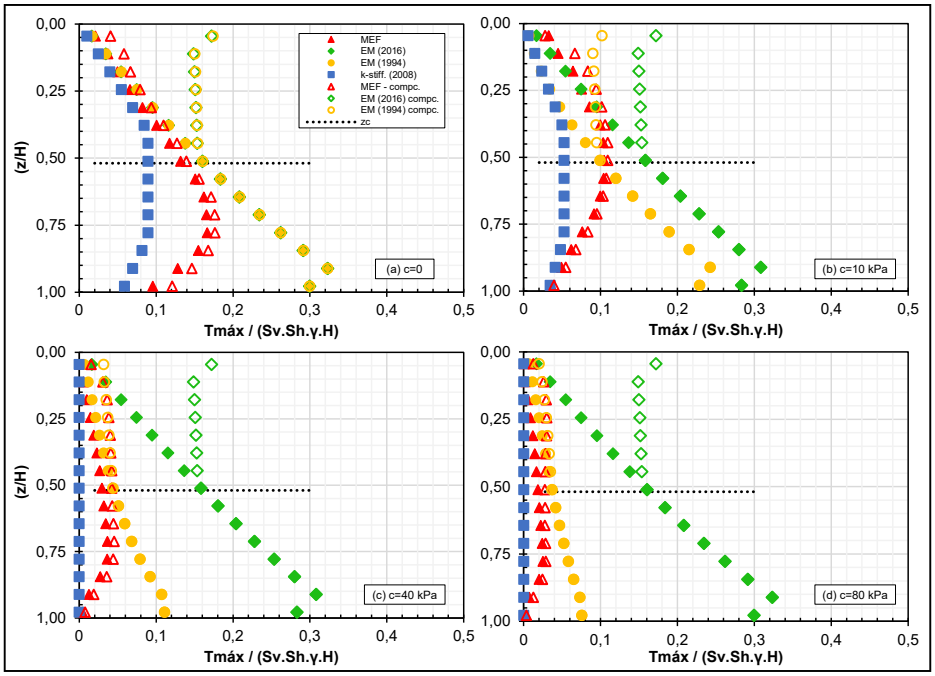


Figura 3. Comparativo de distribuição de tração nas geogrelhas em função da profundidade normalizada (z/H): (a) c=0; (b) c=10 kPa; (c) c=40 kPa; (d) c=80 kPa

Para o caso de coesão nula (c = 0), observou-se que os métodos Ehrlich e Mitchell (1994) e Ehrlich e Mirmoradi (2016) conduzem a previsões muito próximas. Esse resultado está de acordo com Ehrlich e Mirmoradi (2016), que indicaram, a partir de estudos paramétricos, que quando a coesão é desprezada as diferenças na previsão de Tmax entre o método original e o método simplificado tendem a ser reduzidas (inferiores a 5%).

Entretanto, à medida que a coesão aumenta, passam a surgir discrepâncias, uma vez que, no procedimento simplificado de Ehrlich e Mirmoradi (2016), a coesão não é considerada no dimensionamento. Nesse cenário, as previsões de Ehrlich e Mitchell (1994) apresentaram boa concordância com as simulações numéricas, sobretudo nas camadas mais próximas ao topo do muro (acima da profundidade de influência da compactação, Zc). As maiores diferenças concentraram-se nas camadas próximas à base, o que pode ser atribuído, em parte, à maior influência das restrições de deslocamento no pé do muro, que afeta a resposta tensão–deformação local e, consequentemente, a mobilização de tração nos reforços.

Por outro lado, para o método de Ehrlich e Mirmoradi (2016), verificou-se que o aumento da coesão levou a uma tendência de superestimação das trações mobilizadas nas geogrelhas quando comparadas aos resultados do MEF. Esse comportamento é consistente com a formulação do método, uma vez que o procedimento simplificado não incorpora explicitamente a contribuição da coesão, o que pode resultar em previsões mais conservadoras para solos coesivos.

Em relação ao método *K-Stiffness* (Bathurst et al., 2008), de forma geral, observou-se uma previsão de tração inferior à obtida na simulação numérica, sendo a discrepância ainda mais pronunciada com o aumento da coesão. Para valores elevados de coesão (c = 40 kPa e c = 80 kPa), o procedimento conduziu a valores negativos de tração nos reforços. Do ponto de vista físico, esse resultado indicaria ausência de solicitação dos reforços, sugerindo que o muro poderia permanecer estável mesmo sem geogrelhas. Por essa razão, e por não haver interpretação física para tração negativa em geogrelhas, adotou-se tração nula nessas situações.

A Figura 4 sintetiza, por meio dos somatórios de tração mobilizada nos reforços, a influência da coesão nas previsões das metodologias analíticas e do modelo numérico, incluindo a comparação entre simulações com e sem o efeito da compactação.

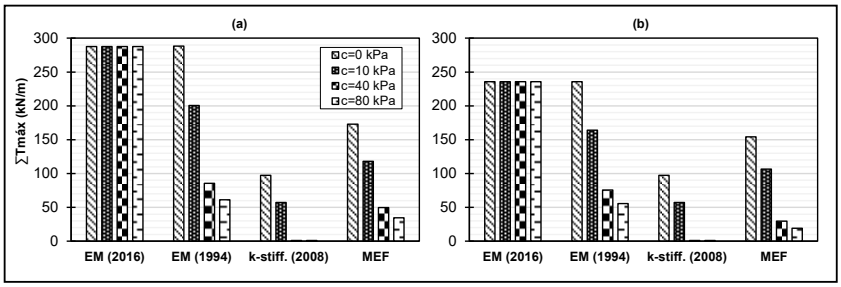


Figura 4. Somatório de tração máxima nas geogrelhas: (a) Com compactação; (b) Sem compactação

A Figura 4 mostra que, para a metodologia de Ehrlich e Mirmoradi (2016), os valores mobilizados de tração permanecem constantes com a variação da coesão, uma vez que esse parâmetro não é considerado no procedimento. Já os somatórios de tração estimados pelo método de Ehrlich e Mitchell (1994) são, em geral, superiores aos obtidos nas simulações numéricas. Essas diferenças estão associadas principalmente à forma de distribuição de tração nas camadas próximas à base da estrutura, conforme evidenciado na Figura 3.

Para o método *K-stiffness*, os somatórios de tração foram inferiores aos obtidos no MEF e, para valores elevados de coesão, a metodologia conduz a resultados que indicariam, teoricamente, ausência de solicitação das geogrelhas. Adicionalmente, observa-se que os somatórios de tração pelo *K-stiffness* são idênticos com ou sem a consideração da compactação, o que se explica pelo fato de que esse efeito não é incorporado explicitamente na formulação do método.

De forma complementar à comparação das trações máximas mobilizadas, avaliou-se a deformação específica equivalente mobilizada nos reforços a partir da relação ($\varepsilon = T_{máx}/EA$), considerando a rigidez axial (EA = 700 kN/m) adotada para a geogrelha no modelo numérico. Para os métodos analíticos, essa deformação deve ser interpretada como uma estimativa equivalente associada à tração prevista, enquanto, no MEF, representa a resposta compatível com a rigidez do elemento de reforço. Observou-se que as maiores deformações ocorreram para o caso de coesão nula (c = 0), atingindo aproximadamente 4,4% para os métodos de Ehrlich e Mitchell (1994) e Ehrlich e Mirmoradi (2016). Para uma pequena coesão (c = 10 kPa), a deformação máxima estimada reduziu para cerca de 3,5% pelo método de Ehrlich e Mitchell (1994). Nas demais análises, as deformações mobilizadas nas camadas de reforço foram inferiores a 3%, indicando níveis compatíveis com desempenho satisfatório em condição de trabalho. Esse resultado é coerente com Bathurst et al. (2008), que, ao analisarem uma base de dados de muros de solo reforçado com geossintéticos, observaram que estruturas com bom desempenho apresentaram deformações nos reforços tipicamente inferiores a 3% ao final da construção.

A redução das deformações equivalentes com a introdução de uma pequena parcela de coesão evidencia a sensibilidade da resposta dos reforços à resistência mobilizada do aterro. Em solos finos tropicais sob condição não saturada, a sucção matricial pode contribuir para o desenvolvimento de uma parcela de coesão aparente, ainda que variável e dependente das condições de umidade. Essa contribuição aumenta a resistência ao cisalhamento do solo e reduz a transferência de esforços para as geogrelhas, resultando em menores trações e deformações mobilizadas nos reforços. Esse comportamento é compatível com observações de campo em muros instrumentados com solos finos tropicais, nos quais as forças de tração medidas foram, em geral, inferiores às previstas por métodos teóricos, em razão da contribuição da coesão aparente associada às condições não saturadas do aterro (Riccio, Ehrlich e Dias, 2014; Moratori, 2015).

4 CONCLUSÃO

Com base na seção típica do muro de solo reforçado executado no rebaixamento da linha férrea em Maringá-PR, este trabalho comparou as previsões de tração máxima mobilizada nos reforços (Tmax) obtidas por modelagem numérica (MEF) e por métodos analíticos de uso corrente (Ehrlich e Mitchell, 1994; Ehrlich e Mirmoradi, 2016; Bathurst et al., 2008), avaliando também o papel da coesão e da compactação no nível de solicitação das geogrelhas. Os resultados mostraram que, para coesão nula, os métodos de Ehrlich e Mitchell (1994) e Ehrlich e Mirmoradi (2016) são próximos. Com o aumento da coesão, o método simplificado tende a superestimar as trações por não considerar esse parâmetro. O método de Ehrlich e Mitchell (1994) apresentou resultados mais próximos ao MEF, sobretudo nas camadas superiores, enquanto o *K-Stiffness* tendeu a

subestimar as trações, possivelmente por não considera de forma explícita o efeito da compactação. A análise da deformação específica equivalente dos reforços indicou desempenho compatível com a condição de trabalho, com valores inferiores a 3% na maior parte dos casos avaliados. As exceções ocorreram para as menores coesões analisadas, com deformações máximas de aproximadamente 4,4% para (c = 0) e 3,5% para (c = 10 kPa). Esses resultados evidenciam que mesmo pequenas parcelas de coesão aparente podem reduzir a mobilização de trações e deformações nas geogrelhas, ressaltando a importância de sua representação em solos finos sujeitos a variações de umidade. Como desdobramentos futuros, recomenda-se avaliar cenários de umedecimento e secagem, bem como incorporar dados de monitoramento para refinar a representação da compactação e das condições de contorno, principalmente nas camadas próximas à fundação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

American Association of State Highway and Transportation Officials (2020). AASHTO. *LRFD, Bridge Design Specifications*. 9th edition. Washington, D.C..

Associação Brasileira de Normas Técnicas (2021). NBR 16920-1. *Muros e taludes em solos reforçados. Parte 1: Solos reforçados em aterros*. Rio de Janeiro.

Allen, T. M., Bathurst, R. J. (2018). Application of the simplified stiffness method to design of reinforced soil walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 144 (5), 04018024.

Bathurst, R. J., Miyata, Y., Nernheim, A., Allen, A. M. (2008). Refinement of K-stiffness method for geosynthetic-reinforced soil walls. *Geosynthetics International*, 15 (4), 269-295.

Berg, R. R., Christopher, B. R., Samtani, N. C. (2009). *Design and construction of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes*. US Department of Transportation, Federal Highway Administration, National Highway Institute.

Dhanya, K. A., Divya, P. V. (2025). Hydro-mechanical behaviour of composite-geosynthetic-reinforced soil walls with marginal lateritic backfills through instrumented model tests. *Geotextiles and Geomembranes*, 53 (1), 474-495.

Dyer, M. R.; Milligan, G. E. (1984). A photoelastic investigation of the interaction of a cohesionless soil with reinforcement placed at different orientations. In: *Renforcement en place des sols et des roches. Colloque international*.. p. 257-262.

Ehrlich, M., Mirmoradi, S. H. (2016). A simplified working stress design method for reinforced soil walls. *Géotechnique*, 66(10), 854-863.

Ehrlich, M., Mitchell, J. K. (1994). Working stress design method for reinforced soil walls. *Journal of geotechnical engineering*, 120 (4), 625-645.

Falah, M. W., Muteb, H. H. (2024) Evaluation of mechanically stabilized earth retaining walls for different soil–structure interaction methods: A review. *Open Engineering*, 14 (1), 20220535.

Guler, E., Hamderi, M., Demirkan, M. M. (2007). Numerical analysis of reinforced soil-retaining wall structures with cohesive and granular backfills. *Geosynthetics International*, 14 (6), 330-345.

Hatami, K., Bathurst, R. J. (2005). Development and verification of a numerical model for the analysis of geosynthetic-reinforced soil segmental walls under working stress conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, 42 (4), 1066-1085.

Jewell, Richard Auchnleck. (1980). *Some effects of reinforcement on the mechanical behaviour of soils*. Tese (Doutorado). Cambridge Univ.

Mirmoradi, S. H., Ehrlich, M. (2014). Modeling of the compaction-induced stresses in numerical analyses of GRS walls. *International Journal of Computational Methods*, 11 (2), 1342002.

Miyata, Y. (2025). Geosynthetic MSE walls research and practice: past, present, and future (2023 IGS Bathurst Lecture). *Geosynthetics International*, 32 (1), 62-81.

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

Nunes, G. B., Portelinha, F. H. M., Futai, M. M.,Yoo, C. (2022). Numerical study of the impact of climate conditions on stability of geocomposite and geogrid reinforced soil walls. *Geotextiles and Geomembranes*, 50 (4), 807-824.

Riccio, M., Ehrlich, M., Dias, D. (2014). Field monitoring and analyses of the response of a block-faced geogrid wall using fine-grained tropical soils. *Geotextiles and Geomembranes*, 42 (2), 127-138.

Santos, M. C., Yoo, C., Portelinha, F. H. M. (2025). Influence of rainfall and drying periods on the performance of a large-scale segmental GRS wall model built with poorly draining local soil. *Geotextiles and Geomembranes*, 53 (4), 847-866.