



MODELAGEM FÍSICA DE MUROS DE SOLO REFORÇADO: EFEITO DA  
INCLINAÇÃO E RIGIDEZ DA FACE, RESISTÊNCIA NA BASE E SOBRECARGA  
APLICADA

Percy Edwin Chinchay Cordova

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadores: Maurício Ehrlich  
Seyedhamed Mirmoradi

Rio de Janeiro  
Agosto de 2018

MODELAGEM FÍSICA DE MUROS DE SOLO REFORÇADO: EFEITO DA  
INCLINAÇÃO E RIGIDEZ DA FACE, RESISTÊNCIA NA BASE E SOBRECARGA  
APLICADA

Percy Edwin Chinchay Cordova

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO  
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE)  
DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS  
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM  
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

---

Prof. Maurício Ehrlich, D.Sc.

---

Dr. Seyedhamed Mirmoradi, D.Sc.

---

Prof. Marcos Massao Futai, D.Sc.

---

Prof. Leonardo de Bona Becker, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL  
AGOSTO DE 2018

Chinchay Cordova, Percy Edwin

Modelagem Física de Muros de Solo Reforçado: Efeito da Inclinação e Rigidez da Face, Resistência na Base e Sobrecarga Aplicada. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2018.

XVIII, 172p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Maurício Ehrlich / Seyedhamed Mirmoradi

Dissertação (mestrado) – UFRJ / COPPE / Programa de Engenharia Civil, 2018.

Referências Bibliográficas: p. 134-146.

1. Muros de Solo Reforçado. 2. Inclinação e rigidez da face. 3. Resistência na base. 4. Sobrecarga Aplicada. 5. Métodos Analíticos  
I. Ehrlich, Maurício. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

A Deus.

Aos meus queridos pais Agustín e Olinda pelo seu amor e suporte absoluto ao longo da minha vida, fico muito orgulhoso deles pelo seu grande exemplo de humildade, sacrifício e superação guiando-me, aconselhando-me e motivando-me a ser uma melhor pessoa.

## **Agradecimentos**

Primeiramente, agradeço a Deus pela vida, fortaleza e saúde diária; por ter me guiado sempre e pelo o seu infinito amor.

Aos meus pais por estar sempre ao meu lado e me apoiar incondicionalmente em todo momento, por serem meus grandes motivadores, pela força integral e permanente ao longo da minha vida.

Aos meus queridos irmãos pelo companheirismo, carinho e apoio total sempre.

Às minhas amadas sobrinhas.

À Aline, excelente pessoa, amiga e companheira por todo o seu carinho, amor e apoio incondicional.

Ao professor Maurício Ehrlich e Seyedhamed Mirmoradi, pela orientação e suporte durante o desenvolvimento da presente dissertação.

Aos membros da banca examinadora Marcos Massao Futai e Leonardo de Bona Becker, pela sua participação na avaliação do trabalho e contribuição crítica.

A todos os professores do programa de pós-graduação em Engenharia Civil da COPPE/UFRJ, pela partilha de conhecimentos, motivação a seguir aprendendo e disponibilidade de sempre ajudar.

Ao corpo administrativo, técnicos e colegas do Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ.

Ao Cid, pelo seu importante apoio e assistência nas diferentes etapas correspondentes aos testes de modelagem física.

Ao Fabiano e Victor, pela força e colaboração na construção dos muros.

Ao Luiz Roberto do laboratório de modelos físicos, pela boa disposição e espírito de ajuda.

Ao Carlos, Cristian e Samuel, pelo seu apoio na fase inicial do mestrado.

Ao CNPq pelo suporte financeiro.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

MODELAGEM FÍSICA DE MUROS DE SOLO REFORÇADO: EFEITO DA INCLINAÇÃO E RIGIDEZ DA FACE, RESISTÊNCIA NA BASE E SOBRECARGA APLICADA

Percy Edwin Chinchay Cordova

Agosto / 2018

Orientadores: Maurício Ehrlich / Seyedhamed Mirmoradi

Programa: Engenharia Civil

Avaliou-se no comportamento de MSRGS sob condições de trabalho a influência da inclinação e rigidez da face, resistência na base do muro e sobrecarga aplicada. Foram construídos oito modelos físicos em grande escala no laboratório de Geotecnia da COPPE-UFRJ. Foram monitoradas as tensões nos reforços, o empuxo horizontal do solo no tardo do muro, o deslocamento horizontal da face do muro e recalques no topo do muro. Os resultados foram cotejados com os obtidos utilizando modelagem física por Mirmoradi (2015). As tensões medidas nos reforços foram comparadas com os valores calculados utilizando um método de equilíbrio limite (Simplificado AASHTO, 2017) e três outros fundamentados para condições de trabalho (Allen e Bathurst, 2015; Ehrlich e Mirmoradi, 2016 e Wang *et al.*, 2018). Os métodos, em geral, superestimaram as tensões nos reforços em muros com restrições à movimentação da base. Tal fato se verificou em decorrência da atenuação de tensões no reforço mais próximo à base. Em condição de base livre, em muros próximos à vertical ( $\omega = 6^\circ$ ) o método Allen e Bathurst (2015) levou a resultados subestimados e superestimados em muros com face de blocos e envelopada, respectivamente; o método Ehrlich e Mirmoradi (2016) e Simplificado AASHTO (2017) apresentaram estimativas razoáveis, e o método Wang *et al.* (2018) superestimou as tensões medidas. Com o incremento da inclinação de face e sobrecarga aplicada, o grau de conservadorismo dos métodos diminuiu consideravelmente. No caso de carregamentos variáveis, o método Ehrlich e Mirmoradi (2016) apresentou as melhores estimativas.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

PHYSICAL MODELING OF REINFORCED SOIL WALL: EFFECT OF THE  
FACING INCLINATION AND STIFFNESS, TOE RESISTANCE AND  
SURCHARGE LOAD

Percy Edwin Chinchay Cordova

August / 2018

Advisors: Maurício Ehrlich / Seyedhamed Mirmoradi

Department: Civil Engineering

The influence of the facing's inclination and stiffness, toe resistance and applied surcharge load were evaluated in the behavior of GRS walls under working stress conditions. Eight large-scale physical models of GRS walls were built at COPPE-UFRJ's Geotechnics Laboratory. The tension in the reinforcements, horizontal soil stress at the back of the wall face, the horizontal displacement of the face of the wall and vertical displacement at the top of the wall were monitored. The results were compared with those obtained using physical modeling by Mirmoradi (2015). The stresses measured in the reinforcements were compared with the values calculated using a limit equilibrium method (Simplified AASHTO, 2017) and three others based on working conditions (Allen and Bathurst, 2015; Ehrlich and Mirmoradi, 2016 and Wang *et al.*, 2018). The methods, in general, overestimate the tensions in the reinforcements in walls with restrictions to the movement of the base. This fact was evidenced by the attenuation of stresses in the reinforcement layer closest to the base. In a free base condition, in walls close to vertical ( $\omega = 6^\circ$ ), the Allen and Bathurst (2015) method led to underestimated and overestimated results in walls with face of blocks and wrapped, respectively; the method Ehrlich and Mirmoradi (2016) and Simplified AASHTO (2017) presented reasonable estimations, and the method Wang *et al.* (2018) overestimated the measured stresses. With increasing face tilt and applied surcharge load, the degree of conservatism of the methods decreased considerably. In case of variables surcharges load, the Ehrlich and Mirmoradi (2016) method presented the best estimations.

# Índice

<b>CAPÍTULO I .....</b>	<b>1</b>
1. Introdução.....	1
1.1. Considerações preliminares.....	1
1.2. Objetivo da Dissertação.....	2
1.3. Organização da Dissertação .....	2
<b>CAPÍTULO II.....</b>	<b>4</b>
2. Revisão Bibliográfica .....	4
2.1. Breve Revisão Histórica.....	4
2.2. Estruturas de Solo Reforçado com Geossintéticos .....	8
2.2.1. Bibliografia geral .....	8
2.2.2. Bibliografia específica .....	22
2.3. Métodos de Dimensionamento de Muros de Solo Reforçado com Geossintéticos .....	37
<b>CAPÍTULO III.....</b>	<b>43</b>
3. Modelagem Física.....	43
3.1. Introdução.....	43
3.2. Características de ensaio .....	44
3.2.1. Dimensões e condições de contorno do modelo .....	44
3.2.2. Material de aterro .....	44
3.2.3. Características do reforço.....	47
3.2.4. Características da face e base .....	47
3.2.5. Compactação .....	51
3.2.6. Sistema de aplicação de sobrecarga .....	52
3.2.7. Sistema de aquisição de dados .....	54
3.3. Instrumentação .....	56
3.4. Estudo experimental .....	59

<b>CAPÍTULO IV .....</b>	<b>67</b>
4. Apresentação, avaliação e discussão de Resultados .....	67
4.1. Efeito da inclinação da face.....	67
4.2. Efeito da inclinação da face e resistência na base .....	77
4.3. Efeito da inclinação e rigidez da face .....	85
4.4. Efeito da rigidez da face e resistência na base.....	91
4.5. Efeito do tipo de sobrecarga aplicada (uniforme e variável) no topo do muro.....	101
4.6. Comparação entre resultados medidos e calculados.....	105
4.7. Comparação entre resultados medidos e calculados considerando o efeito do tipo de sobrecarga aplicada (uniforme e variável) no topo do muro .....	124
 <b>CAPÍTULO V .....</b>	 <b>129</b>
5. Conclusões e Sugestões para Futuras Pesquisas .....	129
5.1. Conclusões .....	129
5.2. Sugestões para futuras pesquisas.....	133
 <b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	 <b>134</b>
 <b>APÊNDICE .....</b>	 <b>147</b>
A. Resultados experimentais .....	148
B. Resultados de calibração dos instrumentos de medição.....	164

## Índice de Figuras

Figura 2.1. Vista frontal de encosta reforçada na rodovia SP-123, São Paulo (Carvalho <i>et al.</i> , 1986). .....	5
Figura 2.2. Seção transversal do MSRSG em um dos locais de maior altura de aterro, Aeroporto de Pakyong em Sikkim, Índia (adaptado de Maccaferri, 2012). .....	7
Figura 2.3. MSRSG do Aeroporto de Pakyong em Sikkim, Índia (a) Face de gabiões preenchidos de pedra e solo, (b) Vista superior da camada de reforço primário do solo (Geogrelha de alta resistência) - (Maccaferri, 2012).....	7
Figura 2.4. Rodovia SP-123, São Paulo. (1) Detalhes da seção transversal da encosta reforçada (aterro II), (2) Medida de deslocamentos horizontais do aterro II: (a) Área tecida, (b) Área não tecida (adaptado de Ehrlich <i>et al.</i> , 1996).....	9
Figura 2.5. Muro de solo reforçado com geossintéticos com face rígida de concreto como estrutura de suporte de pontes (adaptado de Tatsuoka <i>et al.</i> , 1997).....	10
Figura 2.6. Muro de solo reforçado com geogrelha com face rígida em Tanata, Japão - Fotografia imediatamente após construção, 8 de julho de 1992 (Tatsuoka <i>et al.</i> , 2007). .....	13
Figura 2.7. Muro de solo reforçado com geogrelha com face rígida em Tanata, Japão - Fotografia uma semana após Terremoto de Kobe, 24 de janeiro de 1995 (Tatsuoka <i>et al.</i> , 2007). .....	13
Figura 2.8. Efeitos da conexão entre o reforço geossintético e a face na tensão de tração no reforço em MSRSG com face rígida, (a) sem conexão, (b) conexão firme (adaptado de Tatsuoka, 1992; Tatsuoka, 2008). .....	14
Figura 2.9. MSRSG de face envelopada na ferrovia Gan-Long, China (Yang <i>et al.</i> , 2010).....	16
Figura 2.10. Teste de MSRSG em condição de deformação plana: (a) Dispositivo de ensaio (Ruiken <i>et al.</i> , 2010; Jacobs <i>et al.</i> , 2016), (b) Seção transversal de solo reforçado com instrumentação (adaptado de Jacobs <i>et al.</i> , 2016).....	18
Figura 2.11. Teste de MSRSG em condição de deformação plana (adaptado de Jacobs <i>et al.</i> , 2016).....	18
Figura 2.12. Comparação entre deslocamentos horizontais da face medidos em campo e calculados numericamente em diferentes estágios de construção dos MSRSG com diferente espaçamento de reforço: (a) Muro 1, (b) Muro 2 (Morsy <i>et al.</i> , 2017).....	20
Figura 2.13. Efeito da compactação do solo nas tensões de tração máximas nos reforços em TSR com: $\omega=70^\circ$ , $c/\gamma H = 0$ , $S_i = 1$ , (adaptado de Dantas e Ehrlich, 2001).....	22
Figura 2.14. Efeito da inclinação da face na tensão de tração máxima no reforço em TSR com: $H = 10m$ , $\phi = 35^\circ$ , $c/\gamma H = 0$ (adaptado de Dantas e Ehrlich, 2001).....	23
Figura 2.15. MSRSG com face rígida de blocos de concreto (Bathurst <i>et al.</i> , 2006). .....	26
Figura 2.16. MSRSG com face flexível envelopada (Bathurst <i>et al.</i> , 2006).....	26

Figura 2.17. Influência da inclinação de face no deslocamento lateral em muros de solo reforçado com geogrelha com face de blocos modulares de concreto (adaptado de Eddine e Mekki, 2017).....	36
Figura 2.18. Equilíbrio interno (adaptado de Ehrlich e Mitchell, 1994).....	39
Figura 2.19. Trajetória de tensões efetivas na massa do solo reforçado durante a construção e compactação de um aterro em camadas: (1) Solo lançado, (2) Compactação, (3) Final da compactação da camada, (4) Lançamento da 2ª camada (adaptado de Ehrlich, M., 1999).....	39
Figura 2.20. Estado de tensões do solo nas proximidades do rolo compactador (adaptado de Ehrlich e Mitchell, 1994). ....	40
Figura 3.1. Caixa de concreto para ensaio de MSRG no laboratório de Geotecnia da COPPE – UFRJ. ...	44
Figura 3.2. Curva granulométrica do material de aterro ( $C_u = 8.9$ ) utilizado na construção de modelos físicos de MSRG (adaptado de Saramago, 2002).....	45
Figura 3.3. Ponte rolante. ....	46
Figura 3.4. Lançamento de uma camada de solo dentro da caixa de concreto no caso de um muro com face de blocos.....	46
Figura 3.5. Remoção manual da areia no processo de desmontagem dos muros. ....	46
Figura 3.6. Esquema de bloco pré-moldado de concreto tipo Terrae W. ....	48
Figura 3.7. Vista frontal do muro com face de blocos.....	49
Figura 3.8. Vista frontal do muro com face envelopada antes da retirada da restrição lateral da face e base. ....	49
Figura 3.9. Vista frontal do muro com face envelopada após retirada da restrição lateral da face e base (condição final de construção e antes do carregamento). ....	50
Figura 3.10. Medidor de inclinação digital.....	50
Figura 3.11. Lubrificação da base com sanduíche de borracha e graxa de teflon.....	51
Figura 3.12. Bolsas de ar de PVC: (a) pequena de 0,65 m x 2,00 m, (b) grande de 3,00 m x 2,00 m. ....	52
Figura 3.13. (a) Compressor, (b) Manômetro.....	53
Figura 3.14. Sistema de reação para aplicação de sobrecarga. ....	53
Figura 3.15. Vista frontal do sistema de reação para aplicação da sobrecarga no caso do muro com face envelopada.....	54
Figura 3.16. Sistema de aquisição de dados: Data Logger e Software para monitoração. ....	55
Figura 3.17. Esquema de conexão de instrumentos para monitoramento por meio de canais visualizados no Data Logger e no software de monitoração. ....	55
Figura 3.18. Fontes de alimentação dos instrumentos. ....	55
Figura 3.19. Célula de carga.....	57

Figura 3.20. Distribuição de células de carga nos três reforços geossintéticos. ....	57
Figura 3.21. CTT instalado na face posterior dos blocos de concreto. ....	57
Figura 3.22. LVDT. ....	58
Figura 3.23. Vista lateral e em elevação de LVDT's para medição de deslocamentos horizontais no caso de muros com face de blocos. ....	58
Figura 3.24. (a) Modulo de deslocamento vertical - MDV, (b) Transdutor de pressão com mangueira de poliuretano. ....	59
Figura 3.25. Esquema de montagem do Muro N° 1. ....	61
Figura 3.26. Esquema de montagem do Muro N° 2. ....	61
Figura 3.27. Esquema de montagem do Muro N° 3. ....	62
Figura 3.28. Modelagem de carregamento do Muro N° 4. ....	62
Figura 3.29. Esquema de montagem do Muro N° 4. ....	63
Figura 3.30. Modelagem de carregamento do Muro N° 5. ....	63
Figura 3.31. Esquema de montagem do Muro N° 5. ....	64
Figura 3.32. Esquema de montagem do Muro N° 6. ....	64
Figura 3.33. Esquema de montagem do Muro N° 7. ....	65
Figura 3.34. Esquema de montagem do Muro N° 8. ....	65
Figura 4.1. Somatório de tensões máximas nos reforços em muros com face de blocos e base livre durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega = 6^\circ, 15^\circ, 17^\circ$ e $20^\circ$ ). ....	68
Figura 4.2. Somatório de tensões máximas nos reforços em muros com face envelopada e base livre durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega = 6^\circ, 15^\circ$ e $20^\circ$ ). ....	69
Figura 4.3. Superfície potencial de ruptura em muros com base lubrificada. ....	70
Figura 4.4. Valores da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face de blocos e base livre ao final de construção ( $\omega = 6^\circ, 15^\circ$ e $20^\circ$ ). ....	71
Figura 4.5. Valores da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face de blocos e base livre ao final de carregamento ( $\omega = 6^\circ, 15^\circ$ e $20^\circ$ ). ....	71
Figura 4.6. Valores da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face envelopada e base livre ao final de construção ( $\omega = 6^\circ, 15^\circ$ e $20^\circ$ ). ....	72
Figura 4.7. Valores da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face envelopada e base livre ao final de carregamento ( $\omega = 6^\circ, 15^\circ$ e $20^\circ$ ). ....	72
Figura 4.8. Coeficiente de empuxo horizontal do solo próximo à base (CTT1) em muros com face de blocos e base livre ao final de construção e durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega = 15^\circ$ e $20^\circ$ ). ....	73

Figura 4.9. Coeficiente de empuxo horizontal do solo próximo ao topo (CTT3) em muros com face de blocos e base livre ao final de construção e durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega = 15^\circ$ e $20^\circ$ ).....	74
Figura 4.10. Incremento médio de deslocamento horizontal da face em muros com face de blocos e base livre durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega = 0^\circ, 6^\circ, 15^\circ$ e $20^\circ$ ).....	75
Figura 4.11. Incremento médio de deslocamento horizontal da face em muros com face envelopada e base livre durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega = 0^\circ, 6^\circ, 15^\circ$ e $20^\circ$ ).....	76
Figura 4.12. Incremento de deslocamento vertical na superfície do terrapleno em muros com face de blocos ( $\omega=15^\circ$ e $20^\circ$ ) e base livre durante o carregamento (estágios de 20 kPa, 60 kPa e 100 kPa).....	77
Figura 4.13. Somatório de tensões máximas nos reforços em muros com face de blocos (base livre e fixa) durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega = 6^\circ$ e $15^\circ$ ).....	78
Figura 4.14. Somatório de tensões máximas nos reforços em muros com face envelopada (base lubrificada e não lubrificada) durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega = 15^\circ$ e $20^\circ$ ).....	79
Figura 4.15. Valores da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face de blocos e base fixa ao final de construção e final de carregamento ( $\omega = 6^\circ$ e $15^\circ$ ).....	80
Figura 4.16. Valores da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face envelopada e base não lubrificada ao final de construção e final de carregamento ( $\omega = 15^\circ$ e $20^\circ$ ).....	81
Figura 4.17. Coeficiente de empuxo horizontal do solo próximo à base (CTT1) em muros com face de blocos (base livre e fixa) ao final de construção e durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega=15^\circ$ ).....	82
Figura 4.18. Coeficiente de empuxo horizontal do solo próximo ao topo (CTT3) em muros com face de blocos (base livre e fixa) ao final de construção e durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega=15^\circ$ ).....	83
Figura 4.19. Incremento médio de deslocamento horizontal da face em muros com face de blocos (base livre e fixa) durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega=6^\circ$ e $15^\circ$ ).....	84
Figura 4.20. Incremento médio de deslocamento horizontal da face em muros com face envelopada (base lubrificada e não lubrificada) durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega=15^\circ$ e $20^\circ$ ). .....	84
Figura 4.21. Incremento médio de deslocamento vertical no terrapleno em muros com face envelopada (base lubrificada e não lubrificada) durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega=15^\circ$ e $20^\circ$ ). .....	85
Figura 4.22. Inclinação da face vs Somatório de tensões máximas nos reforços em muros de base livre com face de blocos e face envelopada durante a aplicação de sobrecarga. ....	86
Figura 4.23. Valores da tensão máxima em cada camada de reforço em muros de base livre com face de blocos e face envelopada ao final de construção e final de carregamento ( $\omega = 6^\circ$ ). ....	87
Figura 4.24. Valores da tensão máxima em cada camada de reforço em muros de base livre com face de blocos e face envelopada ao final de construção e final de carregamento ( $\omega = 15^\circ$ ). ....	88
Figura 4.25. Valores da tensão máxima em cada camada de reforço em muros de base livre com face de blocos e face envelopada ao final de construção e final de carregamento ( $\omega = 20^\circ$ ). ....	89

Figura 4.26. Inclinação da face vs Tensão máxima em cada camada de reforço em muros de base livre com face de blocos e face envelopada ao final de carregamento. ....	90
Figura 4.27. Inclinação da face vs Incremento médio de deslocamento horizontal da face em muros de base livre com face de blocos e face envelopada durante o carregamento (estágios de 20 kPa, 60 kPa e 100 kPa). ....	91
Figura 4.28. Somatório de tensões máximas nos reforços em muros com face de blocos (base livre e fixa) e face envelopada (base lubrificada) durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega = 15^\circ$ ). ....	92
Figura 4.29. Valores da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face de blocos (base livre e fixa) e face envelopada (base lubrificada) ao final de construção ( $\omega = 6^\circ$ ). ....	93
Figura 4.30. Valores da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face de blocos (base livre e fixa) e face envelopada (base lubrificada e não lubrificada) ao final de construção ( $\omega = 15^\circ$ ). ....	94
Figura 4.31. Valores da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face de blocos (base livre) e face envelopada (base lubrificada e não lubrificada) ao final de construção ( $\omega = 20^\circ$ ). ....	95
Figura 4.32. Valores da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face de blocos (base livre e fixa) e face envelopada (base lubrificada) ao final de carregamento ( $\omega = 6^\circ$ ). ....	96
Figura 4.33. Valores da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face de blocos (base livre e fixa) e face envelopada (base lubrificada e não lubrificada) ao final de carregamento ( $\omega = 15^\circ$ ). ..	97
Figura 4.34. Valores da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face de blocos (base livre) e face envelopada (base lubrificada e não lubrificada) ao final de carregamento ( $\omega = 20^\circ$ ). ....	97
Figura 4.35. Incremento médio de deslocamento horizontal da face em muros com face de blocos (base livre e fixa) e face envelopada (base livre) durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega = 15^\circ$ ). ....	98
Figura 4.36. Incremento médio de deslocamento horizontal da face em muros de base livre com face de blocos e face envelopada durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega = 20^\circ$ ). ....	99
Figura 4.37. Incremento de deslocamento horizontal da face em muros com face de blocos ( $\omega = 15^\circ$ ) com base livre e fixa durante o carregamento (estágios de 20 kPa, 60 kPa e 100 kPa). ....	100
Figura 4.38. Incremento médio de deslocamento vertical no terrapleno em muros de base livre com face de blocos e face envelopada durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega = 20^\circ$ ). ....	100
Figura 4.39. Somatório de tensões máximas nos reforços em muros com face de blocos ( $\omega = 15^\circ$ ) e base livre durante a aplicação da sobrecarga (uniforme ou variável). ....	102
Figura 4.40. Coeficiente de empuxo horizontal do solo próximo à base (CTT1) em muros com face de blocos ( $\omega = 15^\circ$ ) e base livre ao final de construção e durante a aplicação da sobrecarga (uniforme e variável). ....	103
Figura 4.41. Coeficiente de empuxo horizontal do solo próximo ao topo (CTT3) em muros com face de blocos ( $\omega = 15^\circ$ ) e base livre ao final de construção e durante a aplicação da sobrecarga (uniforme e variável). ....	103

Figura 4.42. Incremento médio de deslocamento horizontal da face em muros com face de blocos e base livre ( $\omega = 15^\circ$ ) durante a aplicação da sobrecarga (uniforme ou variável). .....	104
Figura 4.43. Incremento de deslocamento vertical no terrapleno em muros com face de blocos ( $\omega = 15^\circ$ ) e base livre durante a aplicação da sobrecarga variável Q1 e Q2 (estágio de 20 kPa, 60 kPa e 100 kPa)...	105
Figura 4.44. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços em muros com face de blocos (base livre e fixa) e face envelopada (base lubrificada) durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega = 6^\circ$ ). .....	107
Figura 4.45. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços ao final de carregamento– Muro com face em blocos e base livre ( $\omega = 6^\circ$ ). .....	108
Figura 4.46. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços ao final de carregamento – Muro com face em blocos e base fixa ( $\omega = 6^\circ$ ). .....	108
Figura 4.47. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços ao final de carregamento – Muro com face envelopada e base lubrificada ( $\omega = 6^\circ$ ).....	109
Figura 4.48. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços em muros com face de blocos (base livre e fixa) e face envelopada (base lubrificada e não lubrificada) durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega = 15^\circ$ ).....	110
Figura 4.49. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços ao final de carregamento – Muro com face em blocos e base livre ( $\omega = 15^\circ$ ). .....	111
Figura 4.50. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços ao final de carregamento – Muro com face em blocos e base fixa ( $\omega = 15^\circ$ ). .....	111
Figura 4.51. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços ao final de carregamento – Muro com face envelopada e base lubrificada ( $\omega = 15^\circ$ ).....	112
Figura 4.52. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços ao final de carregamento – Muro com face envelopada e base não lubrificada ( $\omega = 15^\circ$ ).....	112
Figura 4.53. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços em muros com face de blocos (base livre) e face envelopada (base lubrificada e não lubrificada) durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega = 20^\circ$ ). .....	113
Figura 4.54. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços ao final de carregamento – Muro com face em blocos e base livre ( $\omega = 20^\circ$ ). .....	114
Figura 4.55. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços ao final de carregamento – Muro com face envelopada e base lubrificada ( $\omega = 20^\circ$ ).....	115
Figura 4.56. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços ao final de carregamento – Muro com face envelopada e base não lubrificada ( $\omega = 20^\circ$ ).....	115

Figura 4.57. Comparação entre valores medidos e calculados da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face de blocos (base livre e fixa) e face envelopada (base lubrificada) ao final de construção ( $\omega = 6^\circ$ ).....	118
Figura 4.58. Comparação entre valores medidos e calculados da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face de blocos (base livre e fixa) e face envelopada (base lubrificada e não lubrificada) ao final de construção ( $\omega = 15^\circ$ ).....	119
Figura 4.59. Comparação entre valores medidos e calculados da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face de blocos (base livre) e face envelopada (base lubrificada e não lubrificada) ao final de construção ( $\omega = 20^\circ$ ).....	120
Figura 4.60. Comparação entre valores medidos e calculados da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face de blocos (base livre e fixa) e face envelopada (base lubrificada) ao final de carregamento ( $\omega = 6^\circ$ ).....	121
Figura 4.61. Comparação entre valores medidos e calculados da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face de blocos (base livre e fixa) e face envelopada (base lubrificada e não lubrificada) ao final de carregamento ( $\omega = 15^\circ$ ).....	122
Figura 4.62. Comparação entre valores medidos e calculados da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face de blocos (base livre) e face envelopada (base lubrificada e não lubrificada) ao final de carregamento ( $\omega = 20^\circ$ ).....	123
Figura 4.63. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços em muros com face de blocos e base livre com carregamento variável Q1 ( $\omega = 15^\circ$ ).....	125
Figura 4.64. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços ao final de carregamento – Muro com face em blocos ( $\omega = 15^\circ$ ) e base livre com carregamento variável Q1. ....	126
Figura 4.65. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços em muros com face de blocos e base livre com carregamento variável Q2 ( $\omega = 15^\circ$ ).....	127
Figura 4.66. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços ao final de carregamento – Muro com face em blocos ( $\omega = 15^\circ$ ) e base livre com carregamento variável Q2. ....	128

## Índice de Tabelas

Tabela 2.1. Casos históricos de MSRГ com face inclinada (Allen <i>et al.</i> , 2002).....	11
Tabela 2.2. Características do MSRГ de Tanata (Tatsuoka <i>et al.</i> , 2007).....	12
Tabela 2.3. Características dos muros avaliados numericamente (Liu, 2017).....	19
Tabela 2.4. Características dos muros de Stockbridge na Georgia (Morsy <i>et al.</i> , 2017).....	20
Tabela 2.5. Conclusões da avaliação numérica de TSR (Dantas e Ehrlich, 2001). ....	22
Tabela 2.6. Características de face dos muros avaliados (Guedes., 2004). ....	25
Tabela 2.7. Características de muros avaliados (Mirmoradi, 2015). ....	31
Tabela 2.8. Características de muros avaliados (Bathurst <i>et al.</i> , 2015). ....	32
Tabela 3.1. Pesquisas de modelagem física de MSRГ desenvolvidas no laboratório de Geotecnia da COPPE – UFRJ.....	43
Tabela 3.2. Parâmetros de resistência ao cisalhamento do material de aterro (Costa, 2005).....	45
Tabela 3.3. Características do reforço geossintético.....	47
Tabela 3.4. Características dos blocos colocados na face dos muros (Mirmoradi, 2015). ....	47
Tabela 3.5. Equipamento de compactação leve: Placa vibratória (Saramago, 2002). ....	52
Tabela 3.6. Características de montagem dos modelos físicos.....	60
Tabela 3.7. Estágios de carregamento – Muros Nº 1, 2, 3.....	66
Tabela 3.8. Estágios de carregamento – Muro Nº 4. ....	66
Tabela 3.9. Estágios de carregamento – Muro Nº 5. ....	66
Tabela 3.10. Estágios de carregamento – Muro Nº 6, 7 e 8.....	66
Tabela 4.1. Acurácia dos métodos de dimensionamento em porcentagem: Subestimativa (-) ou Superestimativa (+) do valor de $\Sigma T_{\text{máx}}$ medido em muros com face de blocos.....	117
Tabela 4.2. Acurácia dos métodos de dimensionamento em porcentagem: Subestimativa (-) ou Superestimativa (+) do valor de $\Sigma T_{\text{máx}}$ medido em muros com face envelopada.....	117
Tabela 4.3. Acurácia dos métodos de dimensionamento em porcentagem: Subestimativa (-) ou Superestimativa (+) do valor de $T_{\text{máx}}$ medido em cada camada de reforço nos muros com inclinação de face $\omega = 6^\circ$ ao final de construção. ....	118
Tabela 4.4. Acurácia dos métodos de dimensionamento em porcentagem: Subestimativa (-) ou Superestimativa (+) do valor de $T_{\text{máx}}$ medido em cada camada de reforço nos muros com inclinação de face $\omega = 15^\circ$ ao final de construção. ....	119

Tabela 4.5. Acurácia dos métodos de dimensionamento em porcentagem: Subestimativa (-) ou Superestimativa (+) do valor de $T_{máx}$ medido em cada camada de reforço nos muros com inclinação de face $\omega = 20^\circ$ ao final de construção. ....	120
Tabela 4.6. Acurácia dos métodos de dimensionamento em porcentagem: Subestimativa (-) ou Superestimativa (+) do valor de $T_{máx}$ medido em cada camada de reforço nos muros com inclinação de face $\omega = 6^\circ$ ao final de carregamento. ....	121
Tabela 4.7. Acurácia dos métodos de dimensionamento em porcentagem: Subestimativa (-) ou Superestimativa (+) do valor de $T_{máx}$ medido em cada camada de reforço nos muros com inclinação de face $\omega = 15^\circ$ ao final de carregamento. ....	122
Tabela 4.8. Acurácia dos métodos de dimensionamento em porcentagem: Subestimativa (-) ou Superestimativa (+) do valor de $T_{máx}$ medido em cada camada de reforço nos muros com inclinação de face $\omega = 20^\circ$ ao final de carregamento. ....	123

# CAPÍTULO I

## 1. Introdução

### 1.1. Considerações preliminares

Como parte do desenvolvimento social e econômico dos países, tem-se a necessidade cada vez premente de executar os projetos de engenharia com alta sustentabilidade, isto é, com menor relação custo benefício. Os solos são materiais de baixo custo e apresentam boa resistência à compressão e ao cisalhamento sob condições apropriadas de compactação. No entanto, sua resistência à tração apresenta-se baixa ou nula. A inclusão de camadas de reforços supre esta deficiência, resultando em um material composto com melhores características mecânicas. Os muros de solo reforçado (MSR) apresentam-se como eficientes soluções de engenharia, especialmente em regiões tropicais, nas quais observam-se vastas jazidas de solos com boas características mecânicas. Com arrojo crescente em altura e volume de obra, em diversas partes do mundo vem sendo construídas estruturas de contenção em solo reforçado. Além da redução de custos, diversamente das estruturas convencionais em concreto, as de solo reforçado se adequam bem a recalques da fundação sem apresentar danos estruturais.

Os principais componentes de uma estrutura de solo reforçado são: os reforços, o solo de aterro e os elementos da face. Apresenta-se cada vez mais frequente o uso de geossintéticos como elementos de reforço. No mercado encontram-se disponibilizados geossintéticos com diversificadas características e propriedades de resistência. Buscando a otimização dos projetos, tem-se disponível diversos métodos para verificação da estabilidade interna. Em geral, estes métodos baseiam-se na teoria de equilíbrio limite (*e.g.* Coulomb, Rankine, FHWA, 2008; NCMA, 2009; AASHTO, 2017) e em formulações empíricas (*e.g.* Elias *et al.*, 2001). Porém, diferentes autores vêm demonstrando as limitações destes métodos em representar corretamente as tensões de tração desenvolvidas nos reforços. Buscando superar esta limitação, foram desenvolvidos métodos de dimensionamento baseados em condições de trabalho (*e.g.* Ehrlich e Mitchell, 1994; Dantas e Ehrlich, 2000; Allen *et al.*, 2003; Allen *et al.*, 2004, Bathurst *et al.*, 2008, Allen e Bathurst, 2015; Ehrlich e Mirmoradi, 2016; Wang *et al.*, 2018). Note-se que somente alguns desses métodos consideram explicitamente a influência da compactação

no cálculo das tensões de tração mobilizadas nos reforços (*e.g.* Ehrlich e Mitchell, 1994; Dantas e Ehrlich, 2000; Ehrlich e Mirmoradi, 2016; e, Wang *et al.*, 2018). No presente trabalho, foram efetuados testes de carregamento em muros de solo reforçado com geogrelhas para aprofundar o conhecimento do desempenho destas estruturas em condições operacionais.

## **1.2. Objetivo da Dissertação**

- Verificar através de modelagem física o comportamento em condições de trabalho de muros de solo reforçado com geossintéticos (MSRG) construídos com processo de compactação leve com face envelopada (face flexível) e em blocos modulares de concreto (face rígida) sob diferentes condições de inclinação de face, resistência mobilizada na base e sobrecarga aplicada.
- Verificar a capacidade de acurácia na previsão de tensões no reforço dos métodos: Allen e Bathurst (2015), Ehrlich e Mirmoradi (2016), Simplificado AASHTO (2017) e Wang *et al.* (2018).

## **1.3. Organização da Dissertação**

No capítulo II apresenta-se a revisão bibliográfica abrangendo uma breve revisão histórica sobre o solo reforçado, assim como estudos de casos e pesquisas, em geral, sobre o tema em questão. Buscou-se destacar conceitos, objetivos, os procedimentos adotados, resultados e outras informações consideradas relevantes para o desenvolvimento da presente pesquisa. Foram incluídos também informações sobre métodos de análise e projeção de muros de solo reforçado dando ênfase aos métodos baseados em condições de trabalho.

No capítulo III descreve-se a modelagem física efetuada na presente pesquisa. Relata-se as características dos ensaios incluindo: caixa de modelos físicos, material de aterro, geossintético utilizado para reforço, tipo de face, equipamento de compactação, sistema de aplicação de sobrecarga, sistema de aquisição de dados e instrumentação dos muros. Ao final apresenta-se o programa de estudo experimental.

No capítulo IV são apresentados e discutidos os resultados encontrados pela monitoração dos muros. Verificou-se o efeito da inclinação e rigidez da face, resistência mobilizada na base e sobrecarga aplicada no comportamento dos mesmos. Tem-se também a comparação entre os valores experimentais da tensão de tração máxima desenvolvida nos reforços e os calculados por meio dos métodos Allen e Bathurst (2015), Ehrlich e Mirmoradi (2016), Simplificado AASHTO (2017) e Wang *et al.* (2018).

Finalmente, no capítulo V apresentam-se as conclusões e sugestões para futuras pesquisas. Em apêndice, têm-se organizado os resultados de tensão de tração mobilizada em cada camada de reforço dos ensaios efetuados e da calibração dos instrumentos empregados na monitoração dos muros.

## CAPÍTULO II

### 2. Revisão Bibliográfica

Neste capítulo apresenta-se um levantamento de artigos publicados na literatura técnica sobre estruturas de solo reforçado. Apresenta-se um breve histórico de estruturas de solo reforçado, expõe-se a bibliografia geral e mais específica do tema em estudo e discorre-se sobre métodos de dimensionamento.

#### 2.1. Breve Revisão Histórica

Tem-se notícias de construções de solo reforçado que remontam há cerca de 6000 a 7000 anos (Jones, 2002). Reforçadas com materiais naturais resistentes à tração, estas estruturas compuseram fortificações, estradas e outras estruturas civis. Construídas há mais de 3.500 anos, tem-se os “Ziggurats”, templos construídos na antiga Mesopotâmia utilizando como reforço fibras ou folhas de palmeira. Algumas destas estruturas tem cerca de 90 m de altura e ainda são bastantes impressionantes apesar de estarem em ruínas (Kerisel, 1985; Holtz, 2017). Seções da Grande Muralha da China, construída no deserto de Gobi há cerca de 2200 anos, são também relíquias conhecidas de muros utilizando a técnica de solo reforçado (VanBuskirk, 2010). Nesta estrutura o material de enchimento foi feito em base a misturas de argila e cascalho, e o reforço foi de ramos de uma planta nativa denominada “Tamarisco” (Department of Transport, 1977; Jones, 2002). Outros exemplos de uso da técnica no passado são diques de terra reforçados com ramos de árvores empregados na China há pelo menos 1000 anos e também ao longo do rio Mississippi, na década de 1880 (Berg *et al.*, 2009).

O registro do uso do solo como material de construção é perdido no tempo, mas em termos da engenharia moderna a concepção da engenharia geotécnica como é conhecida atualmente começou no início do século dezoito (Skempton, 1985). Por outro lado, na engenharia moderna, o reforço de solos foi adotado pela primeira vez no início da década de 1960 pelo engenheiro francês Henri Vidal, que estabeleceu os muros denominados “Terra Armada”. A técnica foi originalmente empregada na França em 1968 na construção de um muro de contenção para rodovias em Incarville. Este muro é composto por camadas de solo granular reforçadas por tiras metálicas, sendo a face constituída por

chapas galvanizadas ligadas às tiras metálicas (Knochenmus *et al.*, 1997). Já os primeiros muros de solo reforçado com geossintéticos (MSRG) foram construídos na França entre 1970 e 1971, e foram reportados por Puig *et al.* (1977), Delmas *et al.* (1987), Leflaive (1988), Leclercq *et al.* (1990) e Gourc e Matichard (1992), entre outros.

Nos Estados Unidos os MSRG são utilizados desde 1974, Bell e Steward (1977) descrevem algumas aplicações iniciais de MSRG de face envelopada de geotêxtil que suportavam estradas madeireiras no noroeste dos Estados Unidos. Desde esses primeiros exemplos, o uso de MSRG aumentou de forma constante, tanto no setor privado quanto no setor público (Yako e Christopher, 1987; Elias *et al.*, 2001). A história de projetos de MSRG na América do Norte foi resumida por Allen e Holtz (1991) e Berg *et al.* (1998).

No Brasil os geossintéticos foram inseridos em 1971 com uma fábrica industrial que produzia geotêxtil de poliéster não tecido agulhado. Já em 1980 os geotêxteis tecidos também começaram a ser fabricados resultando no aumento de projetos de solo reforçado. Apesar de que pequenas estruturas de terra reforçada terem sido construídas durante a primeira década de 1970-1980, a obra referência de estruturas de solo reforçado com geossintéticos no Brasil é o projeto de reconstrução de uma encosta da rodovia SP-123 no estado de São Paulo (Carvalho *et al.*, 1986). Na Figura 2.1 é apresentada a vista frontal desta estrutura.



Figura 2.1. Vista frontal de encosta reforçada na rodovia SP-123, São Paulo (Carvalho *et al.*, 1986).

Em referência às construções de estruturas de solo reforçado com geossintéticos (MSRG) mais ressaltantes, no ano 2009 começou a construção do aeroporto de Pakyong em Sikkim, Índia. O projeto deste aeroporto levou à construção de um dos maiores MSRG do mundo (Figura 2.2). O comprimento total do terreno nivelado para acomodar a pista de pouso e de outras estruturas relacionadas ao aeroporto tem aproximadamente 1800 m de comprimento por 150 m de largura. O volume total de terraplanagem foi de quase 6,5 milhões de metros cúbicos entre corte de colinas e aterro do vale. Os taludes de corte têm aproximadamente 100 m de altura, enquanto no lado do vale as seções de aterro possuem altura entre 30m e 74m. Os problemas técnicos preponderantes para a implantação do projeto envolviam: terreno extremamente acidentado, onde os equipamentos pesados não podiam ser movimentados com facilidade, sistema ecológico frágil, chuvas de elevadas intensidades e alta sismicidade no lugar. Além disso, havia a necessidade de um sistema de drenagem apropriado capaz de esgotar enormes quantidades de fluxo de água de forma a garantir a estabilidade dos taludes. O esgotamento de água deveria permitir o abastecimento de água no lado a jusante para as pessoas moradoras do lugar. Considerando esses fatores optou-se pela construção de um MSRG como estrutura de contenção no lado do vale. Este tipo de estrutura é altamente permeável possibilitando drenagem superficial e subsuperficial e é também altamente flexível podendo suportar efetivamente as forças de inércia sísmica. As características principais do MSRG que foi construído foram: (1) altura máxima de 74 m; (2) comprimento 1500 m; (3) face de gabiões preenchidos de pedra e solo (Figura 2.3a), para possibilitar o crescimento de vegetação na face do muro, reduzir o potencial de erosão durante as chuvas e harmonizar a estrutura com o ambiente natural; (4) o reforço primário (Figura 2.3b) é uma geogrelha de alta resistência à tração (faixa de 200-800 kN/m) com espaçamento vertical variável entre 1.6 m a 2 m e; (5) mantas e filtros geossintéticos para uma adequada drenagem. Este MSRG apresentou ótimo desempenho durante um terremoto de magnitude de 6,8 em 2011. Entretanto, estruturas em áreas próximas sofreram inúmeros danos ocorrendo severos deslizamentos de taludes (Karpurapu, 2017).

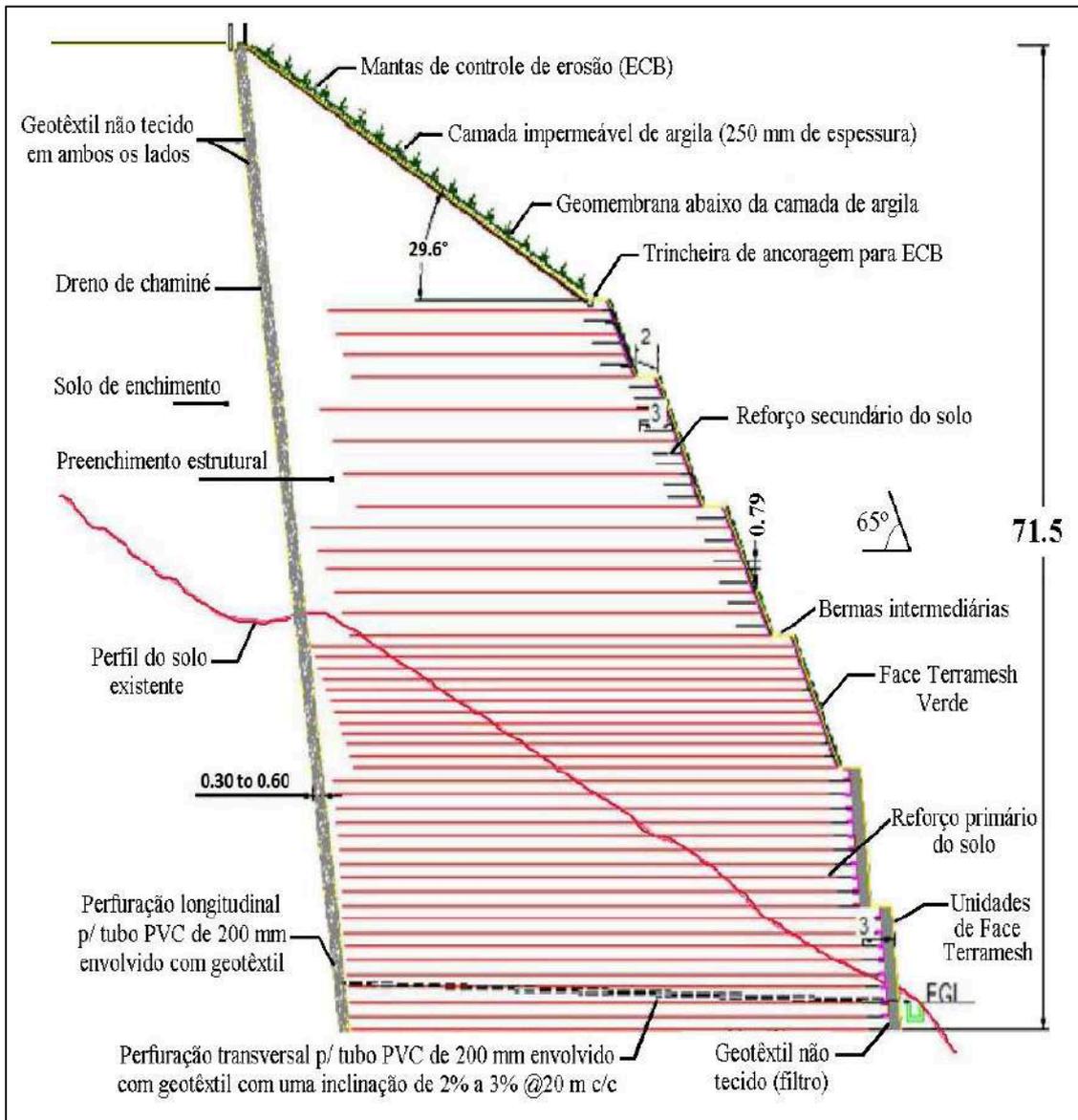


Figura 2.2. Seção transversal do MSRG em um dos locais de maior altura de aterro, Aeroporto de Pakyong em Sikkim, Índia (adaptado de Maccaferri, 2012).

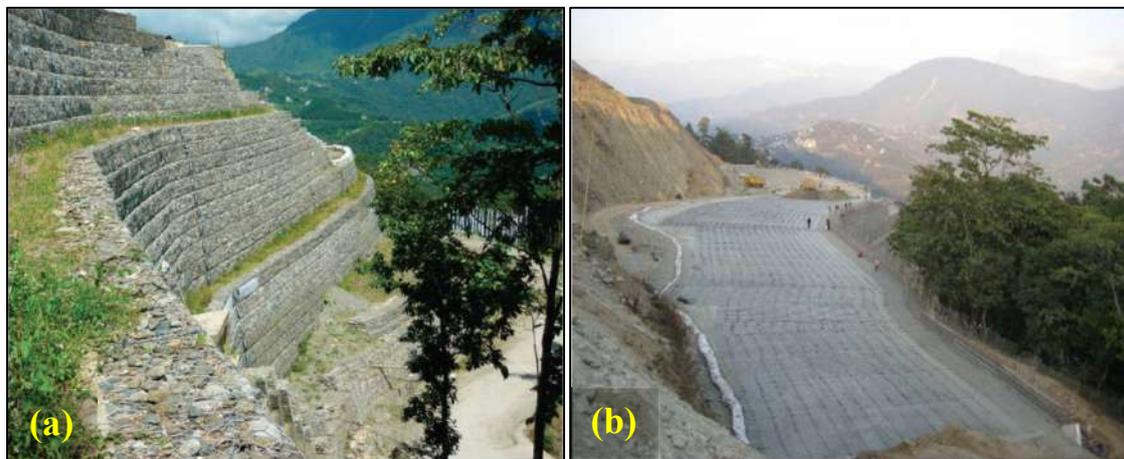


Figura 2.3. MSRG do Aeroporto de Pakyong em Sikkim, Índia (a) Face de gabioes preenchidos de pedra e solo, (b) Vista superior da camada de reforço primário do solo (Geogrelha de alta resistência) - (Maccaferri, 2012).

## 2.2. Estruturas de Solo Reforçado com Geossintéticos

### 2.2.1. Bibliografia geral

Mitchell e Zornberg (1995) avaliaram o uso de solos com finos e drenagem deficiente como material de aterro em estruturas de solos reforçados com geossintéticos. Este estudo atentou particularmente para a geração de poro pressões no solo durante a verificação de possíveis mecanismos de colapso e na deformabilidade do aterro. Concluíram que os reforços geossintéticos com transmissividade elevada não atuam apenas como um reforço mecânico ao material de enchimento, mas também como elemento drenante, evitando a desestabilização do muro promovida pelo excesso de poro pressões. Além disso, o reforço geossintético pode limitar o desenvolvimento de fissuras por tração no material de aterro e simplificar as operações de compactação do solo.

Ehrlich *et al.* (1996) efetuaram análises do desempenho de um talude de solo reforçado com geotêxtil na rodovia SP-123 em São Paulo, Brasil (Carvalho *et al.*, 1986). A seção reforçada tinha 10 m de altura e mais de 500 m<sup>2</sup> de superfície. A face foi do tipo envelopada com uma inclinação de 26,5° (1H:2V) com a vertical. Ao final da construção a face foi protegida por blocos de concreto. Foi utilizado solo saprolítico de granito compactado com alta porcentagem de finos como material de aterro. O espaçamento vertical e o comprimento do reforço foram de 0,60 m e 7 m, respectivamente. Para fins de comparação, a metade da encosta reforçada foi construída com um geotêxtil não tecido agulhado de poliéster de filamento contínuo (PET) e a outra metade com geotêxtil tecido de polipropileno (PP). A Figura 2.4 (1) apresenta a seção transversal da parte central da encosta mostrando a zona reforçada (aterro II). Os resultados da instrumentação mostraram um desempenho satisfatório da estrutura durante e após a construção. Ambos geotêxteis apresentaram similares valores da tensão de tração. Apesar de que o geotêxtil não tecido sob condição não confinada apresentou menor rigidez em ensaios em laboratório, os deslocamentos horizontais da encosta na área não-tecida foram inferiores à observada na seção com geotêxtil tecido - Figura 2.4 (2). Esse comportamento foi atribuído ao confinamento do solo e sua influência na rigidez do geotêxtil não tecido. Os valores do empuxo de terra medidos foram elevados em comparação com aqueles calculados na condição ativa de Rankine. Tais valores elevados talvez decorressem da tensão induzida pela compactação no processo construtivo.

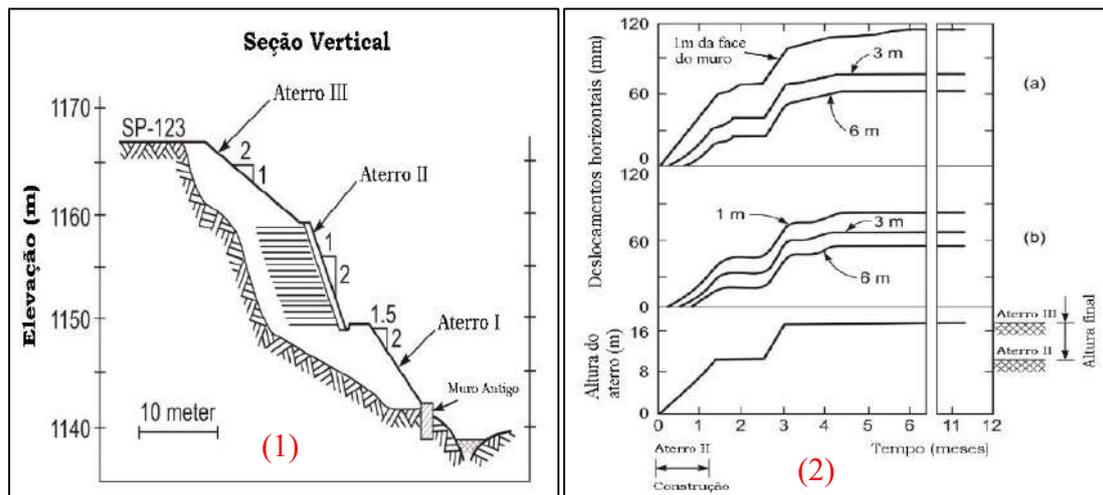


Figura 2.4. Rodovia SP-123, São Paulo. (1) Detalhes da seção transversal da encosta reforçada (aterro II), (2) Medida de deslocamentos horizontais do aterro II: (a) Área tecida, (b) Área não tecida (adaptado de Ehrlich *et al.*, 1996).

Tatsuoka *et al.* (1997) destacam que MSRGS de face rígida fazem parte da tecnologia padrão de construção de estruturas de contenção para ferrovias no Japão (incluindo linhas do trem bala), substituindo assim os muros de contenção tradicionais. Estas estruturas de contenção permanentes são também utilizadas para suporte de tabuleiros de pontes (Figura 2.5) e além da sua boa relação custo-benefício, têm alto desempenho estrutural e funcional, que é equivalente ou melhor do que o desempenho dos muros de contenção de concreto armado convencionais. Os autores ressaltam que esses tipos de estruturas são de implantação fácil, já que a face rígida pode ser efetuada em etapas usando procedimentos práticos e versáteis, destacando-se também a possibilidade do uso de reforços geossintéticos adequados para cada situação, como por exemplo: uso de geogrelhas para solos granulares a fim de garantir uma boa aderência solo - reforço, ou geotêxtil (tecido ou não tecido) para solos coesivos com alto teor de água a fim de facilitar a drenagem, e outros tipos de geossintéticos específicos para cada tipo de projeto que aumentam a resistência à tração e possibilitam o uso de solos de baixa qualidade como material de aterro em situações específicas.

Bathurst *et al.* (2000) apresentaram resultados de quatro MSRGS com 8° (1H:7V) de inclinação de face com a vertical em condições de tensões superiores às de trabalho. Estes quatro modelos físicos formaram parte de um programa de pesquisa de testes experimentais a longo prazo que envolviam a construção, instrumentação e avaliação de um total de 11 MSRGS construídos no “Royal Military College” de Canadá. Os muros tinham 3,6 m de altura, 3,4 m de largura e um comprimento de 6 m. A máxima sobrecarga

aplicada foi de 115 kPa. Quanto ao tipo de face, três muros tinham face rígida (blocos de alvenaria) e um outro face flexível (envelopada). Todos os muros foram reforçados com geogrelha de polipropileno (PP) biaxial. Os resultados indicaram uma fonte de conservadorismo importante nos métodos de dimensionamento de MSRG baseados na teoria convencional do empuxo de terra, já que tal procedimento não considera o atrito mobilizado na base do muro. A seleção do ângulo de atrito do material de aterro pode ser outra fonte de conservadorismo, já que ângulos de atrito de pico correspondentes à condição de deformação plana devem ser considerados na análise e dimensionamento de MSRGs com face rígida para reduzir o grau de conservadorismo. Os resultados mostraram que nos muros com face de blocos as maiores cargas no reforço ao final da construção foram as cargas na conexão face - reforço.

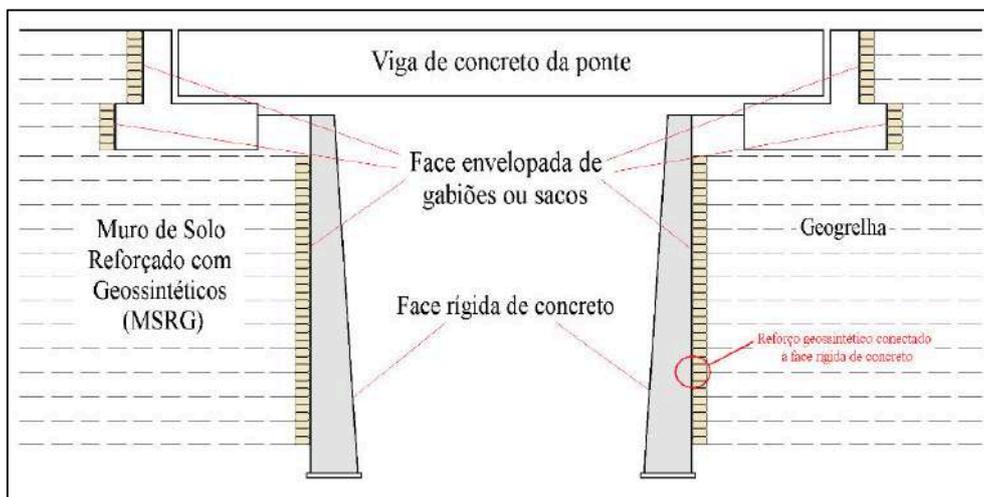


Figura 2.5. Muro de solo reforçado com geossintéticos com face rígida de concreto como estrutura de suporte de pontes (adaptado de Tatsuoka *et al.*, 1997).

Allen *et al.* (2002) apresentam um banco de dados de vinte casos históricos de MSRG (todos com material de enchimento granular) estudados e avaliados quanto ao seu desempenho pós-construção. Considerando trinta e cinco condições de análise, quantificaram o nível global de segurança dos MSRG para várias seções, sob diferentes sobrecargas aplicadas, que identificaram fontes potenciais de conservadorismo do método Simplificado AASHTO (2002). As análises mostraram que o método Simplificado AASHTO superestima em aproximadamente 1,5 a 4 vezes a quantidade necessária de reforço para alcançar um desempenho aceitável a longo prazo. É importante ressaltar que dentro do banco de dados estudado inclui-se sete casos históricos de MSRG com face inclinada (Tabela 2.1).

Tabela 2.1. Casos históricos de MSRGS com face inclinada (Allen *et al.*, 2002).

Muro	Tipo de Face	Inclinação da Face	Data de Construção
Snailback, Oregon, EUA	Face envelopada com geotêxtil coberta com shotcrete	7° (1H:8V)	1974
Olympic National Forest, Washington, EUA	Face envelopada com geotêxtil	9° (1H:6V)	1975
Glenwood Canyon, Colorado, EUA	Face envelopada com geotêxtil coberta com shotcrete	11° (1H:5V)	1982
Devils Punch Bowl, Oregon, EUA	Face envelopada com geogrelha HDPE	9° (1H:6V)	1982
Algonquin, Illinois, EUA	Face de blocos modulares com reforço geogrelha PET	3° (1H:20V)	1988
Rainier Avenue, Washington, EUA	Face envelopada com geotêxtil	3° (1H:20V)	1989
Vicenza, Itália	Face com soldada com fios com reforço geogrelha PP e HDPE	5° (1H:12V)	1998

Uchimura *et al.* (2003) avaliaram o efeito do pré-carregamento vertical de aterros reforçados com geogrelhas. Neste estudo, observou-se o comportamento durante e após construção de um aterro que foi utilizado como fundação de um pilar de uma ponte ferroviária. Os resultados mostraram que as deformações do aterro, residual transitória e a longo prazo, foram substancialmente inferiores às que foram observadas em uma seção adjacente construída ao mesmo tempo sem pré-carga. O estudo indicou que o pré-carregamento é muito eficiente para restringir as deformações promovidas por cargas cíclicas de tráfego de longa duração, assim como, para melhorar o desempenho do pilar de fundação da ponte.

Lee e Wu (2004) descrevem o comportamento de MSRGS atuando como estruturas de suporte de pontes. Estes muros compreendiam três tipos de faceamento: envelopado, em blocos modulares de concreto e em blocos de rocha. Os casos foram agrupados em duas categorias: estruturas em serviço (4 casos) e modelos de campo em escala real (6 casos). Todas as estruturas tiveram monitoração do seu desempenho durante o carregamento. Alguns dos MSRGS foram carregados até a ruptura. Com base no desempenho desses 10 casos concluiu-se que materiais de enchimento granulares bem graduados e compactados, e um adequado espaçamento vertical do reforço (por exemplo 0,2 m) evitam sob cargas de serviço, fluência significativa nos reforços a longo prazo, possibilitam uma capacidade de carga muito alta nos muros e minimizam recalques e deslocamentos laterais da face do muro. Os muros com os três tipos de face estudados, apresentaram-se como uma alternativa viável às estruturas convencionais de suporte de pontes, posto que os resultados de monitoramento nas quatro estruturas sob cargas de

serviço, mostraram um desempenho satisfatório. Os máximos deslocamentos horizontais da face e os recalques de todos os muros se encontravam dentro dos critérios toleráveis de movimentação estabelecidos com base na experiência em diversos projetos de pontes. Observou-se que o pré-carregamento pode reduzir significativamente os deslocamentos horizontais e os recalques pós-constructivos em um fator de 2 a 6, dependendo da compactidade inicial do aterro. Sob cargas de serviço, as máximas deformações por tração no reforço apresentaram-se entre 0,1% e 1,6%, sendo as maiores deformações associadas a materiais de enchimento de resistência inferior. O comprimento e o tipo de reforço parecem ter apenas um efeito secundário no desempenho das estruturas comparado com as particularidades acima referidas.

Tatsuoka *et al.* (2007) relatam o desempenho de MSRGS sob carregamentos sísmicos. Um exemplo foi o desempenho satisfatório do MSRGS de Tanata de faceamento rígido durante o devastador terremoto ocorrido no dia 17 de janeiro de 1995 em Hyogo, Kobe, Japão. Este muro foi construído em 1992 (Figura 2.6) e suas características básicas estão indicadas na Tabela 2.2. O terremoto de intensidade de 7.2 na escala de Richter apresentou forte pico de aceleração horizontal do terreno, que chegou a 700 cm/s<sup>2</sup> ou 0.7g (onde g é a aceleração da gravidade). O evento levou ao colapso de muitas casas em madeira com cerca de 10 anos de construção (Figura 2.7) e também estruturas convencionais de contenção antigas e novas. O maior deslocamento horizontal foi de 260 mm e ocorreu na zona mais alta do muro, já ao nível do solo o deslocamento foi de 100 mm. Os muros convencionais podem ser categorizados em quatro grupos: (1) Muros de alvenaria, (2) Muros inclinados em concreto não reforçado, (3) Muros de gravidade em concreto não reforçado e (4) Muros cantilever ou tipo T invertida de concreto reforçado com aço. Os três primeiros tipos de muros de contenção de solo apresentaram danos mais graves que os verificados nos muros cantilever. Muitas destas estruturas de contenção danificadas foram posteriormente substituídas por MSRGS com faceamento rígido.

Tabela 2.2. Características do MSRGS de Tanata (Tatsuoka *et al.*, 2007).

Comprimento do muro	Altura máxima do muro	Tipo de Face	Tipo de reforço geossintético	Resistência à tração do reforço	Material de enchimento
305 m	6,2 m	Face rígida de concreto	Geogrelha PVA revestido com PVC	30,4 kN/m	Sem coesão com pequenas quantidades de finos



Figura 2.6. Muro de solo reforçado com geogrelha com face rígida em Tanata, Japão - Fotografia imediatamente após construção, 8 de julho de 1992 (Tatsuoka *et al.*, 2007).

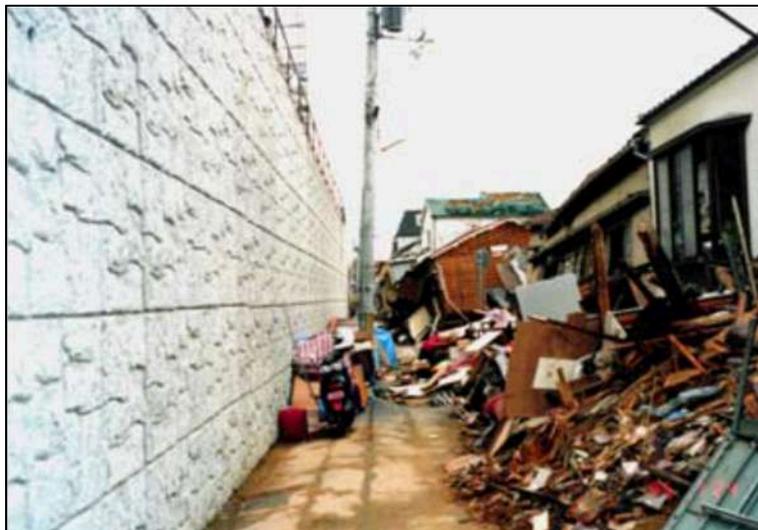


Figura 2.7. Muro de solo reforçado com geogrelha com face rígida em Tanata, Japão - Fotografia uma semana após Terremoto de Kobe, 24 de janeiro de 1995 (Tatsuoka *et al.*, 2007).

Benjamin *et al.* (2007) apresentaram resultados de monitoramento de um MSRQ que foi utilizado como base de oito modelos físicos. Os muros foram reforçados com geotêxtil e face envelopada com inclinação de  $11^\circ$  (1H: 5V) com a vertical. Variou-se o tipo de geotêxtil, o material de enchimento e espaçamento de camadas de reforço. O monitoramento efetuado durante e após a construção dos muros incluiu medidas de deslocamentos horizontais da face do muro, e deslocamentos verticais e horizontais da massa de solo reforçado. A maioria dos deslocamentos laterais ocorreu em direção à face do muro e aumentaram com o tempo, particularmente em associação a eventos de precipitação, que no Brasil se verificam durante o verão. As deformações do reforço foram de 0,8% e ocorreram na altura média do muro. Quanto aos recalques do muro,

manifestaram-se principalmente no meio da zona reforçada ao nível da fundação. Além de tudo, foi mostrado que a localização de máximas tensões de tração nos reforços é consistente com o desenvolvimento de uma superfície potencial de ruptura que começa na base do muro e continua na massa do solo.

Tatsuoka (2008) destaca a relevância das cargas nas conexões do reforço com a face em MSRG de face rígida. O autor ressalta que na ausência de ligação entre as camadas de reforço e a face rígida, não poderiam ser desenvolvidos esforços de tração na conexão e empuxo de terra significativo no tardo do muro (Figura 2.8a). Contrariamente, uma conexão firme entre o reforço e a face altamente rígida levaria a valores de empuxo de terra relativamente elevados, semelhante ao empuxo ativo de terra que se desenvolveria num aterro não reforçado contido por um muro convencional (Figura 2.8b). Além disso, o autor assinala que a maior resistência e rigidez do material de aterro promovida pelo maior confinamento contribuiria com uma maior estabilidade da face e, portanto, um melhor desempenho das estruturas de solo reforçado.

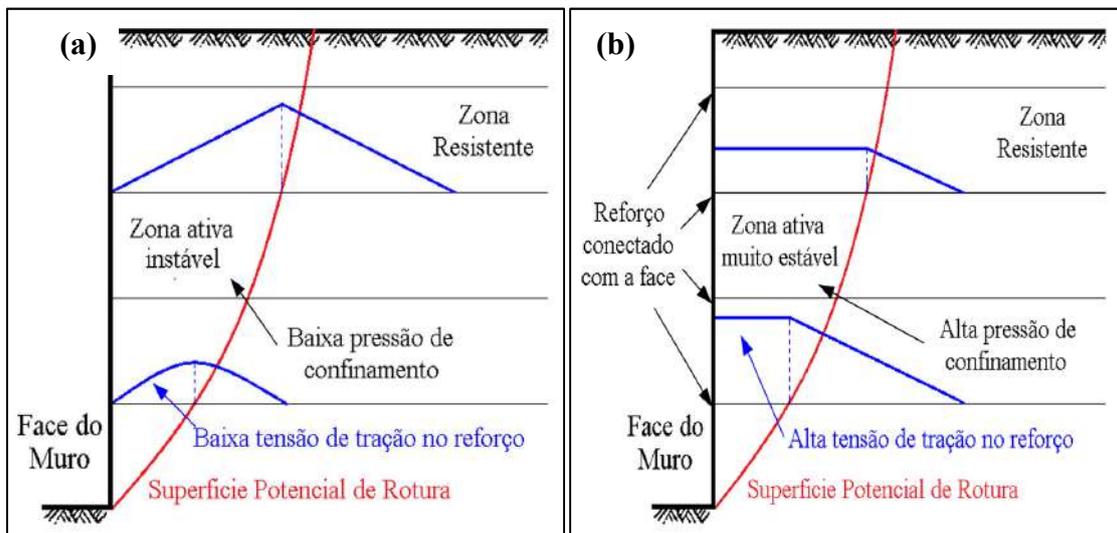


Figura 2.8. Efeitos da conexão entre o reforço geossintético e a face na tensão de tração no reforço em MSRG com face rígida, (a) sem conexão, (b) conexão firme (adaptado de Tatsuoka, 1992; Tatsuoka, 2008).

Bathurst *et al.* (2009) apresentaram resultados da modelagem física de quatro MSRGs com 3,6 m de altura e face de blocos segmentais com camadas de reforço de diferente rigidez: duas geogrelhas de polipropileno, uma geogrelha de poliéster e uma malha de arame soldada. O espaçamento vertical de reforços foi de 0,60 m. Os muros foram instrumentados para a avaliação da influência da rigidez do reforço e o efeito da

compactação no desempenho do MSRG (compactação leve com placa vibratória e compactação pesada com soquete vibratório). Os resultados indicaram que no caso de muros de pequena altura e face rígida, as tensões induzidas pela compactação tiveram a mesma relevância que o efeito promovido pela rigidez dos reforços nos deslocamentos horizontais da face e no esforço horizontal mobilizado na base do faceamento do muro ao final da construção. No entanto, com a aplicação da sobrecarga, o efeito da tensão induzida pela compactação foi reduzido e os deslocamentos horizontais da face e as tensões no reforço aumentaram à medida que diminuiu a rigidez dos reforços. A atenuação do efeito da compactação foi atribuída à tensão vertical atuante decorrente da aplicação de sobrecarga, que ultrapassou aos poucos às tensões induzidas pela compactação das camadas de solo durante a construção.

Kongkitkul *et al.* (2010) avaliaram o desempenho de dois MSRG com 17 m e 21 m de altura, construídos para compor parte de estruturas aeroportuárias. Os muros foram reforçados com geogrelha e construídos utilizando cascalho como material de aterro (drenagem adequada). As camadas de solo de aterro foram bem compactadas. Seis camadas de reforço foram instrumentadas, verificando-se deformações muito pequenas durante a construção. Após a construção dos muros mensuraram-se aumentos muito pequenos de tensões de tração nos reforços ou em alguns casos leve diminuição. Os valores medidos foram substancialmente inferiores aos estabelecidos em projeto, que considerou um tempo de serviço de 50 anos.

Yang *et al.* (2010) realizaram o monitoramento de um MSRG construído na China ao longo da ferrovia Gan-Long de 12,2 m de altura (Figura 2.9). A monitoração foi durante sua construção e até um ano e meio depois. A face do muro era do tipo envelopada com sacos preenchidos de cascalho envolvidos com geotêxtil. A estrutura do MSRG foi dividida em duas partes de acordo com o material de enchimento utilizado: solo de cascalho até 4,7 m de altura e argila compactada desde 4,7 m até o topo do muro. Foi utilizado como reforço uma geogrelha uniaxial de polietileno de alta densidade (HDPE) com 7,5 m de comprimento e resistência à tração de 65 kN/m na parte superior. Na parte inferior o comprimento da geogrelha foi de 12,2 m e a resistência à tração de 130 kN/m. O espaçamento vertical do reforço no muro foi de 0,50 m. Foi observado que: (1) o empuxo de terra medido apresentou valores inferiores ao estado ativo de Rankine. Após construção, o valor de empuxo apresentou uma tendência de crescimento proporcional à

passagem do tempo; (2) a deformação do reforço superior mostrou uma curva de distribuição com pico único e a curva de distribuição da deformação no reforço inferior apresentou um pico duplo; (3) a superfície de deslizamento potencial no MSRSG foi relativamente próxima à prevista teoricamente pelo método de Rankine.

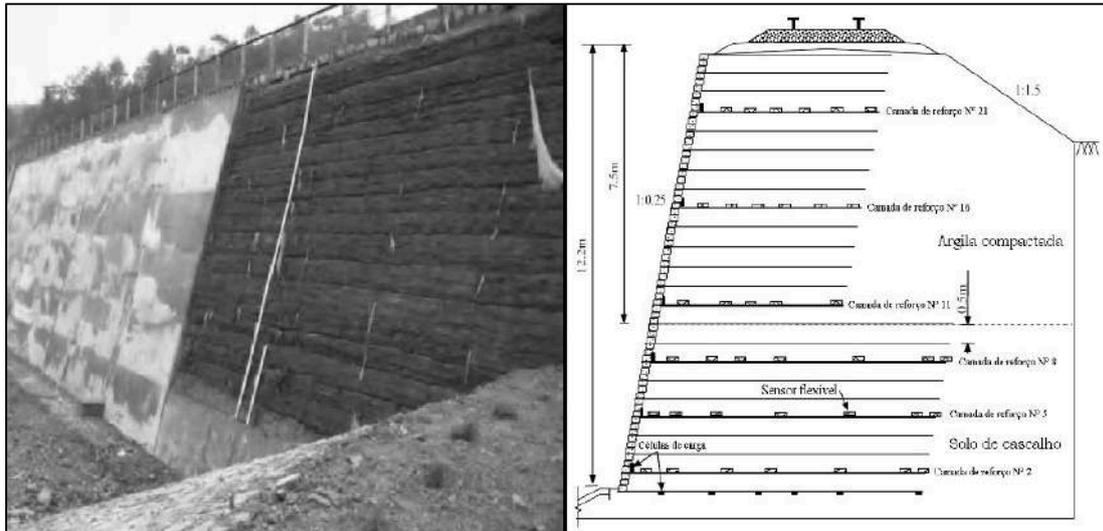


Figura 2.9. MSRSG de face envelopada na ferrovia Gan-Long, China (Yang *et al.*, 2010).

Estudos de caso e teses desenvolvidas na Universidade de Ciências Aplicadas de Suíça (Bommer e Schneider 2015) possibilitaram avaliar as vantagens técnicas, econômicas e ambientais, assim como as desvantagens da aplicação dos geossintéticos em estruturas de solo reforçado. Em comparação às estruturas convencionais, os MSRSG apresentam menores custos iniciais, visto o menor emprego de materiais e equipamentos, e também menores tempos de implantação. Utilizando o programa PLAXIS para modelagens numéricas de MSRSGs com diferentes, foi verificado que o máximo deslocamento horizontal da face ocorre no topo do muro. Tal fato ocorre devido às deformações acumulativas durante a implantação das diferentes camadas de reforço. A maior parte do deslocamento horizontal da face é consequência do empuxo atuante no tardo do muro, o qual é influenciado diretamente pela sobrecarga aplicada no terrapleno dos muros e pelas propriedades do material de enchimento (ângulo de atrito interno e coesão). No entanto, o parâmetro determinante foi a resistência à tração da geogrelha utilizada, o qual pode reduzir o deslocamento horizontal até um terço, considerando uma gama realista de características. O estudo também demonstrou uma excelente capacidade de carga dos MSRSG.

Nicks *et al.* (2016) avaliaram experimentalmente 13 modelos de colunas de solo reforçado com geossintéticos (CSRG), 5 com face envelopada e 8 com face de blocos modulares de concreto. Estes modelos foram construídos com diferentes materiais de enchimento, espaçamentos e tipos de reforço geotêxtil. As CSRG foram submetidas a uma sobrecarga vertical de 200kPa. Os resultados mostraram que quanto maior é a resistência ao cisalhamento do material de enchimento, menores são as deformações horizontais e verticais. Os valores de recalques e deslocamentos horizontais, dependendo das características de cada teste, variaram de 8,3 mm a 33,9 mm e 3,0 mm a 10,1 mm, respectivamente. Os máximos deslocamentos horizontais ocorreram no terço superior das colunas, e puderam ser razoavelmente estimados considerando a variação volumétrica nula da massa reforçada. Para a sobrecarga de 200 kPa, o deslocamento lateral máximo foi inferior a 0,5% da altura do muro. A deformação do reforço geotêxtil durante a construção foi menor a 1% e aumentou até 3% quando a sobrecarga aplicada atingiu 200 kPa. Fatores como o tipo de face, espaçamento e tensão no reforço influenciaram nos valores medidos.

Jacobs *et al.* (2016) realizaram estudos do comportamento de MSRG sob estado plano de deformação (Figura 2.10). As dimensões dos modelos foram 1 m de altura, 1 m de comprimento e 0,45 m de largura. O material de aterro era uma areia uniformemente graduada pouco úmida. O faceamento foi rígido e como reforço utilizaram-se duas geogrelhas biaxiais de polipropileno de diferentes rigidezes. Os estudos objetivaram verificar o efeito do número de camadas e da rigidez do reforço (geogrelha) na redução do empuxo ativo em MSRGs. Observou-se que: (1) o empuxo atuante no tardo da face rígida diminuiu significativamente com a inclusão de reforços de geogrelha, no entanto, a conexão das camadas de reforço à face rígida não levou a nenhum efeito considerável na distribuição do empuxo de terra; (2) uma maior densidade de reforço na massa de solo reforçada conduziu à diminuição do valor do empuxo; (3) os deslocamentos horizontais da face foram pequenos, observou-se um arqueamento do solo que reduziu as tensões entre duas camadas de reforço; (4) maiores quantidades de reforço resultaram na concentração de zonas de plastificação próximas à face rígida e conseqüentemente menores valores de empuxo no tardo do muro. Os autores indicaram um modelo mecânico que destaca que com o aumento da quantidade de reforços a posição da superfície potencial de ruptura aproxima-se mais à face (Figura 2.11).

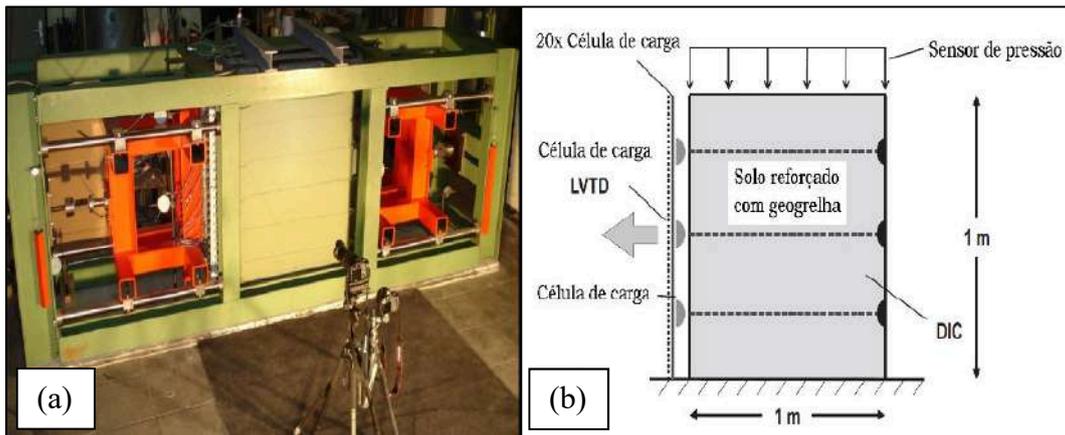


Figura 2.10. Teste de MSRSG em condição de deformação plana: (a) Dispositivo de ensaio (Ruiken *et al.*, 2010; Jacobs *et al.*, 2016), (b) Seção transversal de solo reforçado com instrumentação (adaptado de Jacobs *et al.*, 2016).

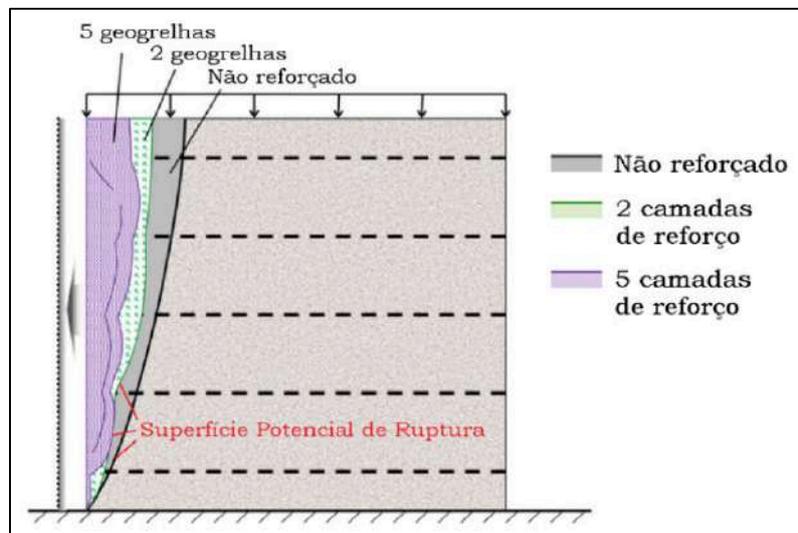


Figura 2.11. Teste de MSRSG em condição de deformação plana (adaptado de Jacobs *et al.*, 2016).

Khosrojerdi *et al.* (2017) efetuaram análises de desempenho de 17 MSRGS em campo e laboratório, comparando o comportamento observado com os previstos por seis diferentes métodos de determinação do deslocamento horizontal: Geoservice (Giroud, 1989), Jewell-Milligan (1989), FHWA (Christopher *et al.*, 1990), Colorado Transportation Institute – CTI (Wu, 1994), Adams (Adams *et al.*, 2002) e Wu (Wu *et al.*, 2013). Com análises estatísticas verificou-se a precisão e confiabilidade dos métodos para a estimativa de deslocamentos horizontais máximos em MSRSG. O estudo indicou que o método de Adams apresentou melhor precisão quando as deformações verticais são razoavelmente conhecidas. Os métodos Geoservice, Jewell-Milligan e Wu, têm a capacidade de avaliar as deformações laterais de MSRGS em diferentes elevações onde

os reforços estão localizados. Dentre estes, o método de Wu foi o que apresentou maior precisão e confiabilidade.

Liu (2017) realizou análises numéricas utilizando o método dos elementos finitos em dois MSRGS (muros 1 e 2, vide Tabela 2.3) reforçados com geogrelhas HDPE (polietileno de alta densidade). O autor analisou o desempenho dos MSRGS sob cargas de serviço a longo prazo verificando que: (1) o muro 1, apresentou um comportamento estável a longo prazo, sendo que as tensões nos reforços diminuiriam ligeiramente com o tempo; (2) no muro 2, as tensões nos reforços tiveram um aumento muito significativo e o muro tornou-se instável 300 horas após o término da construção. No muro 1, a tensão mobilizada no solo ao final da construção foi de pequena monta, permitindo ao material de enchimento acomodar o acréscimo de tensões sem um incremento considerável de deformações. Contrariamente, no Muro 2, ao final de construção a mobilização de tensões no solo mostrou-se elevada e pequenos acréscimos de tensões e de deformações no solo levaram a acréscimos significativos de tensão nos reforços.

Tabela 2.3. Características dos muros avaliados numericamente (Liu, 2017).

Muro	Altura (m)	Espaçamento vertical do reforço (m)	Comprimento do reforço (m)
1	5.2	0.4	4.2
2	15.6	1.2	12.5

Morsy *et al.* (2017) buscando verificar o efeito do espaçamento das camadas de reforço no comportamento de MSRGS, efetuaram ensaios de arrancamento em células de areia Ottawa reforçadas com geogrelha biaxial de polipropileno. O estudo também levou em consideração resultados da monitoração de dois MSRGS (Tabela 2.4) construídos em Stockbridge na Geórgia, com espaçamentos diferentes de reforço (geogrelha uniaxial) e material de enchimento granular (areia de concreto). As avaliações foram complementadas com modelagens numéricas. Os resultados indicaram que o deslocamento máximo em ambos os muros ocorreu a um terço da altura do muro, sendo que os verificados na face do muro 1 apresentaram-se um pouco menores do que aqueles medidos no muro 2. Os valores de deslocamento previstos numericamente foram inferiores aos medidos no campo. Entretanto, as curvas de distribuição dos deslocamentos com a profundidade foram semelhantes (Figura 2.12). Também foi observado que com espaçamentos verticais de reforço inferiores a 0.60 m, o solo confinado entre as camadas

de reforço apresenta um comportamento semelhante ao de um bloco monolítico. Observou-se que reforços pouco espaçados entre si podem promover efeitos significativos na diminuição das tensões que atuam no tardo do muro. As modelagens numéricas dos MSRG indicaram que o efeito do espaçamento dos reforços é mais evidenciado com o aumento da resistência ao cisalhamento do material de aterro.

Tabela 2.4. Características dos muros de Stockbridge na Georgia (Morsy *et al.*, 2017).

Muro	Tipo de Face	Altura	Espaçamento do reforço	Resistência à tração do reforço
1	Blocos segmentais de concreto	6,84 m (36 fileiras de blocos)	0,4 m	70 kN/m
2	Blocos segmentais de concreto	6,84 m (36 fileiras de blocos)	0,8 m	114 kN/m

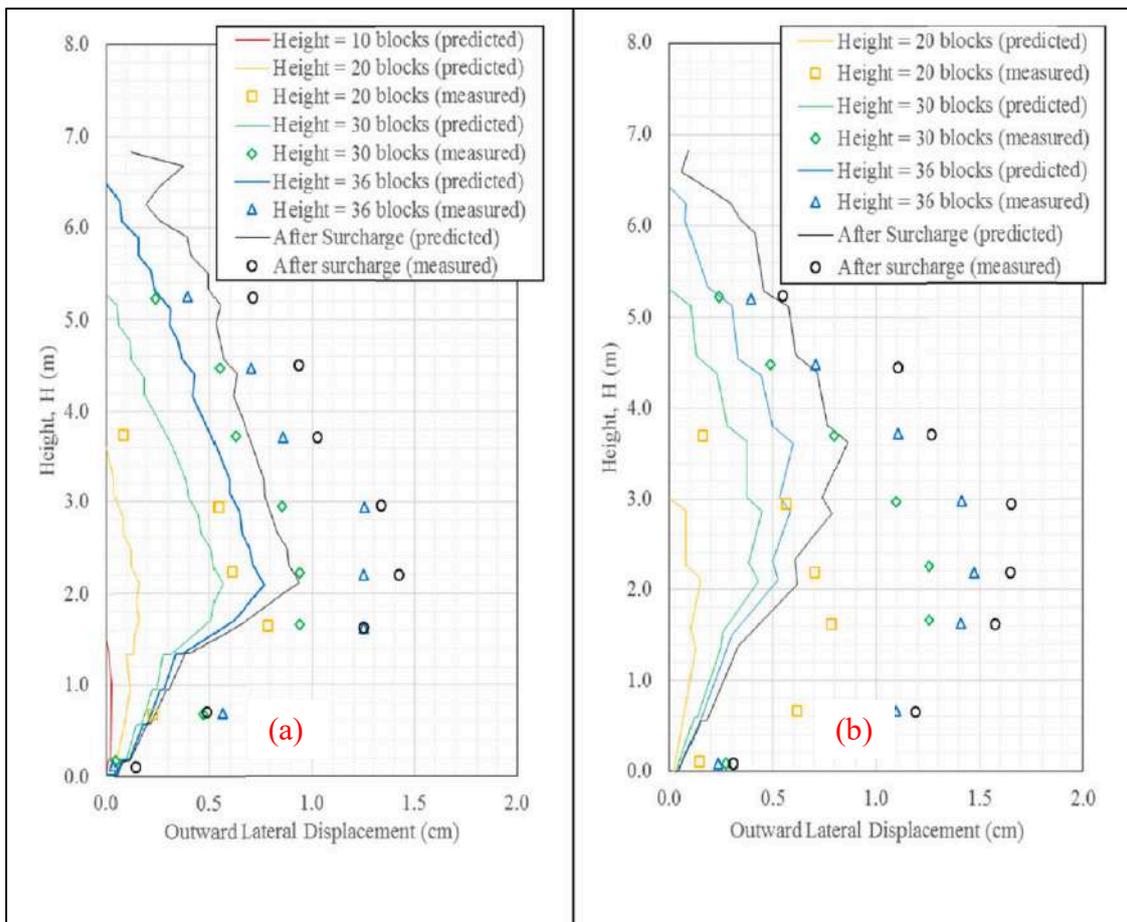


Figura 2.12. Comparação entre deslocamentos horizontais da face medidos em campo e calculados numericamente em diferentes estágios de construção dos MSRG com diferente espaçamento de reforço: (a) Muro 1, (b) Muro 2 (Morsy *et al.*, 2017).

Holtz (2017) destaca as vantagens e o comportamento básico de estruturas de solo reforçado com geossintéticos: (1) sob ponto de vista econômico, MSRGS com alturas superiores a 10 ou 12 m apresentam custos de construção inferiores aos muros convencionais; (2) apresentam técnicas de construção simples e de execução rápida, sendo muito fácil mudar o alinhamento e a altura das estruturas no decorrer do processo construtivo; (3) são muito flexíveis e tem grande tolerância aos recalques (fundações mais baratas em solos de baixa capacidade de suporte) e a terremotos (mais seguros devido a sua fácil absorção de energia sísmica) comparados às estruturas convencionais; (4) a inclusão de reforços geossintéticos permitem formar taludes mais abruptos do que são possíveis sem reforço; (5) são possíveis sistemas de revestimento verde na face. Esses tipos de face são estéticos naturalmente e muito importantes por causa da sustentabilidade e responsabilidade ambiental; (6) o fator de segurança pode ser maior em taludes de solo reforçado com geossintéticos e para um mesmo fator de segurança, há maior confiabilidade em um talude reforçado do que em um não reforçado (menor probabilidade de falha).

Yu *et al.* (2017) realizaram estudos de modelagem numérica com o objetivo de avaliar o desempenho de dois MSRGS de face envelopada com inclinação de 8° (1H:7V) com a vertical e 3.6 m de altura. Estes muros fazem parte do programa de pesquisas realizadas por Bathurst *et al.* (2000, 2006, 2009) nos quais verificou-se a influência do tipo e inclinação da face dos muros; do tipo, rigidez e espaçamento do reforço e da compactação do material de aterro. Os reforços utilizados nos dois muros foram uma geogrelha relativamente extensível de polipropileno e uma malha de arame soldada com resistência à tração similar à geogrelha de PP, mas com uma rigidez de cerca de 30 vezes maior. Os resultados numéricos foram comparados com as características de desempenho medidas e com os valores estimados pelo método Simplificado AASHTO (2014) e Allen e Bathurst (2015). Este último previu valores das tensões de reforço máximas de projeto que estavam perto das tensões medidas no muro com reforço de malha de arame soldado, mas subestimaram as tensões medidas para o muro com reforço de geogrelha. Além disso, as previsões numéricas dos deslocamentos horizontais da face e das tensões máximas no reforço foram menos precisas para o muro de solo reforçado com geogrelha em relação aos valores previstos no muro com reforço de malha de arame soldado.

## 2.2.2. Bibliografia específica

Dantas e Ehrlich (2001) realizaram, utilizando o método dos elementos finitos, estudos numéricos do comportamento de taludes de solo reforçado (TSR), com fundação competente, em condições operacionais (tensões de trabalho). Eles apresentaram resultados de análises paramétricas, nas quais avaliaram a influência na tensão de tração máxima no reforço de fatores como: altura do talude, tensões induzidas pela compactação no solo (ver Figura 2.13), inclinação da face com a vertical -  $\omega^\circ$  (ver Figura 2.14), ângulo de atrito e coesão do solo, espaçamento e rigidez do reforço. A Tabela 2.5 mostra as principais conclusões após avaliação dos resultados obtidos. Além dessas conclusões os autores observaram que: (1) baixos valores de coesão são suficientes para promover uma redução significativa na tensão máxima de reforço e nas movimentações; (2) excetuando o caso de taludes verticais ( $\omega = 0^\circ$ ), o valor mais alto das tensões de tração máximas nos reforços não ocorre na base do talude, mas varia em uma faixa de 60% a 80% da profundidade a partir do topo do talude.

Tabela 2.5. Conclusões da avaliação numérica de TSR (Dantas e Ehrlich, 2001).

Condição		Resultado
Quanto maior	<ul style="list-style-type: none"> <li>Tensão induzida pela compactação</li> <li>Rigidez do reforço</li> </ul>	Maior é a tensão de tração mobilizada nos reforços
Quanto maior	<ul style="list-style-type: none"> <li>Inclinação da face com a vertical</li> <li>Ângulo de atrito</li> <li>Coesão do solo</li> </ul>	Menor é a tensão de tração mobilizada nos reforços
Quanto maior	<ul style="list-style-type: none"> <li>Rigidez do reforço</li> <li>Coesão do solo</li> </ul>	Menores são os deslocamentos do talude

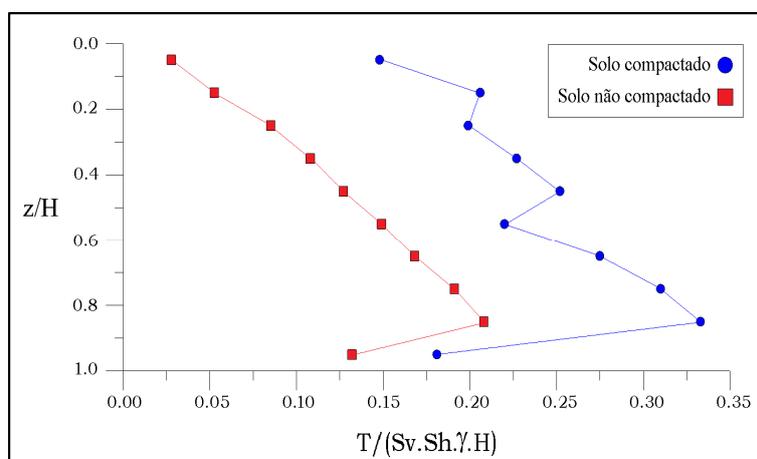


Figura 2.13. Efeito da compactação do solo nas tensões de tração máximas nos reforços em TSR com:  $\omega=70^\circ$ ,  $c/\gamma H = 0$ ,  $S_i = 1$ , (adaptado de Dantas e Ehrlich, 2001).

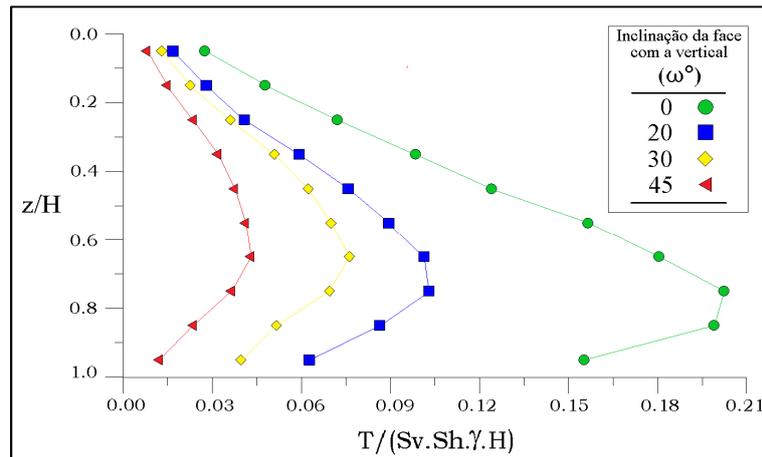


Figura 2.14. Efeito da inclinação da face na tensão de tração máxima no reforço em TSR com:  $H = 10\text{m}$ ,  $\phi = 35^\circ$ ,  $c/\gamma H = 0$  (adaptado de Dantas e Ehrlich, 2001).

Saramago (2002) construiu e monitorou cinco modelos físicos com inclinação de face de  $6^\circ$  (1H:10V) com a vertical no laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ. O estudo teve como objetivo verificar a influência da compactação no comportamento de MSR. Dois dos muros foram testados sem compactação e em dois outros as camadas de solo foram compactadas utilizando uma placa vibratória, sendo que no último muro o solo foi compactado com a placa e também com um soquete vibratório. A face dos muros era de blocos pré-moldados de concreto e o tipo de reforço utilizado foi uma geogrelha flexível de poliéster com uma resistência à tração de  $80\text{ kN/m}$  espaçados verticalmente  $0,4\text{ m}$  e com um comprimento de  $2,12\text{ m}$ . O material de aterro correspondia a uma areia fabricada de quartzo moído bem graduado. Monitorou-se as tensões desenvolvidas ao longo dos reforços e os deslocamentos horizontais na face dos muros. Os resultados indicaram que: (1) a tensão vertical induzida pela compactação é determinante no aumento da tensão de tração nos reforços; (2) após construção, quanto maior for a tensão vertical induzida pela compactação, menores serão os deslocamentos no solo devido à sobrecarga; (3) o lançamento de camadas sobrejacentes, ou mesmo a compactação destas com a placa vibratória, pouco alteram as movimentações na massa e as tensões de tração nos reforços até que as tensões geostáticas ultrapassem o valor correspondente às tensões verticais induzidas pela compactação; (4) o processo de compactação promove deslocamentos durante a construção e protende os reforços, diminuindo, conseqüentemente, os recalques e os deslocamentos horizontais pós-constructivos.

Barboza Junior (2003) construiu três modelos físicos de MSR com face inclinada de  $6^\circ$  (1H:10V) com a vertical, reforçados com geogrelhas utilizadas por Saramago

(2002). Em dois destes muros compunham a face blocos pré-moldados de concreto e um outro foi construído uma face envelopada utilizando o mesmo reforço e geotêxtil não tecido. Este estudo teve como objetivo verificar a influência da face e da compactação no desempenho de MSRGS sob condições de trabalho. Durante os ensaios foram monitorados os recalques, os deslocamentos horizontais da face e as tensões nos reforços. Concluiu-se que o tipo de face leva somente a variações na distribuição dos esforços nas camadas, já que não se verificaram diferenças significativas no somatório das tensões máximas mobilizadas nos reforços ( $\Sigma T_{m\acute{a}x}$ ). Observou-se que durante o período construtivo dos muros com faceamento rígido, quando a compactação não é efetuada junto à face, as cargas na conexão entre o reforço e a face apresentam-se nulas. Por outro lado, uma compactação próxima à face promove acréscimos de carga na conexão dos reforços com a face. Porém, quando foi aplicado a sobrecarga, os acréscimos de carga no muro que não teve compactação junto à face foram superiores às verificadas no muro no qual as camadas de solo foram integralmente compactadas. A tensão máxima mobilizada ocorreu no interior da massa reforçada. Para muros de face flexível, observou-se que as cargas junto à face se apresentaram nulas, tanto na construção, quanto no carregamento. Neste muro, verificaram-se deformações significativas localizadas junto à face. Foi determinado que um adequado processo de compactação proporciona maiores deslocamentos no decorrer do período construtivo e promove redução de recalques e deslocamentos horizontais no período pós-construção. Observou-se que as tensões induzidas durante a compactação do solo são determinantes no desenvolvimento de tensões de tração nos reforços (valores maiores nos muros compactados com soquete vibratório)

Guedes (2004) construiu modelos físicos com diferentes características de face conforme apresentado na Tabela 2.6. Objetivou-se nesta pesquisa avaliar o efeito da compactação, do tipo e da inclinação de face no comportamento de MSRGS sob condições operacionais. O material de aterro, o tipo, comprimento e espaçamento do reforço foram iguais às empregadas na pesquisa desenvolvida por Saramago (2002). O processo de compactação em todos os muros foi o mesmo (placa vibratória até junto à face e soquete vibratório até uma distância de 0,5m da face). Monitoraram-se recalques, deslocamentos horizontais da face e tensões nos reforços e na face. As análises dos resultados indicaram que: (1) a compactação proporciona uma espécie de pretensão dos reforços, aumentando tensões e deformações durante a fase construtiva, e diminuindo as movimentações pós-

construção; (2) as tensões nos reforços e deslocamentos da face durante a construção aumentaram com a tensão induzida pela compactação. (4) quanto menor foi a inclinação da face com a vertical, maiores foram as tensões nos reforços e os deslocamentos da face. (5) o tipo de face não alterou as tensões máximas nos reforços, porém, a montagem com face de pedras foi a que obteve os maiores valores de tração junto à face; (6) as faces mais rígidas apresentaram cargas na região junto à face superiores às observadas na face composta por sacos de areia devido ao fato do solo ter se deformado verticalmente mais do que a face.

Tabela 2.6. Características de face dos muros avaliados (Guedes., 2004).

Muro	Inclinação de Face com a vertical (°)	Tipo de Face	Condição de base
1	5	Sacos de areia	Sem atrito
	0	Sacos de areia mais revestimento de pedras	Com atrito
	0	Sacos de areia mais revestimento de pedras	Sem atrito
2	20	Sacos de areia	Sem atrito
	15	Sacos de areia mais revestimento de pedras	Sem atrito
3	35	Sacos de areia	Sem atrito
	30	Sacos de areia mais revestimento de pedras	Sem atrito
	30	Sacos de areia mais revestimento de pedras com duas telas metálicas	Sem atrito
	30	Sacos de areia mais revestimento de areia com manta de geotêxtil	Sem atrito
4	5	Blocos pré-moldados de concreto	Sem atrito

Bathurst *et al.* (2006) buscando verificar o efeito da rigidez de face no desempenho de MSRG, construíram dois modelos físicos em escala real em condições próximas ao estado de deformação plana. Os referidos muros pertenciam ao programa de pesquisa iniciado por Bathurst *et al.* (2000). Um dos muros tinham faceamento rígido (blocos modulares de concreto, Figura 2.15) e o outro uma face flexível (envelopada, Figura 2.16). Os resultados após aplicação de sobrecarga mostraram que as deformações e tensões nos reforços foram significativamente atenuadas quando a face foi rígida, contrariamente ao observado no caso de face flexível. As deformações dos reforços foram 5 vezes superiores. Já as tensões máximas mobilizadas nos reforços foram de aproximadamente 2 a 3,5 vezes superiores às registradas no muro construído com face

rígida ao final da construção e ao final do carregamento, respectivamente. Conclusivamente, os autores determinaram que quanto maior foi a rigidez da face, menores foram os deslocamentos da face do muro, as deformações e tensões no reforço; ressaltando-se que para uma sobrecarga de 80 kPa, o deslocamento horizontal máximo no muro com face flexível foi 67% maior do que no muro com face rígida (base livre). Neste artigo, apresentou-se também a comparação das tensões máximas medidas nos reforços com valores calculados utilizando um método convencional de análise por equilíbrio limite. Para o muro de face flexível, os valores medidos e calculados concordaram razoavelmente, no cálculo foi adotado o ângulo de atrito de pico de deformação plana do solo. No entanto, para o muro de face rígida apresentou-se uma superestimação das tensões medidas de 150% ao final de construção. Foi verificado que o uso do ângulo de atrito residual proporciona previsões mais conservadoras.

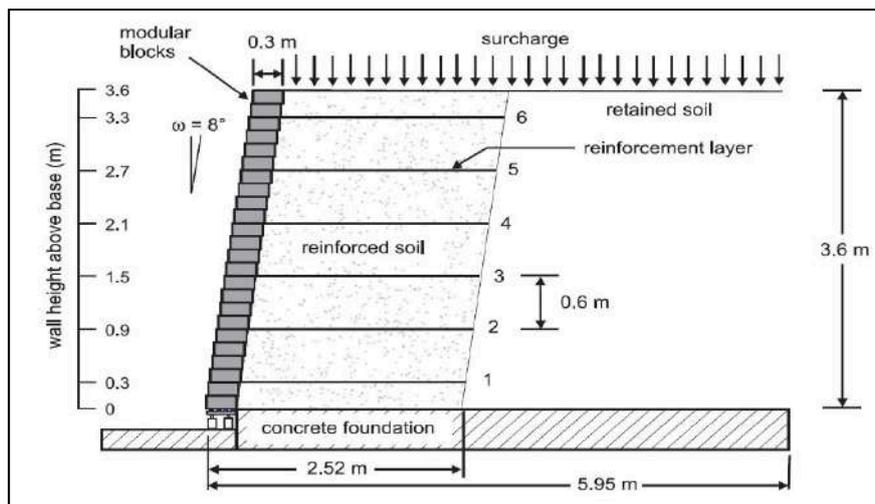


Figura 2.15. MSRG com face rígida de blocos de concreto (Bathurst *et al.*, 2006).

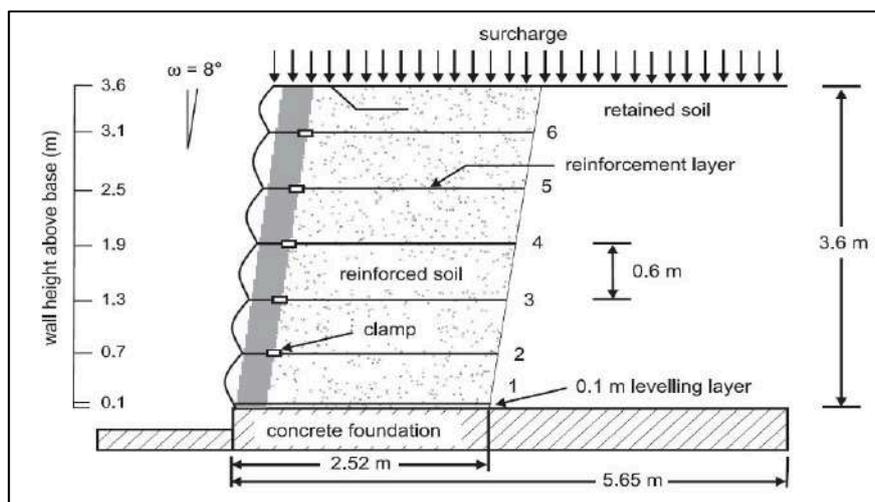


Figura 2.16. MSRG com face flexível envelopada (Bathurst *et al.*, 2006).

Utilizando o software FLAC, Huang *et al.* (2010) efetuaram modelagens numéricas buscando avaliar a influência das tensões mobilizadas na base do faceamento no comportamento de MSR com face em blocos segmentais sob condições de trabalho. No estudo levou-se em consideração o efeito combinado da altura do muro, da inclinação de face, do espaçamento do reforço e da rigidez na interface bloco-bloco nas tensões horizontais mobilizadas na base do faceamento do muro e nas conexões face-reforço. O estudo paramétrico englobou um total de 42 simulações e levou às seguintes conclusões: (1) a distribuição e a magnitude da tensão em cada camada de reforço são influenciadas significativamente pela rigidez horizontal da base do muro. Em geral, para muros com espaçamento e tipo de reforço uniformes, à medida que a rigidez da base diminui, as tensões de reforço aumentam e a sua distribuição com a profundidade torna-se mais triangular. Essa influência da rigidez da base nas tensões de reforço diminui com a altura da camada de reforço acima da base; (2) o aumento de rigidez da base do muro provoca uma diminuição da fração do empuxo total carregado pelas camadas de reforços e aumenta a fração do empuxo total carregado na base do muro; (3) o aumento da rigidez do reforço promove um aumento das tensões mobilizadas nos reforços; (4) para os muros simulados com o mesmo valor de rigidez global do reforço, praticamente não houve influência do espaçamento vertical entre reforços nas tensões no reforço e na base do muro; (5) nas simulações numéricas as tensões máximas ocorreram geralmente nas conexões; (6) a variação da inclinação de face com a vertical de 4° para 13°, não promoveu alterações significativas na magnitude dos esforços horizontais mobilizados na base do faceamento, mas as tensões mobilizadas nos reforços diminuíram. Finalmente, eles compararam os resultados previstos numericamente com valores obtidos pelo método Simplificado AASHTO (2002) e o método “K-stiffness” (Bathurst *et al.*, 2008). Os autores concluíram que para todas as condições de rigidez da base do faceamento analisadas, o método simplificado AASHTO superestimou e o método “K-stiffness” estimou com muita precisão as tensões medidas nos reforços para a condição final de construção. Os resultados também evidenciaram um leve grau de conservadorismo da distribuição trapezoidal de tensões nos reforços adotada pelo método “K-stiffness” com o incremento da altura do muro.

Ehrlich *et al.* (2012) analisaram a influência da compactação através de modelos físicos de MSRGS. Foram utilizados uma placa vibratória (compactação leve) e um soquete vibratório (compactação pesada) com tensões equivalentes calculadas de 8 kPa e

73 kPa, respectivamente. Um muro foi compactado com placa vibratória e soquete vibratório e um outro só com placa vibratória. Como reforço foram utilizadas geogrelhas de poliéster de 80kN/m de resistência, com um espaçamento vertical de 0,40 m. Blocos segmentais em concreto constituíram a face dos muros com inclinação de 6° (1H:10V) com a vertical. Os resultados mostraram que o efeito da compactação do solo não se limita a uma redução do índice de vazios do solo, também promove um significativo aumento na tensão horizontal no interior da massa do solo reforçado gerando um material com comportamento sobreadensado. A análise dos resultados indicou que: (1) o  $\Sigma T_{\text{máx}}$  mobilizado nos reforços ao final da construção no muro com compactação pesada foram muito superiores aos valores do muro com compactação leve. No entanto, esta diferença de tensões mobilizadas nos reforços diminuiu com o aumento da sobrecarga. Para uma sobrecarga de 100 kPa, os valores das tensões medidas em ambos muros foram aproximadamente os mesmos; (2) no muro com compactação pesada, a tensão máxima de tração nos reforços estavam mais próximo da face em comparação com a localização observada no muro com compactação leve. No entanto, as cargas nas conexões com compactação pesada foram muito inferiores às observadas no muro com compactação leve; (3) os deslocamentos e as tensões mobilizadas nos reforços não foram alterados significativamente até que o valor da sobrecarga ultrapassou o valor correspondente à tensão vertical induzida pela compactação pesada; (4) a compactação redundou na massa reforçada um comportamento de material sobreadensado, promovendo um comportamento mais rígido pós-construtivo, consistentemente com o discutido em Ehrlich e Mitchell (1995); (5) para sobrecargas inferiores à tensão vertical induzida no solo pela compactação pesada, a comparação da tensão máxima de tração no reforço medida e calculada pelo método Ehrlich e Mitchell (1994) e Simplificado AASHTO (2002) indicaram resultados a favor e contra segurança, respectivamente. Para o muro com compactação leve e quando a sobrecarga ultrapassou a tensão vertical induzida pela compactação, ambos os métodos levaram a uma concordância razoável entre os valores medidos e calculados.

Leshchinsky e Vahedifard (2012) discutem a questão da consideração, ou não, da resistência lateral mobilizada na base do faceamento em projetos de MSRGS com face em blocos segmentais. Utilizando um modelo analítico os autores indicam que o valor de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  denominado como  $R_t$  é influenciado pela resistência da base  $R_h$ , a qual depende do ângulo de atrito mobilizado na interface entre a base do faceamento (superfície inferior

da primeira camada de blocos) e a fundação denominado como  $\delta_b$ . É precisamente a determinação desse parâmetro  $\delta_b$  o que origina um dilema no dimensionamento de MSRG já que um valor irreal de  $R_h$  pode provocar rupturas consideráveis da estrutura. Baseado nisso, os autores elaboraram um diagrama  $R_t$  vs  $R_h/R_t$  que indicou que à medida que a resistência da base diminui se produz um acréscimo significativo na tensão de tração no reforço geossintético, especialmente em muros altos. Os autores explicitaram que a consideração da resistência na base no dimensionamento de projetos implica o uso de geossintéticos de menor resistência, o que tem um impacto mínimo em comparação ao custo total de projeto, razão pela qual do ponto de vista técnico e econômico, é mais adequado ignorar a resistência da base. Mas o trabalho apresentado pelos autores demonstra que a resistência da base pode ser considerada de forma racional usando uma sólida abordagem de engenharia geotécnica, já que o impacto da resistência da base decorrente de pequenos blocos empilhados é potencialmente grande. Contudo, o risco de falha atribuível a uma dependência da resistência da base durante a vida útil do muro aumenta. Note-se que alterações na restrição da base são frequentes em MSRs a causa de escavações localizadas na base oriundas por falhas em dispositivos de drenagem e outros fatores. Tal pode ocasionar rupturas cujos custos de reparação seriam maiores que o custo inicial de construção da estrutura. Portanto, ter a resistência na base da face do muro, mesmo que sua contribuição seja redundante, é um seguro barato. Porém, tal contribuição não deve ser considerada no dimensionamento como uma estrutura a longo prazo.

Riccio *et al.* (2014) apresentaram resultados de monitoramento de um MSRG (4,20m de altura) construído na localidade de São Jose dos Campos, São Paulo, Brasil. Para o reforço foram empregadas 21 camadas de geogrelha de poliéster espaçadas 0,20m (3m de comprimento) com resistência à tração de 35 e 55 kN/m. Solos residuais com elevada percentagem de finos foram utilizados na construção do muro. Blocos pré-moldados de concreto compuseram a face, que teve inclinação de 6° com a vertical. Os resultados medidos indicaram que: (1) os deslocamentos da face aumentaram progressivamente da base até o topo do muro. O deslocamento máximo observado ao final de construção foi correspondente ao 1,5% da altura do muro; (2) resultados medidos e calculados destacaram a importância do processo construtivo incremental e das tensões induzidas pela compactação nos deslocamentos da face e tensões nos reforços. (3) visto que a altura do muro era significativamente inferior ao comprimento total da estrutura, os cálculos numéricos e analíticos melhor representaram as deformações globais medidas na

estrutura e tensão nos reforços quando foram considerados parâmetros obtidos em ensaios de deformação plana; (4) o método Ehrlich e Mitchell (1994) e análises numéricas por elementos finitos, levaram às melhores previsões de tensões nos reforços; (5) as análises efetuadas destacaram a importância da consideração no cálculo das tensões nos reforços da coesão do solo, das propriedades do reforço e das tensões induzidas pela compactação para o correto dimensionamento de MSRGS.

Mirmoradi e Ehrlich (2014a) utilizando o software PLAXIS desenvolveram modelagens numéricas buscando analisar o efeito das tensões induzidas pela compactação no desempenho de MSRGS. O modelo numérico foi validado com os resultados do estudo experimental efetuado por Barbosa Junior (2003). No estudo paramétrico considerou-se um MSRGS de 6,8 m de altura e face envelopada, e as análises confirmaram que existe uma profundidade  $Z_c$  contada a partir do topo do muro dentro do qual é preponderante a influência da compactação no valor de  $T_{máx}$ . Para profundidades superiores a esta o efeito da compactação em  $T_{máx}$  torna-se nulo e a tensão no reforço é decorrente da tensão vertical atuante. Além disso, os autores destacaram que: (1) Uma comparação de medidas e valores previstos da tensão máxima no reforço pelo modelo numérico e pelo método Ehrlich e Mitchell (1994) mostraram, em geral, boa concordância; (2) Maiores tensões induzidas pela compactação levam a maiores deslocamentos laterais ao final da construção e o deslocamento lateral pós-constutivo é reduzido; (3) Para sobrecargas elevadas que ultrapassem a tensão induzida pela compactação, os aumentos nos deslocamentos laterais são os mesmos. Os resultados numéricos e a modelagem física confirmaram que as tensões induzidas pela compactação das camadas de solo em MSRGS pode levar a um tipo de sobreadensamento da massa de solo reforçada.

Mirmoradi (2015) através de modelagem física (construção de 15 muros devidamente instrumentados) e numérica (software PLAXIS) estudou o comportamento de MSRGS em condições de trabalho. O estudo foi desenvolvido no Laboratório de Geotecnia da COPPE - UFRJ e teve como objetivo de avaliar o efeito combinado da face (tipo, rigidez e inclinação), resistência da base do faceamento, tensões de compactação e posição de sobrecarga no comportamento desses muros. A validação do modelo numérico fundamentou-se em resultados medidos em duas modelagens físicas de MSRGS em escala completa: um muro com face envelopada (Barboza Junior, 2003) e um muro com faceamento de blocos modulares (Hatami e Bathurst, 2005). Estudos paramétricos foram

desenvolvidos considerando, além dos fatores acima referidos variações: da altura do muro, da rigidez do reforço e da resistência do material de aterro. No concernente à influência da inclinação da face, os resultados experimentais mostraram que: os valores medidos de carga horizontal na base do faceamento muro e as tensões horizontais do solo medidas na parte inferior do tardo do muro independem da inclinação da face, já que apresentaram para diferentes inclinações do faceamento valores semelhantes durante a construção, aplicação de sobrecarga e liberação da restrição à movimentação da base dos muros. Verificou-se que para muros com face de blocos (base fixa) nos quais o valor das tensões verticais,  $\sigma'_{z,i}$ , se apresentam inferiores às tensões induzidas pela compactação,  $\sigma'_{z_c,i}$ , o valor de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  é controlado por  $\sigma'_{z_c,i}$  e independe da inclinação da face.

Tabela 2.7. Características de muros avaliados (Mirmoradi, 2015).

Muro	Altura (m)	Condição de Base	Tipo de Face	Inclinação de Face ( $\omega^\circ$ )	Compactação	Aplicação de Sobrecarga
1*	1,2	Fixa (a)	Blocos modulares de concreto	6°	Placa vibratória	Toda a superfície
2*	1,2	Livre	Blocos modulares de concreto	6°	Placa vibratória	Toda a superfície
3	1,2	Fixa (a)	Blocos modulares de concreto	6°	Soquete vibratório	Toda a superfície
4	1,2	Livre	Blocos modulares de concreto	6°	Soquete vibratório	Toda a superfície
5*	1,2	Fixa (a)	Blocos modulares de concreto	15°	Placa vibratória	Toda a superfície
6*	1,2	-----	Envelopada	6°	Placa vibratória	Toda a superfície
7*	1,2	-----	Envelopada	15°	Placa vibratória	Toda a superfície
8	1,2	Fixa (b)	Blocos modulares de concreto	6°	Placa vibratória	Toda a superfície
9	1,2	Fixa (b)	Blocos modulares de concreto	6°	Soquete vibratório	Toda a superfície
10	1,2	Fixa (b)	Blocos modulares de concreto	15°	Soquete vibratório	Toda a superfície
11	1,2	Livre	Blocos modulares de concreto	6°	Soquete vibratório	Parcial (c)
12	1,2	Fixa (b)	Blocos modulares de concreto	6°	Placa vibratória	Parcial (c)
13	1,2	Fixa (b)	Blocos modulares de concreto	6°	Soquete vibratório	Parcial (c)
14	1,2	Fixa (b)	Blocos modulares de concreto	6°	Placa vibratória	Parcial (d)
15	1,2	Fixa (b)	Blocos modulares de concreto	6°	Soquete vibratório	Parcial (d)

Nota: \*Muros cujos resultados de monitoramento foram utilizados na presente dissertação, (a)Deslocamento horizontal máximo de 0,9 mm, (b) Deslocamento horizontal máximo de 0,45 mm, (c)Sobrecarga nos primeiros 60 cm trás da face, (d) Sobrecarga na zona de 60 a 120 cm trás da face.

Bathurst *et al.* (2015) apresentaram resultados da monitoração de dois MSRs de 4 m de altura com reforços de aço (Tabela 2.8). O aterro foi compactado com uma placa vibratória de 65 kg em camadas de espessura igual 0,25 m. Estes muros tiveram características idênticas, excetuando o comprimento dos reforços que foi de 4 m e 2,5 m. Os autores estudaram o efeito da perda de suporte lateral da fundação adotando o mesmo procedimento de restrição e liberação da base estabelecido nos estudos de Miyata *et al.* (2015). Os autores assinalam que a estrutura permaneceu estável, mesmo após a liberação lateral da fundação. Após avaliar durante a construção e após a liberação da base, as tensões nos reforços, as cargas verticais na base, o empuxo de terra no tardo do faceamento, os deslocamentos laterais da face e as deformações internas ao muro, os autores concluíram que: (1) As tensões nos reforços medidas após as movimentações laterais da base foram distribuídas de forma mais triangular comparativamente à distribuição observada ao final da construção; (2) Os deslocamentos observados ao final da construção e induzidos pela movimentação lateral da fundação foram mais pronunciados no muro com comprimento de reforço mais curto.

Tabela 2.8. Características de muros avaliados (Bathurst *et al.*, 2015).

Muro	Tipo de Face	Inclinação de Face ( $\omega^\circ$ )	Tipo de Reforço	Espaçamento do Reforço	Compactação
1 e 2	Painel de concreto (1m x 1m x 180 mm)	0°	Ancoragem de tirantes de aço de 19 mm de diâmetro anexadas com placas quadradas de 300 mm na parte frontal dos painéis de concreto	Sv: 1,00 m Sh: 0,50 m	Placa vibratória $\gamma_1 = 15,0 \text{ kN/m}^3$ $\gamma_2 = 15,7 \text{ kN/m}^3$

Miyata *et al.* (2015) apresentaram resultados de monitoramento de três MSRGS devidamente instrumentados. Os muros de 4 m de altura e com diferentes tipos de face e reforço foram construídos no Instituto de Pesquisa de Obras Públicas no Japão. A rigidez do faceamento se apresentou como o fator de maior relevância no comportamento dos muros. A base da face dos muros estava sobre uma fundação de 2m de profundidade que apresentava forte restrição às movimentações laterais. Após a construção dos muros, liberou-se progressivamente a restrição horizontal com a finalidade de simular uma perda de suporte lateral na proximidade da base do faceamento. Quando a base foi liberada, as tensões no reforço aumentaram. Para grandes deslocamentos da fundação, o incremento da tensão máxima no reforço mais próximo da base foi significativamente grande e ao

final de cada teste a distribuição da tensão máxima com a profundidade tornou-se mais linear. Além disso, mesmo depois de uma perda significativa de suporte lateral da fundação, os resultados de monitoramento mostraram que não houve evidências de desenvolvimento de mecanismos de  $r$  interna na massa de solo reforçada. Isto em razão de que havia uma reserva de capacidade de carga disponível que foi o fator responsável pelo bom desempenho dos muros. Posteriormente, foi reduzido progressivamente o comprimento dos reforços em cada muro e foi observado uma ruptura interna no muro construído com a face mais flexível (painéis contraplacados de madeira) que se estendeu desde a base da zona de fundação até o topo do muro. O colapso deste muro foi possivelmente favorecido pela maior liberação da restrição lateral que ocorreu na fundação desse muro (antes do encurtamento dos reforços) em comparação a verificada nos outros dois.

Mirmoradi e Ehrlich (2016a) avaliaram o efeito da restrição da base da face no desempenho de MSRGs em condições de trabalho. O estudo foi conduzido com base em medições efetuadas em três modelos físicos pertencentes ao estudo realizado por Mirmoradi (2015). Os três muros eram semelhantes, excetuando a restrição da base. Nos muros denominados 1 e 2, buscou-se manter nulo o deslocamento da base da face de blocos durante a construção e aplicação da sobrecarga. Esta restrição foi mais eficiente no muro 2 (maior rigidez da base). Após o término do carregamento, a base de ambos os muros foi gradualmente liberada para verificar o impacto das diferentes restrições no comportamento dos muros. O muro 3 foi considerado com base livre desde o início do teste. As análises dos resultados encontrados levaram às seguintes conclusões: (1) maiores restrições laterais resultam em maiores cargas mobilizadas na base do faceamento ao final da construção e durante a aplicação da sobrecarga (no muro 2 as cargas medidas foram superiores às observadas no muro 1). Com a liberação da restrição lateral da base, as cargas na base foram diminuindo progressivamente até que se anularam totalmente após um deslocamento de 5 mm; (2) a redução da restrição da base provocou um acréscimo do valor de  $\Sigma T_{\text{máx}}$ . Os valores medidos de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  ao final da construção e durante a aplicação da sobrecarga ordenados do maior para o menor foram:  $\Sigma T_{\text{máx}}$  (muro 3 - base livre) >  $\Sigma T_{\text{máx}}$  (muro 1 - base fixa de menor resistência) >  $\Sigma T_{\text{máx}}$  (muro 2 - base fixa de maior resistência). Esta diferença de valores diminuiu à medida que ocorreu a liberação da base até que ao final os muros apresentaram valores análogos de  $\Sigma T_{\text{máx}}$ ; (3) à medida que a altura do muro aumentou, a influência da rigidez da face e da

resistência lateral da base nas tensões mobilizadas nos reforços diminuiu significativamente. Os autores também compararam os valores obtidos de tensões de reforço com os valores calculados pelos principais métodos de dimensionamento utilizando ângulos de atrito do solo de ensaios triaxiais e deformação plana. Esta confrontação de valores permitiu-lhes concluir que: (1) com referência ao Método Simplificado AASHTO, na condição de deformação plana este método superestimou as tensões de reforço em cerca de duas vezes para a condição de base fixa, durante a aplicação da sobrecarga. Utilizando resultados de ensaios triaxiais os valores calculados se apresentaram superiores aos medidos em mais de três vezes. Contudo, as diferenças diminuíram a medida que se deu a liberação da base, na condição de base livre, este método estimou razoavelmente as tensões medidas no reforço; (2) com referência ao método de Ehrlich e Mitchell (1994), os valores calculados de tensões de reforço apresentaram-se cerca de 2,5 vezes superiores aos medidos nos muros de base fixa, e praticamente os mesmos no caso do muro de base livre; (3) o método “K-stiffness” (Bathurst *et al.*, 2008) subestimou os valores das tensões de reforço em todos os muros, durante a aplicação sobrecarga e a liberação da base; (4) o método “Simplified Stiffness” (Allen e Bathurst, 2015) estimou adequadamente as tensões medidas nos reforços nos muros de base fixa, utilizando o ângulo de atrito de deformação plana. Porém, com a liberação da base os valores calculados apresentaram inferiores aos medidos. No muro de base livre, este método também subestimou o valor das tensões medidas nos reforços.

Mirmoradi e Ehrlich (2017) utilizando o software PLAXIS, realizaram análises bidimensionais por elementos finitos na condição de deformação plana com o propósito de pesquisar o efeito combinado da rigidez do reforço, da rigidez da face, da altura do muro, e da restrição da base do faceamento no desempenho de MSRGS em condições de trabalho. A modelagem numérica foi validada com os resultados medidos de um MSRGS em grande escala (Hatami e Bathurst 2005). Os valores medidos e os valores calculados numericamente mostraram boa concordância. Análises paramétricas efetuadas nesta pesquisa revelaram que: (1) para muros com face vertical de blocos, a influência da restrição lateral da base do faceamento, da rigidez do reforço, da altura do muro e da resistência da base do muro na distribuição da tensão máxima de reforço com a profundidade, limita-se a cerca de 4 m acima da base do muro. Em vista disso, é negligenciável o efeito combinado da rigidez da face e da resistência da base no cálculo

de  $T_{máx}$  no caso em muros altos; (2) a forma da distribuição de tensões no reforço é uma função do efeito combinado da altura do muro, da rigidez da face, do índice de rigidez relativa solo-reforço  $S_i$  e da resistência lateral da base do faceamento. Para a condição de base livre, verifica-se um aumento significativo na tensão de reforço próximo à base do muro e a distribuição da tensão de reforço é basicamente triangular independentemente da altura do muro e rigidez dos reforços. A distribuição triangular também se verifica em muros com pequena rigidez da face (face envelopada) independentemente dos demais fatores. Por outro lado, para um muro de pequena altura, com condições de base fixa e uma dada rigidez de face, a distribuição tende a trapezoidal. Com o aumento do índice  $S_i$  e da altura do muro, a distribuição se altera da forma trapezoidal para triangular. Um muro alto com face de blocos, mesmo em condição de base fixa, pode ter um comportamento similar a um muro com face envelopada. Os autores avaliaram também a capacidade de predição da tensão nos reforços dos métodos de dimensionamento Ehrlich e Mitchell (1994), “K-stiffness” (Allen *et al.*, 2004; Bathurst *et al.*, 2008), Simplificado AASHTO (2014) e “Simplified Stiffness” (Allen e Bathurst, 2015) comparando os valores calculados por cada método com os valores obtidos na modelagem numérica, concluindo que: (1) O método de dimensionamento de Ehrlich e Mitchell (1994) representa bem as tensões de reforço em muros com condições de base livre, mas, pode superestimar as tensões de reforço em muros de pequena altura em condições de base fixa devido à redução de tensão mobilizada na base do faceamento do muro. No entanto, mesmo para condições de base fixa, a precisão deste método aumenta significativamente com a diminuição da influência da face que pode ocorrer com um aumento da altura do muro e da rigidez do reforço; (2) Para muros de pequena altura com base fixa, o método “K-Stiffness” pode representar adequadamente as tensões de reforço, mas, tende a subestimar as tensões de reforço com o aumento da altura do muro e da rigidez dos reforços, assim como com a redução da restrição da base; (3) O método de “Simplified Stiffness” é capaz de estimar adequadamente as tensões de reforço para muros de 4 m e 8 m de altura com reforço polimérico. No entanto, pode subestimar o  $\Sigma T_{máx}$  para alturas maiores do muro e baixos valores de rigidez de face; (4) O método Simplificado AASHTO pode sobrestimar ou subestimar as tensões de reforço, dependendo dos valores de  $S_i$ , da restrição da base do muro e do ângulo de atrito adotado do material de aterro (triaxial ou de deformação plana).

Eddine e Mekki (2017) efetuaram estudos paramétricos de MSRGS para investigar a influência da inclinação da face “ $\omega$ ”, do tipo (diferentes dimensões) e da categoria (diferentes classes de resistência) dos blocos modulares de concreto nos deslocamentos laterais do muro, no empuxo atuante no tardo do muro, na tensão vertical na base do solo reforçado e na tensão de tração nas camadas de reforço. A modelagem numérica foi feita por diferenças finitas utilizando o software FLAC. O muro considerado na modelagem tinha 3,6 m de altura, reforço de geogrelha e uma face composta por blocos modulares de diferentes inclinações com a vertical ( $0^\circ$ ,  $8^\circ$ ,  $15^\circ$  e  $22^\circ$ ). Utilizou-se para modelar o solo um modelo linear elástico e perfeitamente plástico obedecendo o critério de Mohr-Coulomb. Os resultados da pesquisa indicaram que: (1) A inclinação da face é de grande relevância no cálculo de MSRGS com face de blocos segmentares, reforçados com geogrelha e pode proporcionar uma contribuição importante na estabilidade deste tipo de muro. Quanto maior a inclinação de face com a vertical menores serão os empuxos no tardo da face e os valores da tensão de tração nas camadas de reforço, já os deslocamentos laterais do muro diminuirão de forma significativa (Figura 2.17); (2) As dimensões (tipos) e as características mecânicas (categoria) dos blocos modulares pode ter um efeito notável no comportamento de MSRGS com face de blocos, diminuindo os deslocamentos laterais do muro e os valores da tensão de tração nas camadas de reforço.

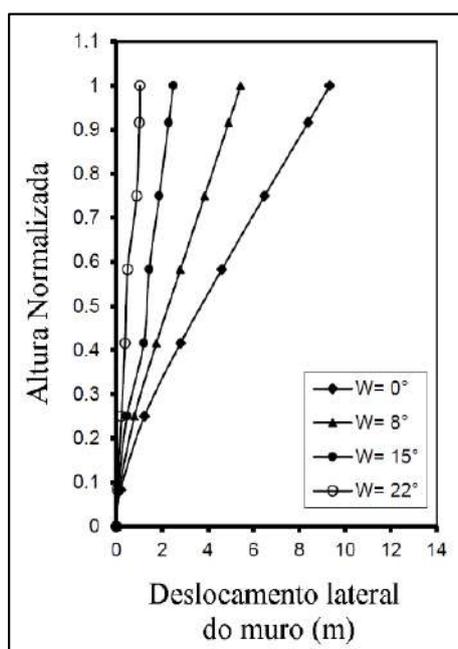


Figura 2.17. Influência da inclinação de face no deslocamento lateral em muros de solo reforçado com geogrelha com face de blocos modulares de concreto (adaptado de Eddine e Mekki, 2017).

### **2.3. Métodos de Dimensionamento de Muros de Solo Reforçado com Geossintéticos**

Nos Estados Unidos, segundo Christopher *et al.* (2005), os métodos de dimensionamento utilizados para projetar MSR no setor público seguem predominantemente três diretrizes: (1) Especificações Padrão para Pontes Rodoviárias da Associação Americana de Autoridades Estaduais de Rodovias e Transportes – AASHTO, (2) Especificações de Projeto de Pontes AASHTO LRFD e (3) Diretrizes de Construção e Projeto de Taludes de Solo Reforçado e Muros de Terra Mecanicamente Estabilizados da Administração Federal de Rodovias – FHWA. Além disso, muitas outras agências estaduais e federais também publicaram documentos de projeto. Em projetos privados, nos EUA é frequentemente usado o Manual de Projeto de Muros Segmentais de Contenção da organização Nacional de Alvenaria de Concreto – NCMA. Porém, muitos projetos do setor privado também dependem dos fabricantes de geossintéticos, de métodos de dimensionamento fornecidos pelos proprietários de sistemas de muros e das orientações nacionais acima referidas. Na maioria desses documentos e regulamentos, os métodos de concepção são baseados nas teorias de empuxo de terra como por exemplo: AASHTO utiliza a teoria de Rankine e NCMA utiliza a teoria de Coulomb. Os métodos de dimensionamento de MSR baseados na teoria do empuxo de terra e na teoria de equilíbrio limite são frequentemente verificados por métodos de mecânica contínua como: elementos finitos no software PLAXIS ou diferenças finitas no software FLAC.

Bueno (2005) explica que a maioria dos projetos de MSR utilizam métodos de dimensionamento baseados na teoria de equilíbrio limite, nos quais é assumido um determinado mecanismo de ruptura. Tal se verifica em vista de sua simplicidade e a familiarização dos projetistas com os conceitos utilizados.

No entanto, devido às grandes discordâncias observadas entre as forças de tensão estimadas e medidas nos reforços, métodos vem sendo desenvolvidos considerando condições de trabalho, tais como os apresentados por Ehrlich e Mitchell (1994), Dantas e Ehrlich (2000) e Mirmoradi e Ehrlich (2016). Estes procedimentos consideram explicitamente compactação no cálculo das tensões mobilizadas nos reforços, fator este não considerado pelos métodos convencionais. Para condições típicas a compactação pode afetar de forma significativa a tensão mobilizada em reforços posicionados a profundidades inferiores a 6m. Além destes, tem-se procedimentos outros de análise e

projeto baseados em condições de trabalho (e.g. Allen *et al.*, 2003; Allen *et al.*, 2004; Bathurst *et al.*, 2008; Allen e Bathurst 2015; Wang *et al.*, 2018). Detalham-se a seguir alguns métodos de dimensionamento de MSR:

Ehrlich e Mitchell (1994) desenvolveram um método analítico de dimensionamento de MSR para condições operacionais (tensões de trabalho). O cálculo pode ser efetuado através de equações fechadas ou mediante ábacos adimensionais. Este método corresponde a uma análise de compatibilidade de deformações no qual considera-se a análise das tensões induzidas pela compactação do solo de aterro e as propriedades de rigidez solo-reforço. A validação deste método foi efetuada utilizando estruturas de MSR em escala real com diferentes dimensões e tipos de reforço, nas quais medições de tensão nos reforços estavam disponíveis e atestaram a boa capacidade de previsão do método.

Quanto à interação solo-reforço geossintético, Ehrlich e Mitchell (1994) consideraram ao reforço como um material elástico linear com perfeita aderência na interface solo-reforço no ponto de tensão máxima. Isto significa que as deformações no solo e reforço são iguais na interface, ou seja, supondo que não há deslizamento entre o solo e os reforços. Na Figura 2.18 apresenta-se o equilíbrio interno controlado pelo reforço (equilíbrio horizontal local) das correspondentes fatias horizontais do solo na zona ativa de espessura  $S_v$  (espaçamento vertical do reforço) e largura  $S_h$  (espaçamento horizontal do reforço).

Quanto à trajetória de tensões, Ehrlich e Mitchell (1994) adotaram um modelo simplificado que assume que em cada camada o solo que rodeia ao ponto de tensão máxima do reforço é submetido a apenas um ciclo de carga-descarga, como mostrado na Figura 2.19. Nesta figura, a tensão vertical devido ao peso próprio da camada de solo lançada ( $\sigma'_z$ ) e a tensão equivalente induzida durante a compactação ( $\sigma'_{zc,i}$ ) é representada pelos pontos (1) e (2) respectivamente. Ao final do processo de compactação dá-se o descarregamento ao longo da trajetória (2) – (3) até a condição final da construção da camada (ponto 3), no qual a tensão vertical retorna ao valor inicial (valor antes do carregamento – ponto 1), mas existe um aumento na magnitude da tensão horizontal ( $\Delta\sigma'_{sx,c}$ ). Tal ocorre, pois, o solo não é um material elástico e sofre deformações irreversíveis durante o processo de compactação. Durante o alteamento do muro a tensão residual induzida pelo processo de compactação na camada de solo é apagada quando a

tensão vertical devido ao peso próprio das camadas acima do ponto considerado de solo supera o valor da tensão vertical induzida pela compactação ( $\sigma'_{zc,i}$ ), assim os efeitos das tensões induzidas pela compactação deixam de ser sentidos pelo solo.

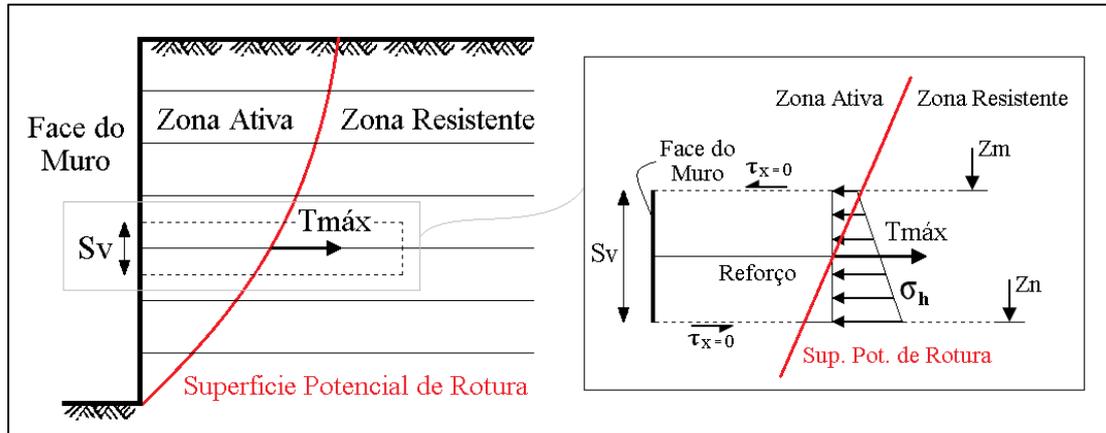


Figura 2.18. Equilíbrio interno (adaptado de Ehrlich e Mitchell, 1994).

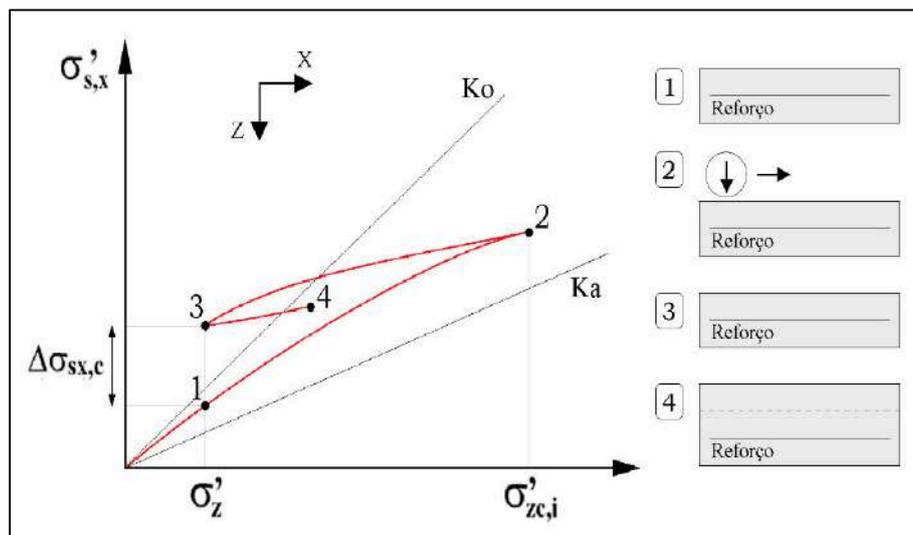


Figura 2.19. Trajetória de tensões efetivas na massa do solo reforçado durante a construção e compactação de um aterro em camadas: (1) Solo lançado, (2) Compactação, (3) Final da compactação da camada, (4) Lançamento da 2ª camada (adaptado de Ehrlich, M., 1999).

Para o caso de compactação com rolos vibratórios, Ehrlich e Mitchell (1994) apresentam um procedimento para determinação das tensões induzidas pela compactação fundamentado no procedimento proposto por Duncan e Seed (1986), que foi desenvolvido para condições  $K_0$ . A compactação é representada por uma carga superficial transitória, em movimento, de extensão lateral finita e é modelada por um carregamento unidimensional equivalente. Em cada camada de solo, o aumento máximo da tensão durante a operação de compactação ocorre ao contato do rolo com o solo e diminui com a profundidade, como mostrado na Figura 2.20.

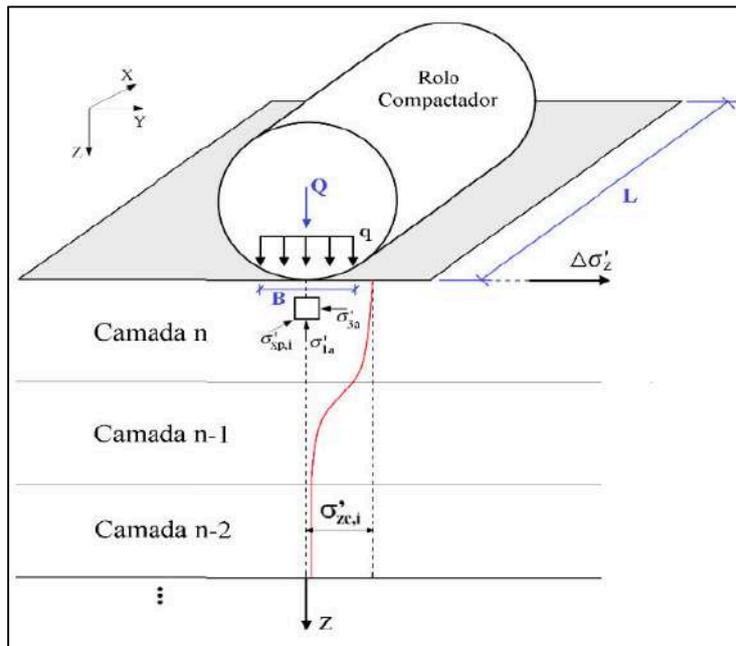


Figura 2.20. Estado de tensões do solo nas proximidades do rolo compactador (adaptado de Ehrlich e Mitchell, 1994).

Finalmente, após validação, análises paramétricas e avaliação de resultados do método proposto, Ehrlich e Mitchell (1994) determinaram que: (1) quanto mais rígido é o reforço e quanto maiores são as tensões induzidas pela compactação, maiores são as tensões de tração desenvolvidas no reforço; (2) os principais fatores que controlam as tensões nos reforços são os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, o peso específico do solo, a profundidade, o índice de rigidez relativa solo-reforço ( $S_i$ ) e a compactação; (3) um incremento de  $S_i$  geralmente conduz a um aumento da pressão lateral da terra e da tensão no reforço; (4) o coeficiente de empuxo horizontal da terra  $K$ , pode ser maior do que  $K_0$  no topo do muro e ser maior do que  $K_a$  para profundidades maiores a 6,1 m, dependendo do índice de rigidez relativa solo-reforço e da compactação; (5)  $K_0$  é o limite superior para o coeficiente de pressão horizontal da terra  $K$ , se não houver compactação do solo de aterro. Adicionalmente estudos experimentais e de modelagem numérica referentes ao efeito da compactação no desempenho de MSRG sob condições de trabalho são relatados em Mirmoradi e Ehrlich (2014a, 2015a, 2018a, 2018b).

Allen e Bathurst (2015) buscando aperfeiçoar o método simplificado AASHTO (2014), desenvolveram um método denominado “Simplified Stiffness” com base nas lições aprendidas no uso do método “K-stiffness” (Allen *et al.*, 2003; Allen *et al.*, 2004;

e, Bathurst *et al.*, 2008). Esta metodologia restringe-se ao cálculo de  $T_{m\acute{a}x}$  para cada camada de reforço e pondera variáveis não consideradas no método simplificado AASHTO / FHWA tais como: rigidez do reforço, rigidez da face e a coesão do solo de aterro. Foi demonstrado que estes fatores influenciam fortemente nas tensões de reforço nos MSR em condições de trabalho e que a distribuição dos valores de  $T_{m\acute{a}x}$  varia em função da profundidade e não são geralmente uma distribuição triangular como é assumida no método simplificado AASHTO / FHWA. A calibração deste método foi efetuada com base em casos históricos utilizados no desenvolvimento do método original “K-stiffness”. O procedimento foi desenvolvido para dimensionamento em muros construídos com reforços geossintéticos relativamente extensíveis e também reforços de aço inextensíveis, e considera atributos geométricos e tipos de face usando parâmetros familiares e mensuráveis. As comparações e análise de resultados determinaram que para MSR com aço, o Método “Simplified Stiffness” parece ser não conservador e para MSR com geossintéticos, o método é, em geral, excessivamente conservador, com exceção de muros com grande massa de face ou construídos com reforços de alta rigidez. Finalmente o método proposto permite que o projetista possa considerar ou ignorar de forma conservadora a coesão do solo de aterro a longo prazo, enfatizando-se que esta metodologia só pode ser utilizada para MSR em condições de trabalho que persistam nesta condição durante o tempo de serviço da estrutura e com características geométricas e material de aterro que se enquadrem na faixa de parâmetros dos muros utilizados no ajuste do método.

Ehrlich e Mirmoradi (2016) baseado no método original de Ehrlich e Mitchell (1994), desenvolveram um método simplificado para dimensionamento de MSRs em condições de trabalho. Neste método as equações utilizadas são mais simples, e, diferentemente do método original  $T_{m\acute{a}x}$  é obtido sem iterações. Para muros com face vertical, o cálculo de  $T_{m\acute{a}x}$  utilizando o método original e o simplificado, resultou em resultados com variações inferiores a 5%. Além de considerar a influência da rigidez relativa solo- reforço e da tensão induzida pela compactação, este método considera também a influência da inclinação da face do muro. Este método simplificado foi validado utilizando resultados de modelos físicos e numéricos de MSRG com diferentes alturas, tensões induzidas pela compactação, rigidez dos reforços, inclinações de face e parâmetros do solo. A comparação dos resultados mostrou uma boa precisão do novo método proposto. A diferença mais significativa foi encontrada na tensão máxima de

tração mobilizada nas camadas de reforço que foram colocadas perto do fundo dos muros, isto devido à restrição lateral que ocorreu no fundo do muro pela influência da base. Assim como acontece no método original Ehrlich e Mitchell (1994), este efeito não é levado em consideração no método simplificado proposto. Neste método simplificado, a coesão do material de aterro não é levada em consideração. No entanto, se a coesão do solo for significativa e pudesse ser considerada permanente durante o tempo de serviço do MSRG, os resultados determinados por este método seriam conservadores. Adicionalmente, informações relevantes sobre este método são encontradas em Ehrlich *et al.* (2017) e Mirmoradi e Ehrlich (2018c).

Wang *et al.* (2018) apresentaram uma nova metodologia para estimar o coeficiente de empuxo horizontal em MSRG de face vertical submetido a tensões de trabalho. O cálculo pode ser feito por dois métodos: Método I baseado na abordagem elástica não linear de Liu (2016) e o Método II baseado na abordagem tensão-dilatância de Liu e Won (2014). O coeficiente de empuxo obtido por ambos métodos pode ser modificado pelo efeito da compactação e resistência da base em muros com face de blocos modulares de concreto ou painéis de concreto. Este método foi validado com estudos de modelagem física (Nelson, 2005; Ehrlich e Mirmoradi, 2013) e modelagem numérica (Hatami *et al.*, 2008). Para seu desenvolvimento foram consideradas as seguintes simplificações: (1) estruturas de solo reforçado com estado de tensões sob condições operacionais na condição de deformação plana; (2) muros com face vertical; (3) camadas de reforço horizontalizadas; (4) ocorrência da tensão máxima mobilizada em cada camada de reforço na superfície potencial de rotura, e; (5) compatibilização de deformações solo-reforço. O método inclui procedimentos de iteração no cálculo e considera as propriedades referentes ao reforço geossintético e ao solo de aterro. Para muros com face inclinada, os autores aconselham realizar a correção pertinente utilizando o fator de inclinação de face " $\Phi_{tb}$ " formulado empiricamente por Allen e Bathurst (2001).

## CAPÍTULO III

### 3. Modelagem Física

#### 3.1. Introdução

Neste capítulo são apresentados os modelos físicos de MSRГ construídos na presente pesquisa no laboratório “Willy Lacerda” da área de Geotecnia da COPPE – UFRJ. Este estudo teve por foco principal verificar o efeito no comportamento de MSRГ sob condições de trabalho da inclinação e rigidez da face, da resistência na base do faceamento e do tipo de sobrecarga aplicada no topo do muro.

Na Tabela 3.1 apresenta-se uma relação de pesquisas anteriores de modelagem física de MSRГ efetuadas na COPPE/UFRJ. Uma menção especial à pesquisa de doutorado de Robson Saramago, que juntamente com o professor Maurício Ehrlich no ano 2002 idealizaram, construíram e desenvolveram integralmente o laboratório de modelos físicos possibilitando o início de uma nova linha de pesquisas em modelagem física. Os estudos desenvolvidos neste laboratório vêm contribuindo de forma significativa para a investigação e desenvolvimento da engenharia de estruturas de solo reforçado.

Tabela 3.1. Pesquisas de modelagem física de MSRГ desenvolvidas no laboratório de Geotecnia da COPPE – UFRJ.

Autor	Pesquisa		
	Grau de estudo	Objetivo de estudo no desempenho de MSRГ	Nº de muros construídos
Saramago (2002)	Doutorado	Avaliação da influência da compactação	5
Barboza Júnior (2003)	Mestrado	Avaliação da influência da face e da compactação	3
Guedes (2004)	Mestrado	Avaliação da influência da compactação, tipo e inclinação de face	4
Oliveira (2006)	Mestrado	Avaliação da influência da rigidez do reforço	3
Mirmoradi (2015)	Doutorado	Avaliação do efeito combinado da resistência na base, rigidez de face, inclinação de face, esforço de compactação e posição da sobrecarga	15

## 3.2. Características de ensaio

### 3.2.1. Dimensões e condições de contorno do modelo

Como mostrado na Figura 3.1, a caixa empregada na modelagem física tem 3m de comprimento, 2m de largura (comprimento de face do muro) e 1.5m de altura. De forma a garantir o estado plano de deformação durante a execução dos ensaios, as paredes interiores da caixa de concreto foram revestidas com um sanduiche de geomembrana de PVC lubrificadas por graxa de teflon. Com isto, o atrito lateral da caixa do modelo foi reduzido evitando sua interferência nos deslocamentos da massa reforçada.



Figura 3.1. Caixa de concreto para ensaio de MSRГ no laboratório de Geotecnia da COPPE – UFRJ.

### 3.2.2. Material de aterro

O material de aterro empregado nos ensaios foi uma areia de iguais características à utilizada nas pesquisas anteriores de modelagem física. Segundo Saramago (2002), este solo bem graduado foi especialmente selecionado de forma a apresentar um comportamento histerético bem definido. Para sua fabricação empregou-se quartzo moído, que é um material inerte, com grãos resistentes e puramente friccional. O material de aterro contém um 19% de finos que passam a peneira N° 200 como observado na curva granulométrica mostrada na Figura 3.2. As principais propriedades físicas desta areia são:

diâmetro correspondente ao tamanho médio dos grãos  $D_{50} = 0,25$  mm, coeficiente de uniformidade  $C_u = 8,9$ , coeficiente de curvatura  $C_c = 1$  e índice de plasticidade IP nulo. Quanto aos parâmetros de resistência ao cisalhamento do material de aterro, Costa (2005) determinou o ângulo de atrito da areia mediante ensaios triaxiais convencionais (Axi-Simétrico) e ensaios triaxiais de deformação plana para diferentes pesos específicos, estes parâmetros de resistência foram também referidos e utilizados por Mirmoradi (2015) como mostrado na Tabela 3.2.

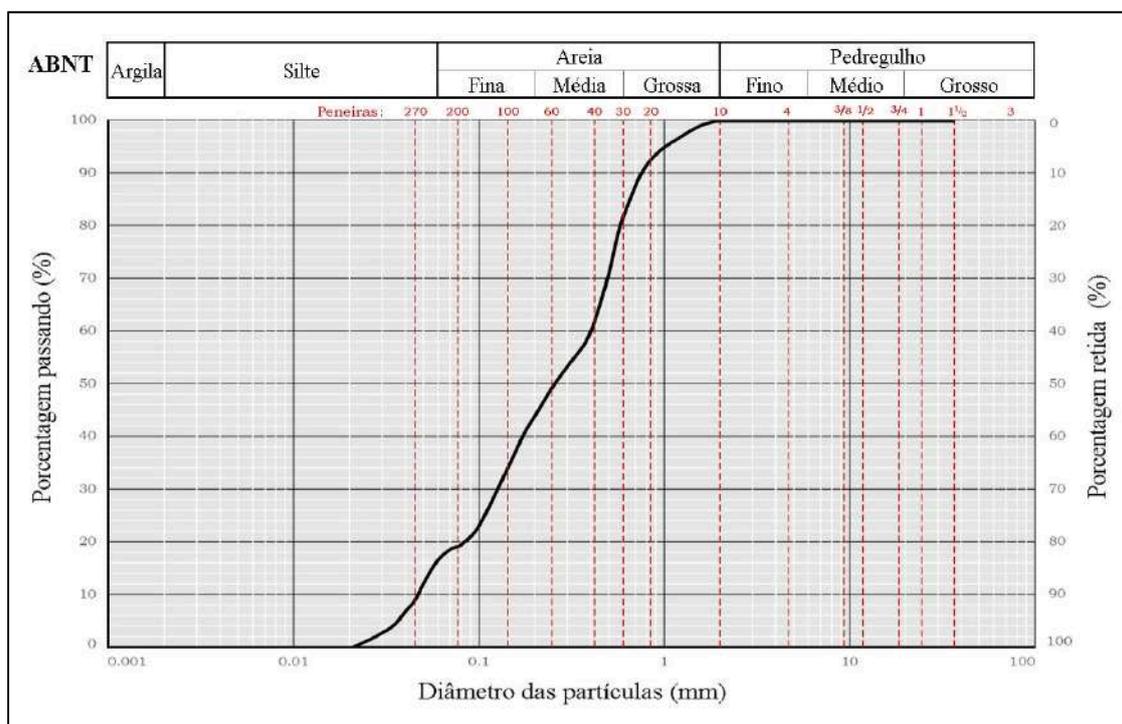


Figura 3.2. Curva granulométrica do material de aterro ( $C_u = 8.9$ ) utilizado na construção de modelos físicos de MSR (adaptado de Saramago, 2002).

Tabela 3.2. Parâmetros de resistência ao cisalhamento do material de aterro (Costa, 2005).

Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	Ângulo de atrito	
	Triaxial convencional $\phi_t$ (°)	Triaxial de deformação plana $\phi_{ps}$ (°)
16	37	41
21	42	50

O material de aterro é armazenado em grandes sacos de areia de 500 kg de capacidade, os quais foram movimentados por uma ponte rolante de capacidade máxima de 5 toneladas (Figura 3.3), tanto para o lançamento de solo em cada camada (preenchimento de areia na caixa de concreto - Figura 3.4) como na desmontagem de cada muro (remoção manual da areia - Figura 3.5). Além disso a ponte rolante permite também movimentar o equipamento de compactação.



Figura 3.3. Ponte rolante.



Figura 3.4. Lançamento de uma camada de solo dentro da caixa de concreto no caso de um muro com face de blocos.



Figura 3.5. Remoção manual da areia no processo de desmontagem dos muros.

### 3.2.3. Características do reforço

O reforço geossintético utilizado na construção dos muros foi uma geogrelha de poliéster flexível Fortrac 55 / 25-20 / 30 MPT. Na Tabela 3.3 mostra-se as principais características desse tipo de reforço. Este material sintético tem alto módulo e baixa tendência à fluência, os quais são protegidos com um revestimento polimérico (Huesker, 2017a). O reforço geossintético colocado no solo de enchimento foi distribuído em três camadas, as quais foram posicionadas com um espaçamento vertical de 0,40 m e a uma altura acima do fundo do muro correspondente a 0,2 m, 0,6 m e 1,0 m.

Tabela 3.3. Características do reforço geossintético.

Geogrelha de poliéster flexível Fortrac 55/25-20/30 MPT					
Resistência à tração longitudinal (kN/m)	Resistência à tração transversal (kN/m)	Alongamento (%)	Peso (g/m <sup>2</sup> )	Tamanho de abertura (mm)	Rigidez do reforço à tração “Jr” (kN/m)
≥ 55	≥ 25	≤ 6	240	20 x 30	917

### 3.2.4. Características da face e base

Os modelos físicos N° 1, N° 2, N° 3, N° 4 e N° 5, foram construídos com face de blocos pré-moldados de concreto do tipo Terrae W (Figura 3.6), cujas principais características apresentam-se na Tabela 3.4. Este tipo de bloco é resistente e durável em razão de sua fabricação por meio de prensagem e vibração. O empilhamento de blocos é através de encaixe em seco seguindo a inclinação de face correspondente a cada muro. A face de blocos (Figura 3.7), permite uma conexão por atrito e intertravamento da porção da geogrelha inserida entre os blocos e o solo de enchimento. Isto garante que toda a interface na conexão trabalhe para garantir a resistência adequada, sem risco de arrancamento ou desprendimento de blocos (Huesker, 2017b). As características principais dos muros com face de blocos avaliados nesta dissertação são apresentadas na Tabela 3.6.

Tabela 3.4. Características dos blocos colocados na face dos muros (Mirmoradi, 2015).

Blocos pré-moldados de concreto tipo Terrae W					
Peso (kg)	Resistência à compressão (MPa)	Altura (mm)	Largura (mm)	Profundidade (mm)	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )
29	6-12	200	400	400	22

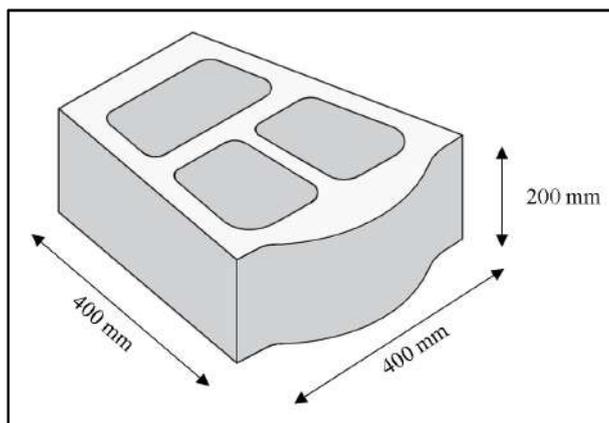


Figura 3.6. Esquema de bloco pré-moldado de concreto tipo Terrae W.

Para fins de comparação de resultados, foram construídos três outros muros com face envelopada (Nº 6, Nº 7 e Nº 8). Distintivamente dos muros com face de blocos, estes tipos de muros foram construídos restringindo horizontalmente a face em sua totalidade incluído a base com pranchas de madeira e vigas metálicas à medida que aumentava o número de camadas lançadas e adequadamente compactadas (Figura 3.8). Este procedimento, além de facilitar a montagem dos muros, possibilitou um controle mais preciso da inclinação da face. Imediatamente após construção foi retirado a restrição da face na sua totalidade para a posterior aplicação da sobrecarga (liberação para movimentação horizontal livre). Isto é, o carregamento nos muros com face envelopada foi realizado em condição de base livre (Figura 3.9). No entanto, como será mostrado no capítulo IV, mesmo acontecendo uma redistribuição de tensões ao momento de retirar a restrição da face incluído a base, em relação aos muros com face de blocos e condição de base livre, nos muros com face envelopada a condição ao final de construção e antes do carregamento apresentou-se mais próxima à condição de base fixa.

É importante ressaltar que em todos os modelos físicos (face em blocos e envelopada) o procedimento de construção e o tempo efetivo de montagem dos muros (Primeiro dia) e da aplicação da sobrecarga (Segundo dia) foi o mesmo e similar aos muros construídos por Mirmoradi (2015).

Para auxiliar o controle da inclinação da face de todos os modelos físicos (face de blocos e envelopada) durante a construção, ao final de construção e durante a aplicação da sobrecarga, foi utilizado um medidor de inclinação digital da marca DIGIMESS (Figura 3.10).

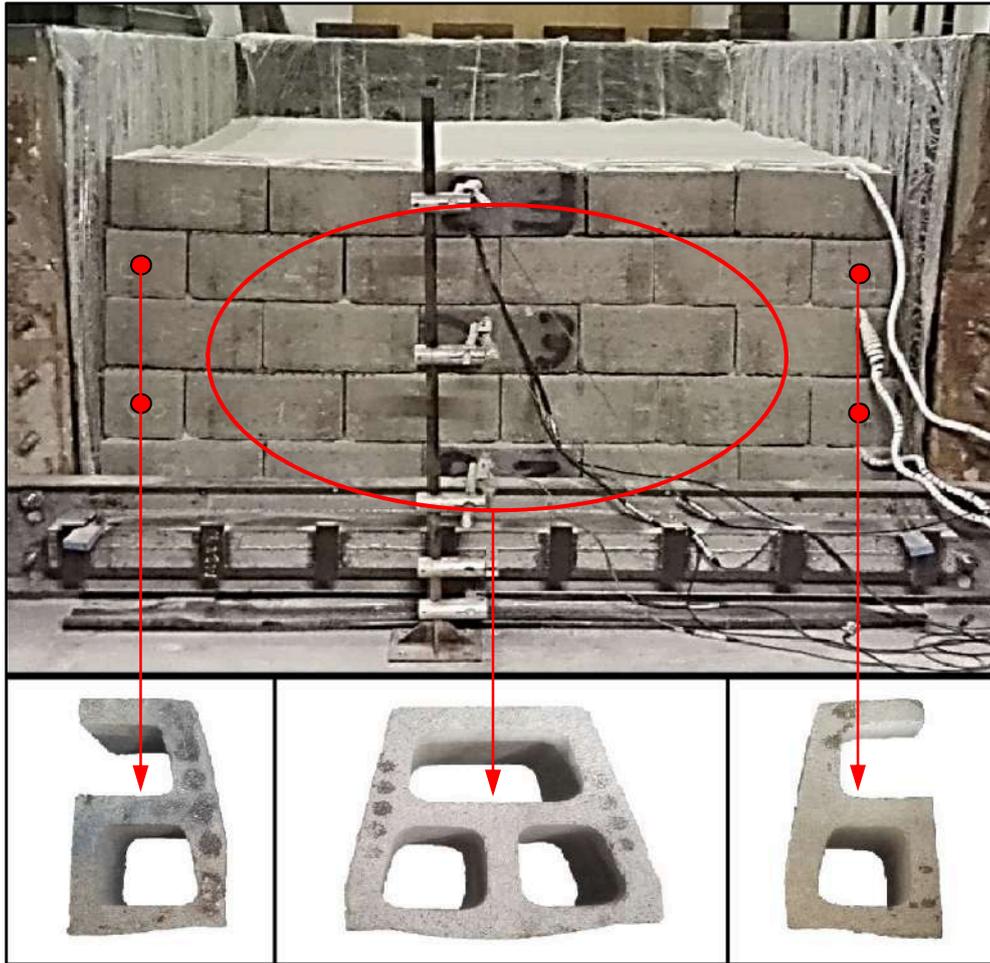


Figura 3.7. Vista frontal do muro com face de blocos.



Figura 3.8. Vista frontal do muro com face envelopada antes da retirada da restrição lateral da face e base.



Figura 3.9. Vista frontal do muro com face envelopada após retirada da restrição lateral da face e base (condição final de construção e antes do carregamento).



Figura 3.10. Medidor de inclinação digital.

A resistência por atrito na base foi eliminada mediante o uso de um sanduíche de borracha e graxa de teflon colocado no fundo numa largura de 1m a partir da frente da face dos muros (Figura 3.11), esta condição foi designada como base lubrificada (ver esquemas de montagem dos muros, *e.g.* Figura 3.26). Com este processo de lubrificação,

além de permitir um deslocamento horizontal livre na base, também foi possível afastar a superfície potencial de ruptura do tardo do muro. A lubrificação foi realizada tanto nos muros com face de blocos como nos muros com face envelopada, nos quais foram avaliadas as tensões no reforço, empuxo horizontal no tardo, deslocamentos horizontais da face e deslocamentos verticais na superfície do terrapleno, em condição de base livre (muros N° 1, N° 2, N° 3, N° 4, N° 5 e N° 6). Deve-se ter em conta que em condição de base livre lubrificada e considerando a sobrecarga máxima aplicada de 100 kPa, o modelo físico com faceamento com inclinação próxima à vertical pode representar o comportamento de um muro de solo reforçado de uma altura aproximada de 7m.



Figura 3.11. Lubrificação da base com sanduíche de borracha e graxa de teflon.

### 3.2.5. Compactação

A compactação foi feita após lançamento de cada camada de areia de 20 cm de espessura. Em todos os modelos físicos foi realizada uma compactação leve, para o qual foi utilizada uma placa vibratória (Tabela 3.5) com uma tensão vertical induzida de 8 kPa.

Tabela 3.5. Equipamento de compactação leve: Placa vibratória (Saramago, 2002).

Placa vibratória	
Características técnicas	Fotografia
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Código: LF-81</li> <li>• Motor: Honda GX 160 (a gasolina)</li> <li>• Potência: 5,5 HP</li> <li>• Peso estático: 80 kg</li> <li>• Frequência de vibração: 5800 vpm</li> <li>• Rotação: 3600 rpm</li> <li>• Capacidade do tanque de combustível: 3,6 l</li> <li>• Velocidade de trabalho: 1,3 km/h</li> <li>• Dimensão da base: 420 x 595 mm</li> </ul>	

### 3.2.6. Sistema de aplicação de sobrecarga

A sobrecarga foi aplicada após final de construção dos muros no topo da última camada de solo compactada e nivelada (superfície do terrapleno). O sistema inclui bolsas de ar de PVC (Figura 3.12) que transmitem uma pressão de carregamento uniforme em toda a superfície do material de aterro até um valor máximo de sobrecarga de 100 kPa. No caso de carregamento constante em toda a superfície do muro foi utilizada a bolsa de ar grande A aplicação de pressão nas bolsas, é garantida por um compressor modelo CSL20BR/200L (Figura 3.13 a). O carregamento é controlado por manômetros industriais de aço inoxidável com glicerina, que possuem resolução de 2 kPa (Figura 3.13 b) com um valor de pressão máxima de 200 kPa. Este tipo de manômetros garantem a precisão e exatidão da aplicação de pressão a cada estágio de carregamento.

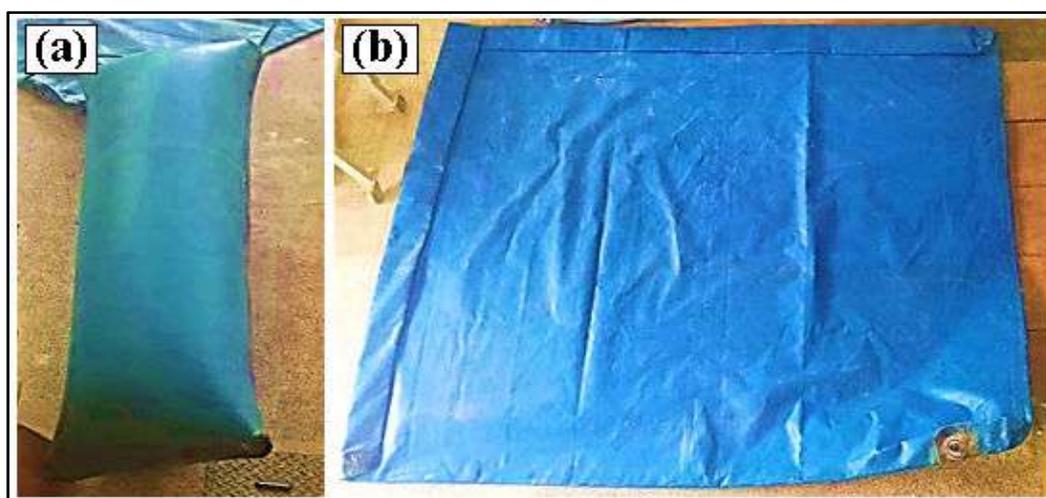


Figura 3.12. Bolsas de ar de PVC: (a) pequena de 0,65 m x 2,00 m, (b) grande de 3,00 m x 2,00 m.

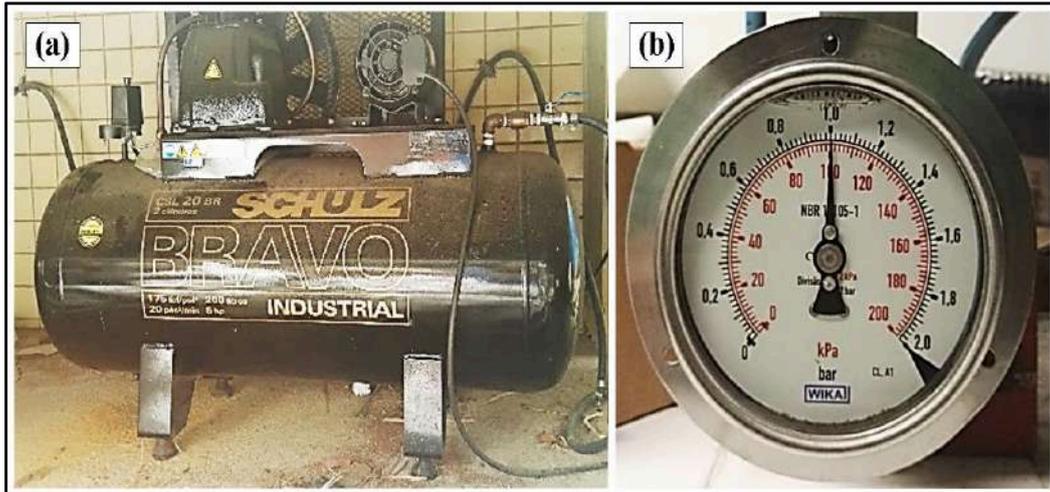


Figura 3.13. (a) Compressor, (b) Manômetro.

O sistema de reação para aplicação da sobrecarga (Figura 3.14) é composto por três vigas I de 10” instaladas no topo da caixa e 13 vigas I de 3” colocadas transversalmente às vigas maiores sobre pranchas de madeira no topo do muro. Além disso foram fixados verticalmente em ambos os lados da caixa do modelo seis tirantes Dywidag ST85/105 (Tensão de ruptura de 105 kg/mm<sup>2</sup> e escoamento de 85 kg/mm<sup>2</sup>) de 32mm diâmetro, os quais, foram aparafusados nos extremos de cada viga maior. No espaçamento vertical entre as vigas I, para garantir uma adequada transmissão de forças de reação, foram colocados pranchões de madeira ao longo do eixo das vigas maiores e acima deles três peças de madeira colocadas transversalmente e simetricamente (Figura 3.14 e 3.15).



Figura 3.14. Sistema de reação para aplicação de sobrecarga.



Figura 3.15. Vista frontal do sistema de reação para aplicação da sobrecarga no caso do muro com face envelopada.

### 3.2.7. Sistema de aquisição de dados

A aquisição de dados foi realizada por meio do equipamento Data Logger 34970A e o software Agilent BenchLink Data Logger 3 da companhia Keysight Technologies (Figura 3.16). O referido equipamento é de fácil conexão ao computador mediante diferentes interfaces, e o software permite monitorar os diferentes instrumentos e fazer leituras estabelecidas em tempo real. Ao final de cada leitura, todos os dados foram prontamente exportados a uma planilha de Excel. De um total de 60 canais, foram utilizados 39 canais para o caso de muros com face de blocos mais dois canais adicionais quando foi necessário utilizar 3 bolsas de ar para carregamento variável, e 36 canais no caso de muros com face envelopada.

Para a monitoração dos instrumentos, após sua colocação e instalação no decorrer construtivo dos muros, estes foram ligados a um painel de conexão localizado na direita da caixa do modelo físico. Este painel de conexão exibe um esquema de conexão dos 60 canais (Figura 3.17) em três grupos, devido a que foram utilizadas três fontes de alimentação (Figura 3.18) para manter a estabilização da tensão elétrica dos instrumentos, a qual tinha um valor de: 4V para as células de carga, 10V para os CTT'S e LVDT's, e 27.5V para os MDV's e os transdutores de pressão colocados na saída das bolsas de ar.

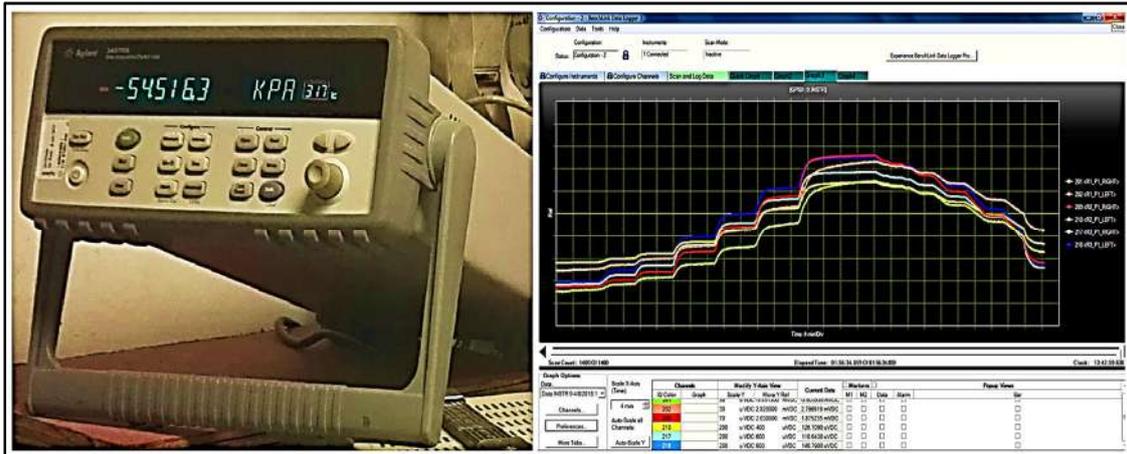


Figura 3.16. Sistema de aquisição de dados: Data Logger e Software para monitoração.

<b>CPT 1 - CPT2</b>	<b>CPT3</b>	<b>LVD1 1 - LVD1 2</b>	<b>LVD1 3</b>
101/102	103/104	105/106	107/108
-----	-----	-----	-----
109/110	111/112	113/114	115/116
-----	-----	<b>R1 P1</b>	<b>R1 P2</b>
117/118	119/120	201/202	203/204
<b>R1 P3</b>	<b>R1 P4</b>	<b>R2 P1</b>	<b>R2 P2</b>
205/206	207/208	209/210	211/212
<b>R2 P3</b>	<b>R2 P4</b>	<b>R3 P1</b>	<b>R3 P2</b>
213/214	215/216	217/218	219/220
<b>R3 P3</b>	<b>R3 P4</b>	-----	-----
301/302	303/304	305/306	307/308
-----	<b>MDV 1 - MDV 2</b>	<b>MDV 3 - MDV 4</b>	<b>MDV 5</b>
309/310	311/312	313/314	315/316
-----	<b>BOLSA DE AR</b>	-----	-----
-----	317/318	319/320	-----

Voltagem dos conectores de cada instrumentação		
<span style="background-color: orange; border: 1px solid black; padding: 2px;">10 V</span>	<span style="background-color: yellow; border: 1px solid black; padding: 2px;">4 V</span>	<span style="background-color: blue; border: 1px solid black; padding: 2px;">27.5 V</span>

Figura 3.17. Esquema de conexão de instrumentos para monitoramento por meio de canais visualizados no Data Logger e no software de monitoração.

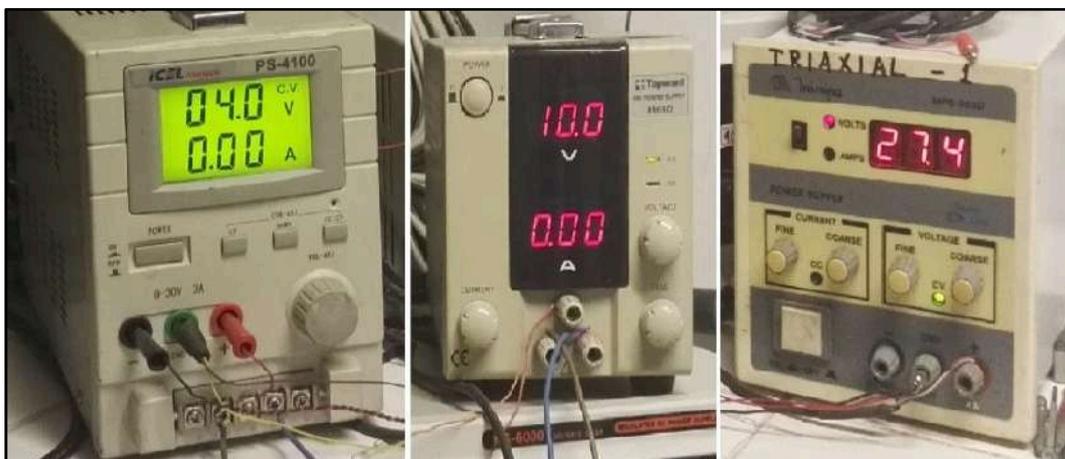


Figura 3.18. Fontes de alimentação dos instrumentos.

### 3.3. Instrumentação

Os MSRs foram monitorados durante todo o processo de construção e posterior aplicação de sobrecarga (carregamento e descarregamento), tendo-se medido: (1) tensões ao longo do comprimento dos reforços; (2) empuxo horizontal do solo no tardo da face do muro (face posterior de blocos); (3) deslocamento horizontal da face do muro e (4) deslocamento vertical na superfície do terrapleno. Para tal foram instalados: Células de carga (Figura 3.19), células de tensão total “CTT” (Figura 3.21), transformadores diferenciais variáveis lineares “LVDT’s” (Figura 3.22) e medidores hidráulicos de recalque denominados por Saramago (2002) como módulos de deslocamento vertical “MDV’s” (Figura 3.24).

Para medir a tensão mobilizada nos reforços, foram utilizadas um total de 24 células de carga distribuídas ao longo das três camadas de geogrelha. Cada reforço foi dividido em quatro pontos nos quais foram instaladas de maneira simétrica duas células de carga, uma no lado esquerdo e outra no lado direito (Figura 3.20). No Apêndice A, apresentam-se os resultados das tensões medidas em cada camada de reforço correspondente aos diferentes testes realizados. Todas as células de carga foram calibradas antes do início dos ensaios e os resultados de calibração são mostrados no Apêndice B.1. As células de carga com menor linearidade foram colocadas nos pontos 3 e 4 do reforço, devido que nesses trechos final dos reforços as tensões são baixas. Já os pontos 1 e 2 são aqueles onde ocorrem as máximas tensões mobilizadas nos reforços e se requer, portanto, maior precisão no monitoramento das tensões. Além disso, é importante ressaltar, que todos os modelos físicos foram construídos permitindo durante a construção e aplicação da sobrecarga liberdade de deslocamento horizontal na base dos blocos. Portanto, não houve necessidade de instalação de células de carga para monitoramento de tensões na base.

As células de tensão total, responsáveis de medir a tensão horizontal do solo na face do muro, foram colocados em três camadas de solo (Camada N° 2, 4 e 6). Cada célula de tensão total tinha um diâmetro externo de 20 cm e uma superfície de detecção de pressão de 16 cm de diâmetro. A instalação deste instrumento foi na face posterior dos blocos centrais correspondentes à camada acima do reforço. Antes de começar os ensaios, cada CTT foi calibrada na câmara de pressão. Os resultados de cada calibração são mostrados no Apêndice B.2.

Os LVDT's permitiram monitorar os deslocamentos horizontais da face dos muros. Cada LDVT foi colocado na face dos blocos centrais instrumentados com CTT's a uma altura correspondente de 0,3 m (camada de solo N° 2), 0,7 m (camada de solo N° 4) e 1,1 m (camada de solo N° 6) desde a base do muro. A Figura 3.23 mostra uma vista lateral e uma vista em elevação da colocação de LVDT's na face de blocos nos muros construídos.



Figura 3.19. Célula de carga.

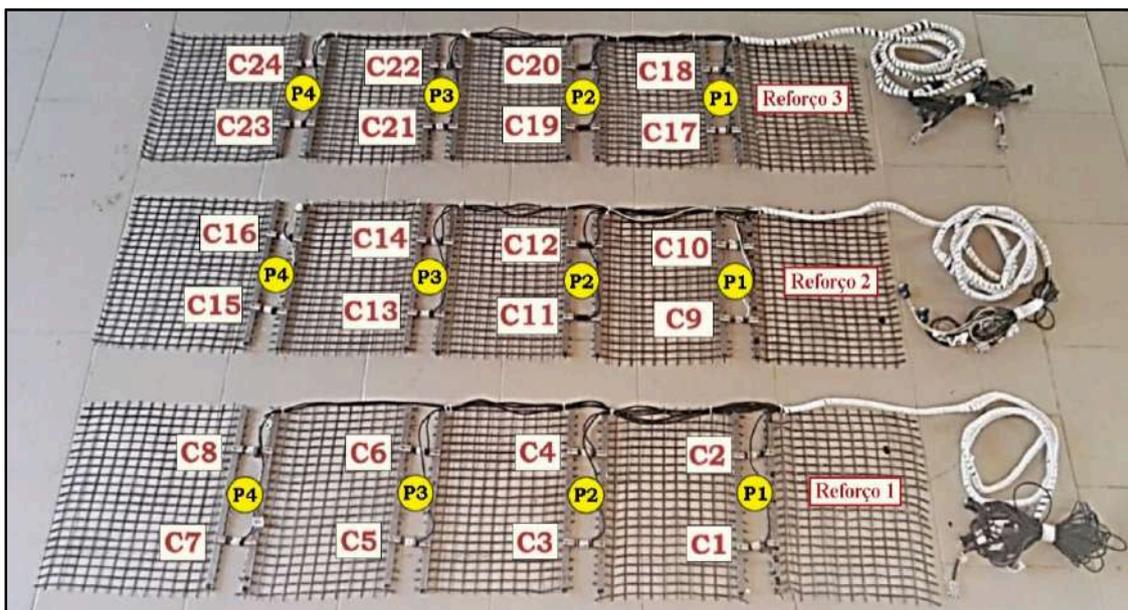


Figura 3.20. Distribuição de células de carga nos três reforços geossintéticos.



Figura 3.21. CTT instalado na face posterior dos blocos de concreto.



Figura 3.22. LVDT.

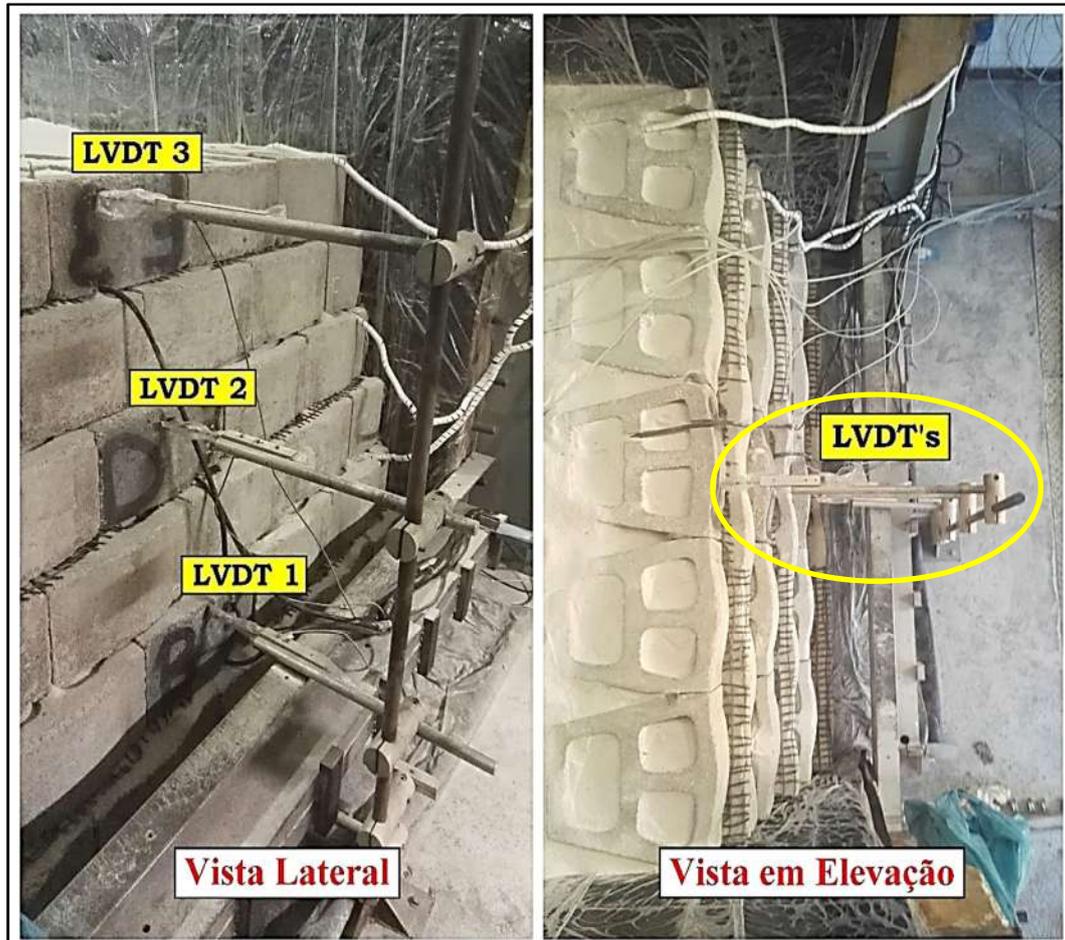


Figura 3.23. Vista lateral e em elevação de LVDT's para medição de deslocamentos horizontais no caso de muros com face de blocos.

Para medir os deslocamentos verticais no topo do muro, os MDV's (Figura 3.24a) foram instalados ao final da construção na última camada do material de aterro, a uma distância da face de 0,15 m, 0,60 m, 1,05 m, 1,50 m e 1,95 m. Geralmente os resultados do MDV colocado ao final são descartados por ser o que tem menor linearidade e por ficar muito próximo ao fundo. Cada MDV é monitorado por um transdutor de pressão que registra qualquer movimentação vertical na célula acrílica que contém mercúrio.

Finalmente, para monitorar a pressão de carregamento aplicada, foi utilizado um transdutor de pressão ligada a duas mangueiras de poliuretano responsáveis por levar o ar comprimido à bolsa de ar (Figura 3.24b)

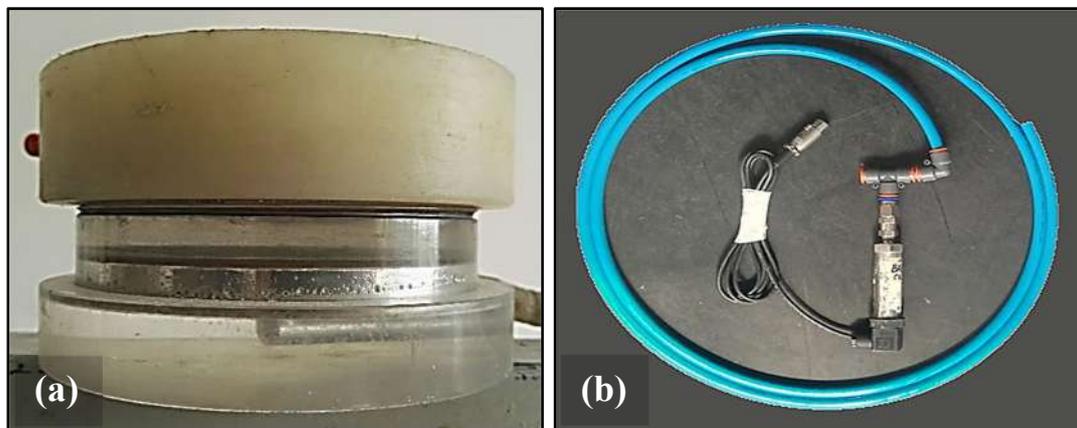


Figura 3.24. (a) Módulo de deslocamento vertical - MDV, (b) Transdutor de pressão com mangueira de poliuretano.

### 3.4. Estudo experimental

O estudo experimental abarcou a construção de oito muros (5 muros com face de blocos e 3 muros com face envelopada), os quais foram identificados segundo ordem de construção do N° 1 ao N° 8. Na Tabela 3.6 é apresentada as características principais de cada ensaio. A construção dos muros N° 1 (Figura 3.25), N° 2 (Figura 3.26) e N° 3 (Figura 3.27) tinham como objetivo avaliar o efeito da inclinação de face em muros com face de blocos (inclinação “ $\omega$ ” de 17°, 15° e 20° com a vertical). Com a finalidade de avaliar o efeito de uma sobrecarga mais representativa em muros com faceamento inclinado (15°), foram construídos os muros N° 4 (Figura 3.29) e N° 5 (Figura 3.31), nos quais foram aplicados diferentes formas de carregamento. Foi realizado um artifício geométrico que permitiu obter uma modelagem de carregamento com três sobrecargas uniformemente distribuídas na superfície do topo do muro para cada caso. Buscou-se representar através dessa sobrecarga um muro com mais 5 metros acima da zona monitorada (pressão de carregamento máxima de 100kPa). No muro N°4 a sobrecarga aplicada foi a 22 cm da face e com três valores de carregamento máximo diferentes: 33 kPa, 67 kPa e 100 kPa (Figura 3.28). Já no muro N° 5 a sobrecarga aplicada foi junto à face e com valores de carregamento máximo de 25 kPa, 75 kPa e 100 kPa (Figura 3.30). Além disso, para formar um conjunto de estruturas que permitam avaliar o efeito combinado da inclinação e rigidez da face, da resistência na base foram construídos três muros adicionais de face

envelopada: muro N° 6 (Figura 3.32), N° 7 (Figura 3.33) e N° 8 (Figura 3.34Figura 3.32). Diferentemente de todos os muros, os dois últimos foram construídos sem lubrificar a base. Todos os resultados dos ensaios realizados possibilitaram realizar comparações e complementar os estudos realizados por Mirmoradi (2015).

Tabela 3.6. Características de montagem dos modelos físicos.

Muro	Condição de Base	Tipo de Face	Inclinação de Face com a vertical ( $\omega^\circ$ )	Compactação	Aplicação de Sobrecarga
1	Livre lubrificada	Blocos modulares de concreto	17°	Placa vibratória	(a)
2	Livre lubrificada	Blocos modulares de concreto	15°	Placa vibratória	(a)
3	Livre lubrificada	Blocos modulares de concreto	20°	Placa vibratória	(a)
4	Livre lubrificada	Blocos modulares de concreto	15°	Placa vibratória	(b)
5	Livre lubrificada	Blocos modulares de concreto	15°	Placa vibratória	(c)
6	Livre lubrificada	Envelopada	20°	Placa vibratória	(a)
7	Livre não lubrificada	Envelopada	20°	Placa vibratória	(a)
8	Livre não lubrificada	Envelopada	15°	Placa vibratória	(a)

Nota: (a) Carregamento Qt, (b) Carregamento Q1, (c) Carregamento Q2.

Note-se que na Tabela 3.6 são apresentados três tipos de aplicação de sobrecarga. O tipo “(a)” de carregamento foi utilizado na maioria dos testes realizados nesta pesquisa e em todas as pesquisas anteriores de modelagem física de MSRG, corresponde a uma sobrecarga retangular constante e uniformemente aplicada em toda a superfície do topo do muro desde o tardoz até o fundo, e com uma pressão máxima de carregamento de 100 kPa. Este carregamento foi denominado como “Qt” e foi aplicado nos muros N° 1, 2, 3, 6, 7 e 8. O tipo “(b)” de carregamento denominado “Q1”, corresponde a uma sobrecarga variável a uma pequena distância da face (22cm) conforme mostrado na Figura 3.28 e o tipo “(c)” de carregamento denominado “Q2”, corresponde a uma sobrecarga variável junto a face conforme apresentado na Figura 3.30. Os estágios de carregamento (de 0 kPa a 100 kPa) correspondente à aplicação de sobrecarga em cada muro são mostrados na Tabela 3.7, Tabela 3.8, Tabela 3.9 e Tabela 3.10. As leituras dos instrumentos foram correspondentes aos valores estabilizados ao final de construção e ao final de cada estágio de carga.

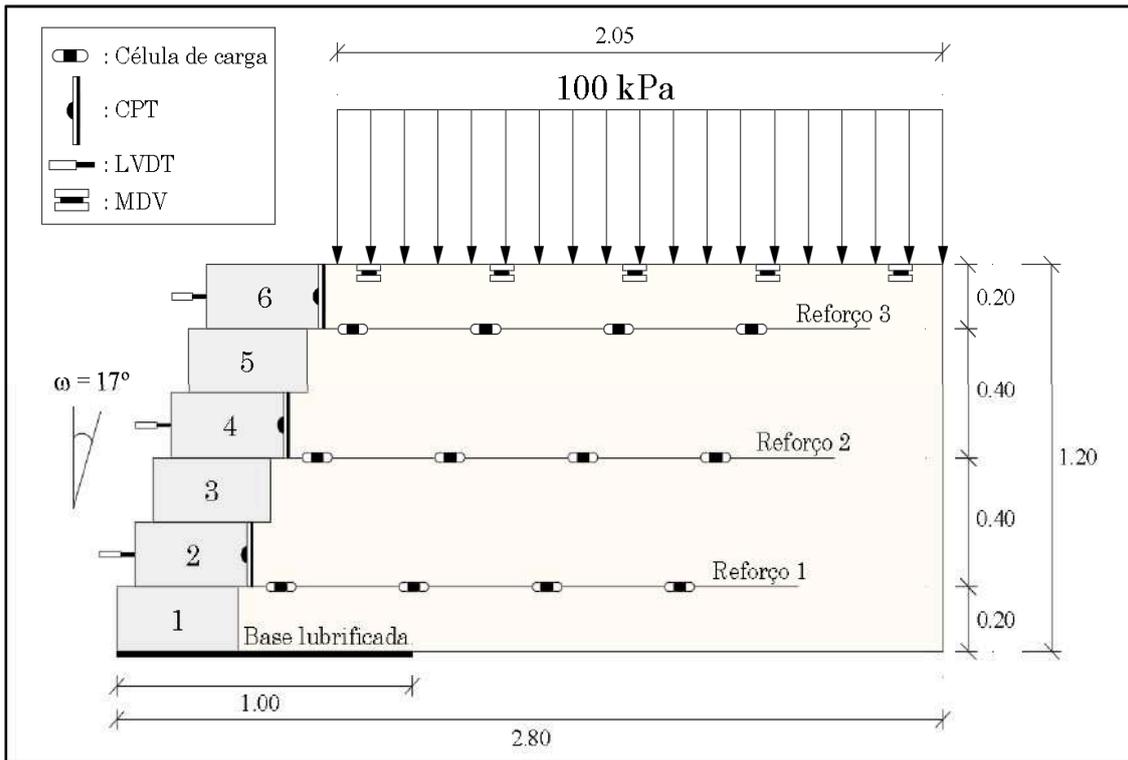


Figura 3.25. Esquema de montagem do Muro N° 1.

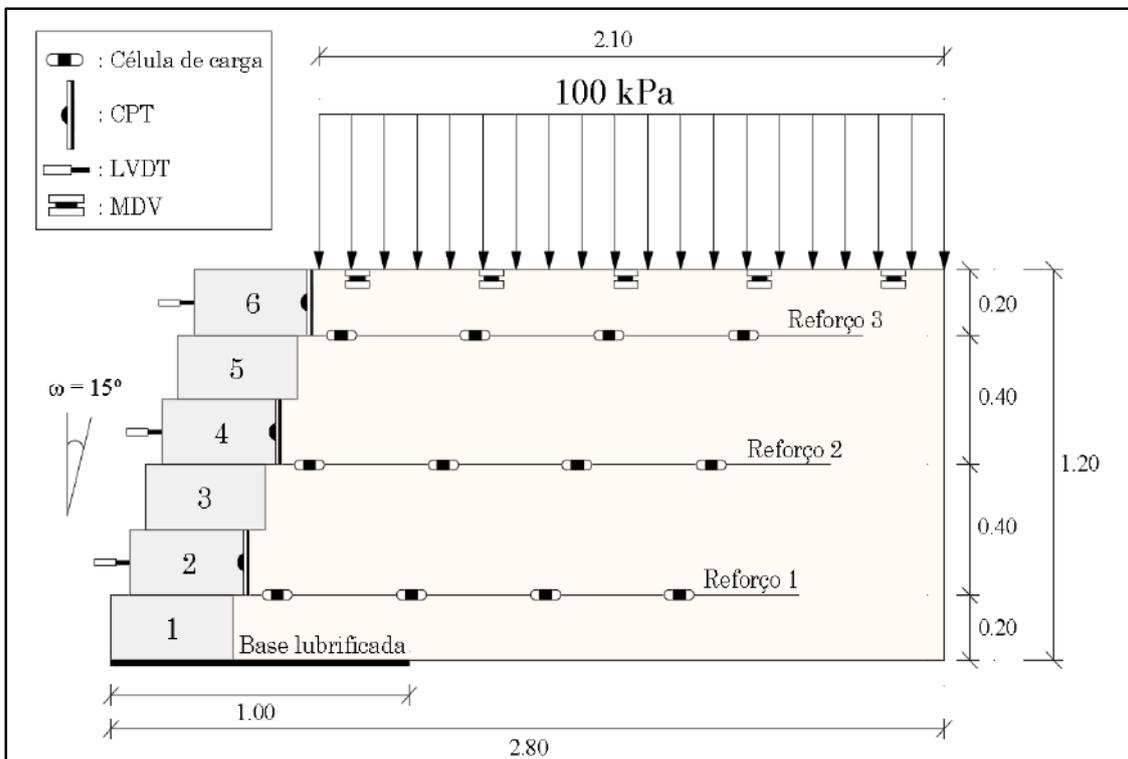


Figura 3.26. Esquema de montagem do Muro N° 2.

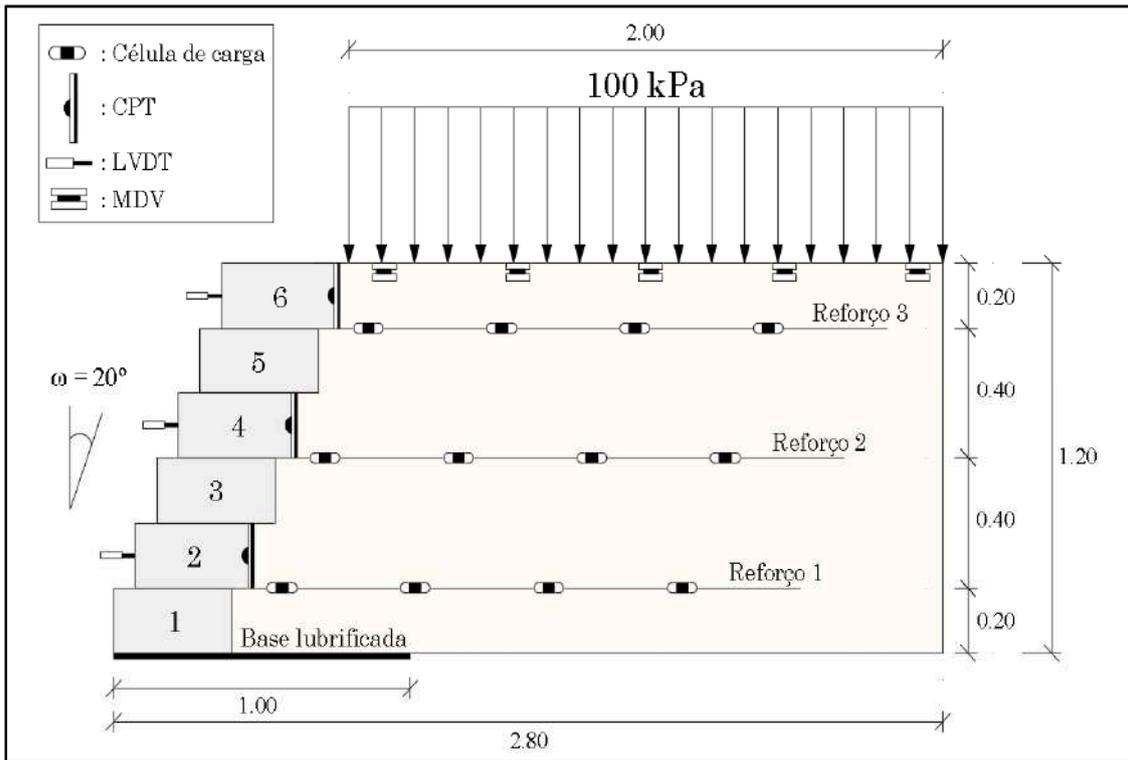


Figura 3.27. Esquema de montagem do Muro N° 3.

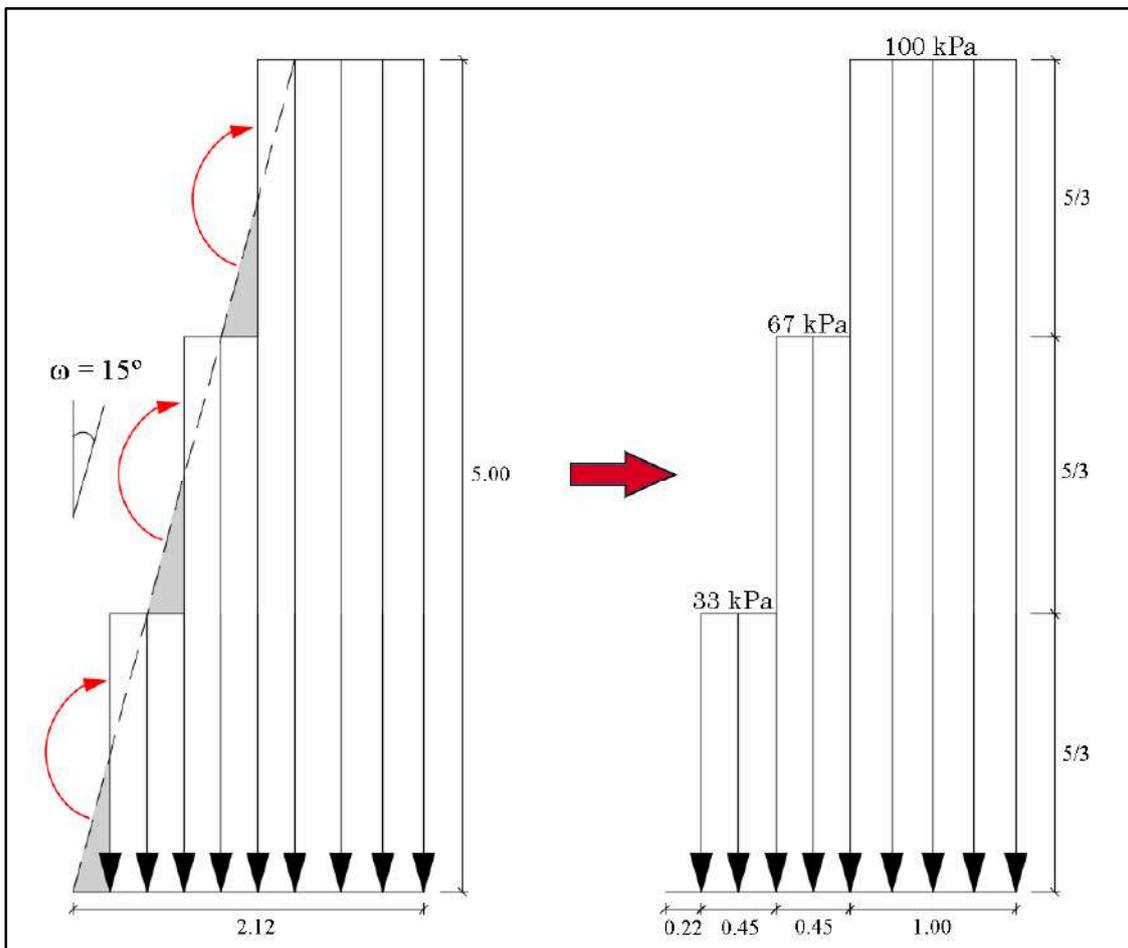


Figura 3.28. Modelagem de carregamento do Muro N° 4.

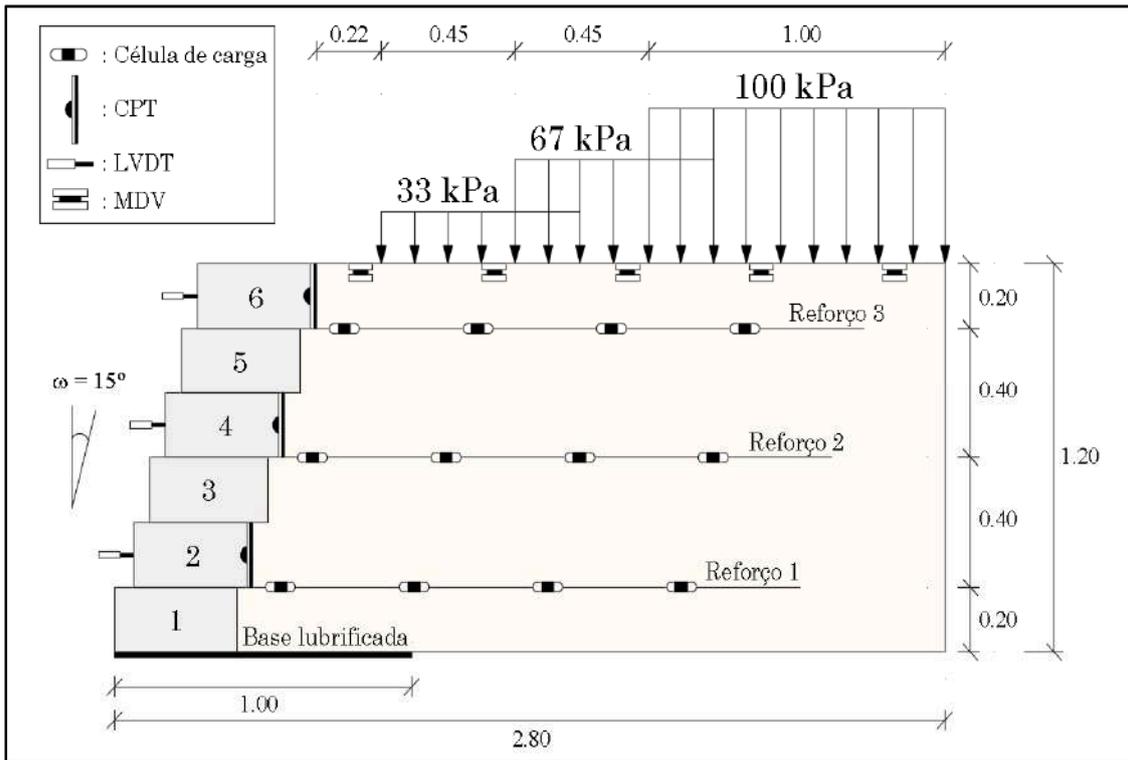


Figura 3.29. Esquema de montagem do Muro N° 4.

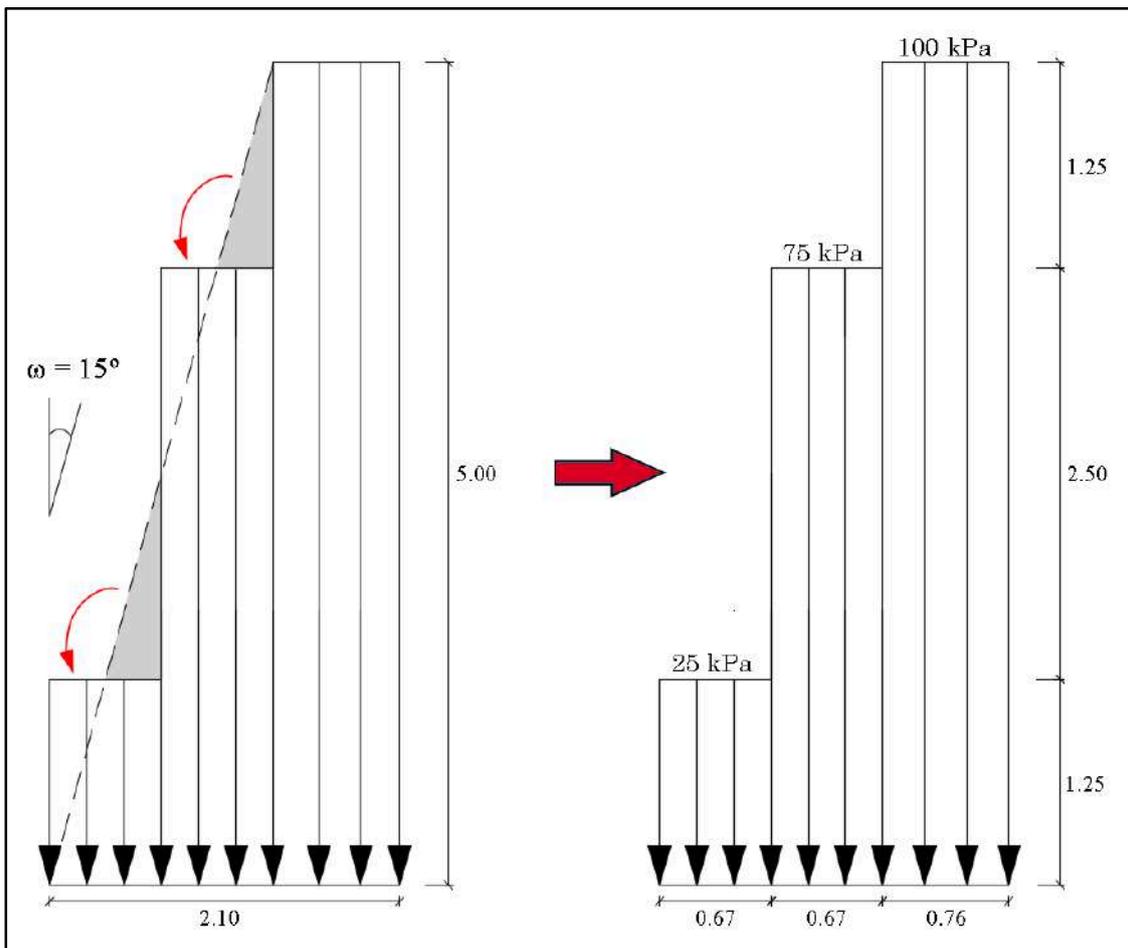


Figura 3.30. Modelagem de carregamento do Muro N° 5.

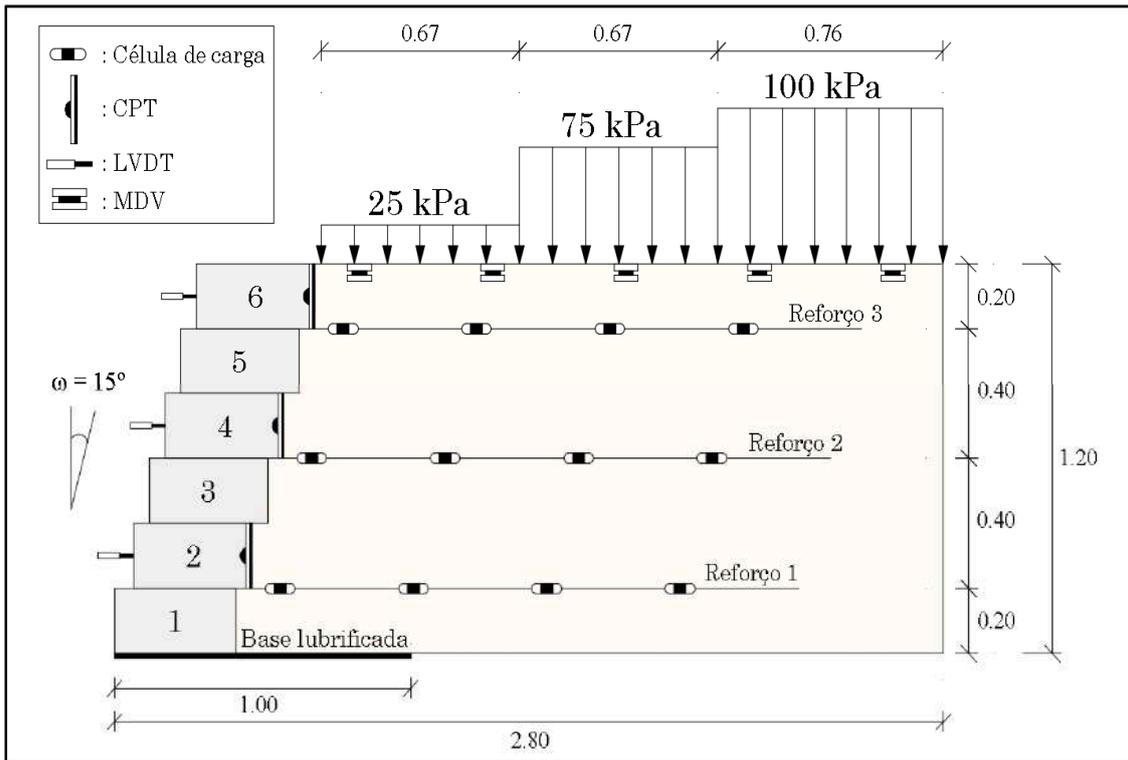


Figura 3.31. Esquema de montagem do Muro N° 5.

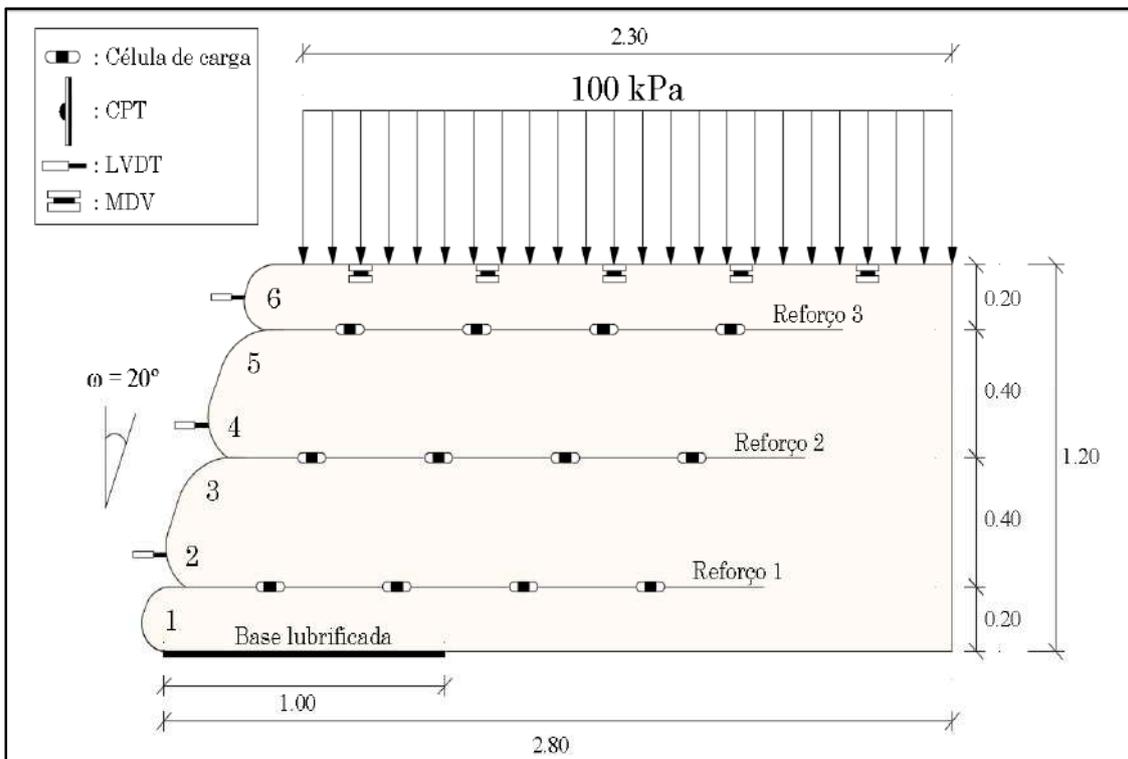


Figura 3.32. Esquema de montagem do Muro N° 6.

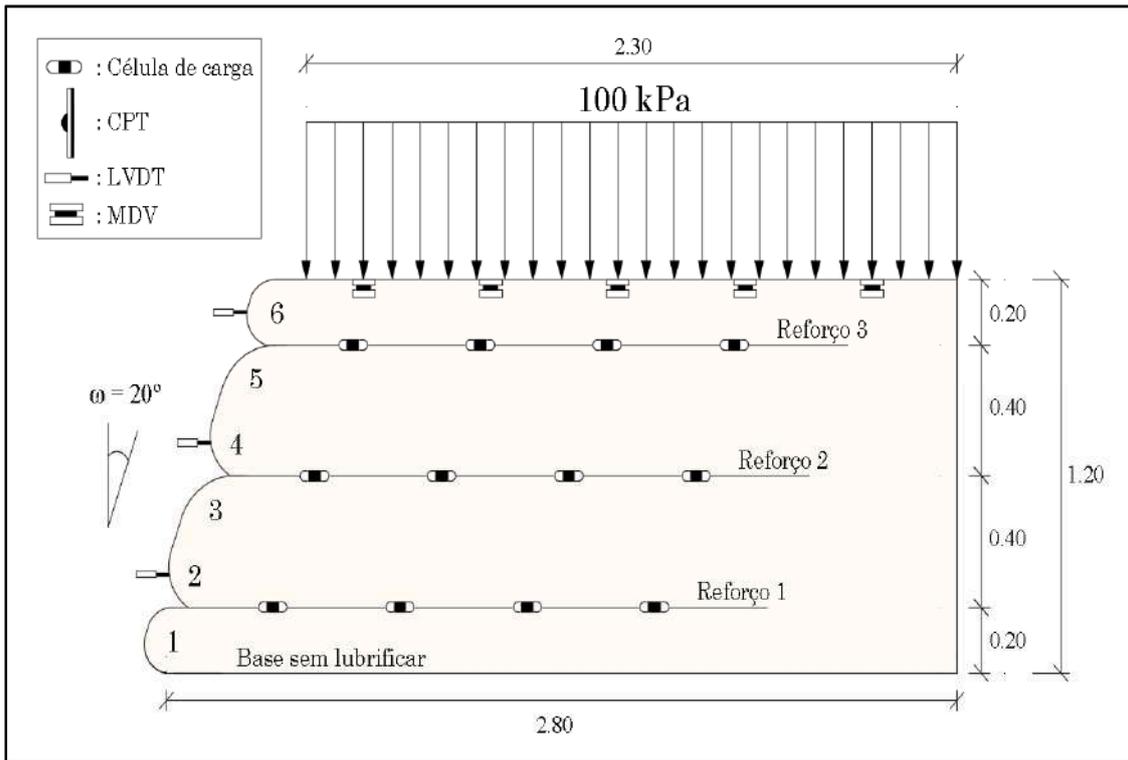


Figura 3.33. Esquema de montagem do Muro N° 7.

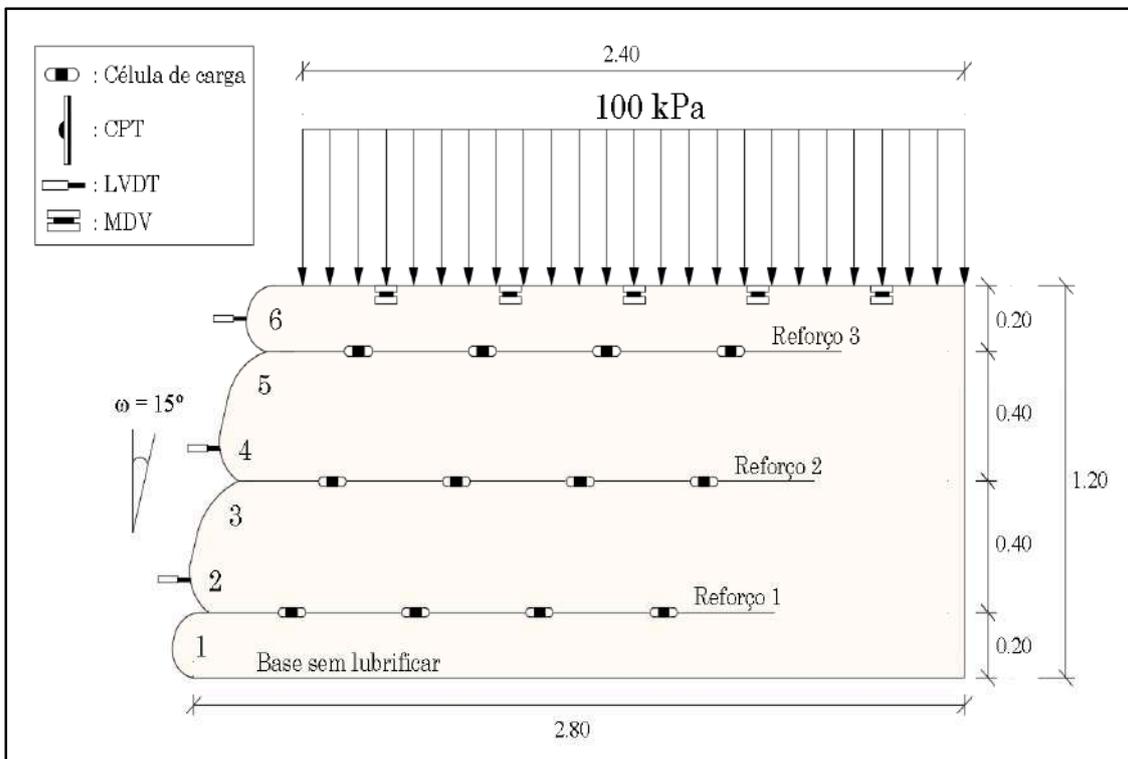


Figura 3.34. Esquema de montagem do Muro N° 8.

Tabela 3.7. Estágios de carregamento – Muros N° 1, 2, 3.

Estágio N°	Pressão de carregamento (kPa)
	P1
1	10
2	20
3	30
4	40
5	50
6	60
7	70
8	80
9	90
10	100

Tabela 3.8. Estágios de carregamento – Muro N° 4.

Estágio N°	Muro N° 4		
	Pressão de carregamento (kPa)		
	P1	P2	P3
1	6.6	13.4	20
2	13.2	26.8	40
3	19.8	40.2	60
4	26.4	53.6	80
5	33.0	67.0	100

Tabela 3.9. Estágios de carregamento – Muro N° 5.

Estágio N°	Muro N° 5		
	Pressão de carregamento (kPa)		
	P1	P2	P3
1	5	15	20
2	10	30	40
3	15	45	60
4	20	60	80
5	25	75	100

Tabela 3.10. Estágios de carregamento – Muro N° 6, 7 e 8.

Estágio N°	Pressão de carregamento (kPa)
	P1
1	20
2	40
3	60
4	80
5	100

## CAPÍTULO IV

### 4. Apresentação, avaliação e discussão de Resultados

Neste capítulo, são apresentados e discutidos os resultados obtidos através das modelagens físicas de MSRGS (oito muros construídos com processo de compactação leve,  $\sigma'_{zc,i} = 8\text{kPa}$ ). Buscou-se verificar os efeitos da inclinação e rigidez do faceamento, resistência na base e sobrecarga aplicada no comportamento destas estruturas em condições de trabalho.

Os resultados medidos nos modelos físicos, foram cotejados com os resultados experimentais de Mirmoradi (2015) em muros com iguais características de reforço geossintético e material de enchimento, e com os valores calculados utilizando os métodos Allen e Bathurst (2015), Ehrlich e Mirmoradi (2016), Simplificado AASHTO (2017) e Wang *et al.* (2018). Buscou-se verificar a acurácia desses métodos em representar as diferentes condições analisadas no presente estudo.

#### 4.1. Efeito da inclinação da face

O efeito da inclinação da face foi avaliado através de cotejamentos dos resultados obtidos nos modelos físicos N° 1 (Figura 3.25), N° 2 (Figura 3.26), N° 3 (Figura 3.27), N° 6 (Figura 3.32) e também em três muros construídos por Mirmoradi (2015) com as mesmas características de material de aterro, tipo e espaçamento do reforço, processo de compactação leve e aplicação da sobrecarga: (1) Muro com face de blocos com  $\omega=6^\circ$  e condição de base livre, (2) Muro com face envelopada com  $\omega=6^\circ$  e base lubrificada, e (3) Muro com face envelopada com  $\omega=15^\circ$  e base lubrificada. Todos os modelos físicos avaliados foram carregados em condição de base livre e lubrificada.

#### Tensão no Reforço

Na Figura 4.1, apresentam-se os resultados obtidos pela monitoração dos muros com face de blocos e base livre. Observa-se que ao final de construção, com exceção do muro com inclinação de face  $\omega=20^\circ$ , quanto maior foi a inclinação da face com a vertical, menor se apresentou o somatório de tensões máximas mobilizadas nos reforços ( $\Sigma T_{\text{máx}}$ ).

Isto é consistente com Dantas e Ehrlich (2001), Guedes (2004), Huang *et al.* (2010), Rowshanzamir e Aghayarzadeh (2016), Rahmouni *et al.* (2016), Eddine e Mekki (2017) e Zhang *et al.* (2018). O valor de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  aumentou com a aplicação da sobrecarga, apresentando-se crescente com a inclinação da face com a vertical ao final de carregamento (100 kPa). Nesta condição o incremento de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  foi em 3% (mudança de  $\omega=6^\circ$  a  $\omega=15^\circ$ ), 9% (mudança de  $\omega=6^\circ$  a  $\omega=17^\circ$ ) e 23% (mudança de  $\omega=6^\circ$  a  $\omega=20^\circ$ ).

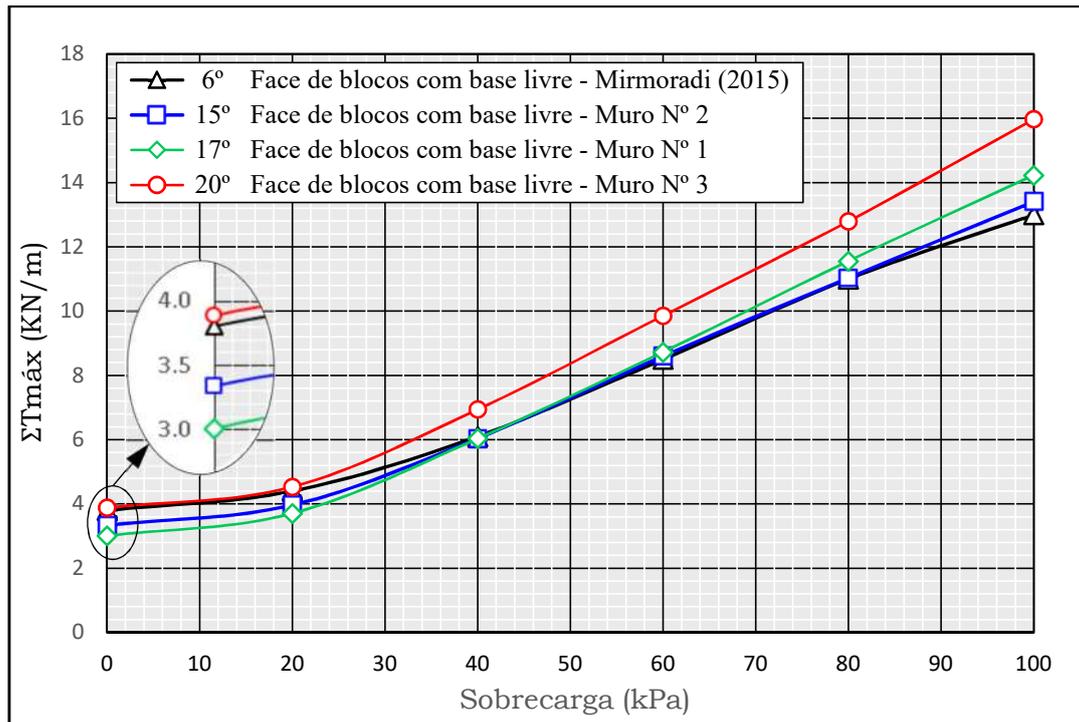


Figura 4.1. Somatório de tensões máximas nos reforços em muros com face de blocos e base livre durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega = 6^\circ, 15^\circ, 17^\circ$  e  $20^\circ$ ).

Na Figura 4.2, apresentam-se os resultados obtidos pela monitoração dos muros com face envelopada e base livre. Observa-se que tal qual verificado nos muros com face de blocos, mantém-se a tendência de que quanto maior é a inclinação de face com a vertical, menor é o  $\Sigma T_{\text{máx}}$  ao final de construção. Durante a aplicação da sobrecarga, o  $\Sigma T_{\text{máx}}$  do muro com  $\omega=15^\circ$  apresentou-se inferior aos valores observados no muro com  $\omega=6^\circ$  (menor em 14% ao final de construção e 9% ao final de carregamento). No entanto, observa-se que no muro com  $\omega=20^\circ$ , o valor de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  ultrapassou o valor observado nos muros com  $\omega=6^\circ$  e  $\omega=15^\circ$  com diferenças cada vez maiores até o final do carregamento, condição na qual o  $\Sigma T_{\text{máx}}$  foi maior em 24% e 36% que o valor nos muros com  $\omega=6^\circ$  e  $\omega=15^\circ$ , respectivamente.

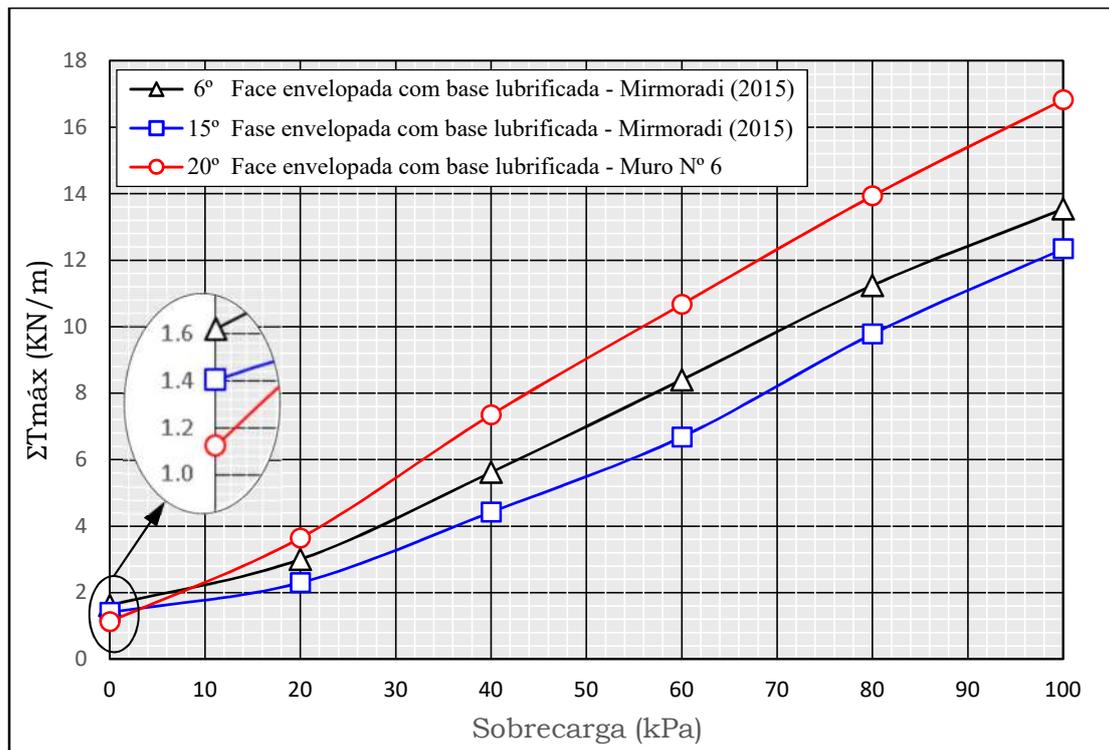


Figura 4.2. Somatório de tensões máximas nos reforços em muros com face envelopada e base livre durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega = 6^\circ, 15^\circ$  e  $20^\circ$ ).

Ressalta-se que no caso de muros com face inclinada e base lubrificada (face em blocos ou envelopada), o mecanismo de ruptura desenvolvido na massa do solo reforçada é mais complexo do que em muros com faceamento vertical ou com inclinações de face próximas à vertical. Por tanto, os modelos tal como foram desenvolvidos no laboratório podem representar uma condição diversa da verificada em campo (vide Figura 4.3), isto é, o procedimento de lubrificação levou ao afastamento da base da superfície potencial de ruptura, eliminando o atrito na interface base do muro – solo de fundação, e incrementando a massa de solo da cunha ativa em relação aos muros com face inclinada sem base lubrificada.. Tal condição poderia explicar o porquê ao final de construção os valores medidos de  $\Sigma T_{máx}$  do muro com faceamento em blocos com  $\omega=20^\circ$  terem se apresentado superiores aos valores obtidos nos demais muros (Figura 4.1). No entanto, no caso dos muros com  $\omega=6^\circ$ ,  $\omega=15^\circ$  e  $\omega=17^\circ$ , os valores de  $\Sigma T_{máx}$  apresentaram-se conforme esperado (crescente com a verticalização dos muros). Quanto ao observado ao final de carregamento, os resultados apresentaram-se fora do esperado no muro com face envelopada com  $\omega=20^\circ$  (Figura 4.2) e em todos os muros com faceamento em blocos, nos quais foi verificado que os valores de  $\Sigma T_{máx}$  foram decrescentes com a verticalização do muro (Figura 4.1). Estudos complementares se fazem necessários para um maior entendimento desse comportamento.

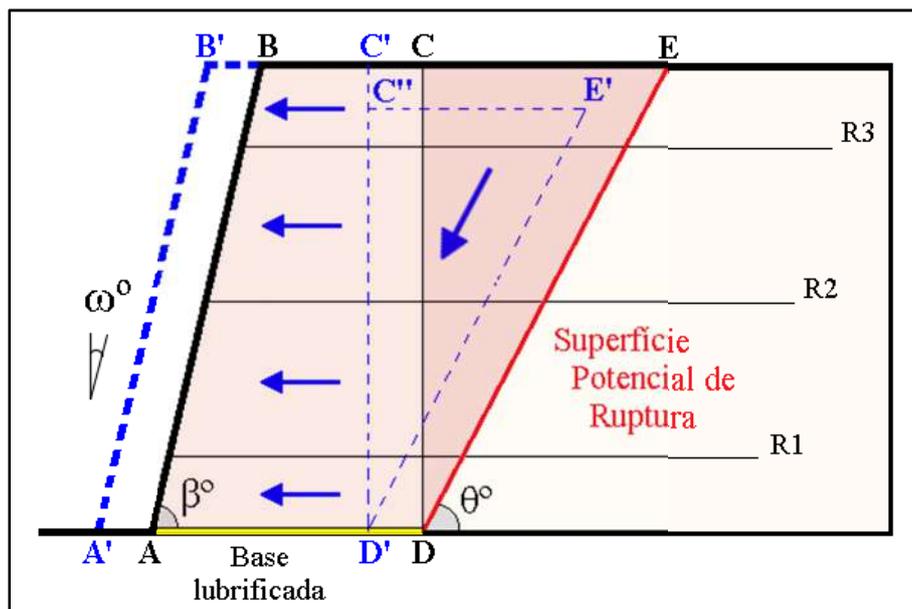


Figura 4.3. Superfície potencial de ruptura em muros com base lubrificada.

Na Figura 4.4 e Figura 4.5, apresenta-se, para muros com face de blocos (base livre) sob diferentes inclinações, valores de  $T_{máx}$  em cada camada de reforço medidos ao final de construção e final de carregamento, respectivamente. Em ambos os casos, observa-se que independentemente da inclinação de face, o  $T_{máx}$  aumentou com a profundidade, sendo o incremento mais preponderante no trecho correspondente à metade inferior da altura do muro ( $\Delta T_{máx_{3-2}} < \Delta T_{máx_{2-1}}$ ). Além disso, o  $T_{máx}$  mobilizado na camada de reforço próxima à base do muro, foi maior quanto maior foi a inclinação de face com a vertical. Nessa camada de reforço, ao final de construção, o acréscimo do  $T_{máx}$  foi de 4% e 14% para um aumento de  $9^\circ$  (mudança de  $\omega=6^\circ$  a  $\omega=15^\circ$ ) e  $14^\circ$  (mudança de  $\omega=6^\circ$  a  $\omega=20^\circ$ ), respectivamente. Já ao final de carregamento, o referido acréscimo de  $T_{máx}$  no fundo foi de 23% e 47%. Da análise conjunta, pode-se afirmar que o incremento do  $T_{máx}$  durante a aplicação da sobrecarga no reforço ( $\Delta T_{máx}$ ) aumentou com a profundidade independentemente da inclinação da face.

Na Figura 4.6 e Figura 4.7 apresenta-se, para muros com face envelopada (base livre) sob diferentes inclinações, valores do  $T_{máx}$  em cada camada de reforço medidos ao final de construção e final de carregamento, respectivamente. Em relação ao ocorrido para os muros com face de blocos, em ambos os casos, as diferenças na variação do  $T_{máx}$  entre o trecho superior e inferior do muro foram menos significativas. Ao final de construção, os muros com  $\omega=6^\circ$  e  $\omega=15^\circ$  apresentaram comportamentos opostos quanto à distribuição do  $T_{máx}$  com a profundidade (as tensões desceram e crescem,

respectivamente). Já o muro com  $\omega=20^\circ$  apresentou um aumento do  $T_{\text{máx}}$  no trecho superior e uma diminuição no trecho inferior (redução do  $T_{\text{máx}}$  no fundo do muro). Ao final do carregamento, o  $T_{\text{máx}}$  aumenta com a profundidade nos muros com maiores inclinações de face com a vertical, porém, no muro mais verticalizado ( $\omega=6^\circ$ ) observa-se uma redução do  $T_{\text{máx}}$  na metade superior da altura do muro. Similarmente aos muros com faceamento em blocos, da análise conjunta das figuras referidas, pode-se afirmar que o incremento do  $T_{\text{máx}}$  durante a aplicação da sobrecarga no reforço ( $\Delta T_{\text{máx}}$ ) aumentou com a profundidade independentemente da inclinação da face.

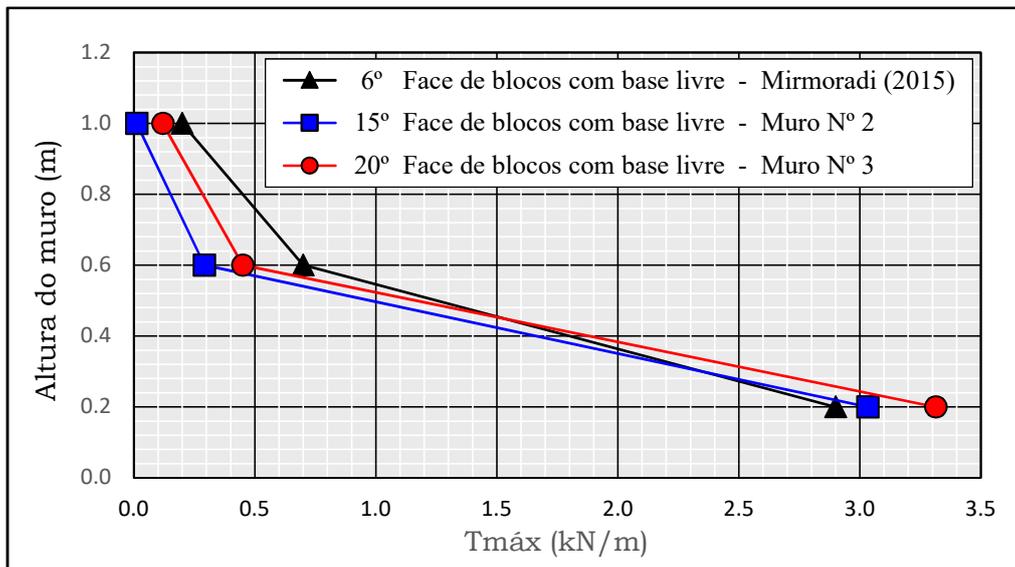


Figura 4.4. Valores da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face de blocos e base livre ao final de construção ( $\omega = 6^\circ, 15^\circ$  e  $20^\circ$ ).

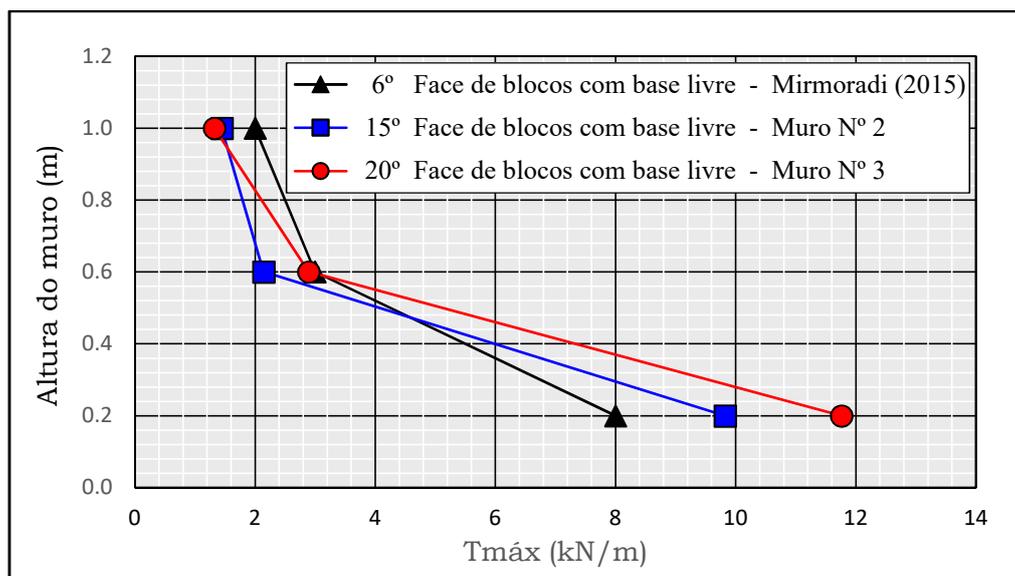


Figura 4.5. Valores da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face de blocos e base livre ao final de carregamento ( $\omega = 6^\circ, 15^\circ$  e  $20^\circ$ ).

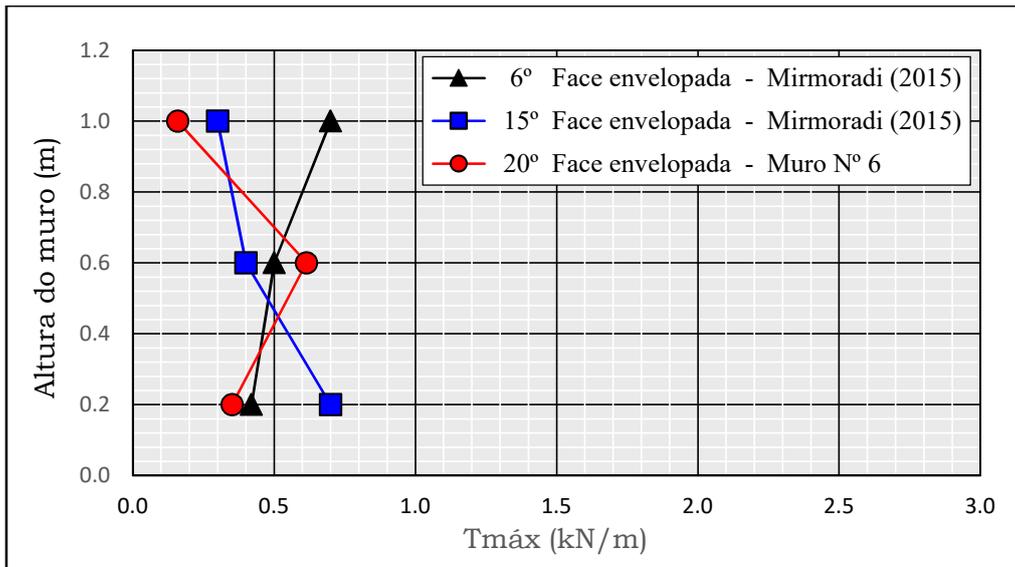


Figura 4.6. Valores da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face envelopada e base livre ao final de construção ( $\omega = 6^\circ, 15^\circ$  e  $20^\circ$ ).

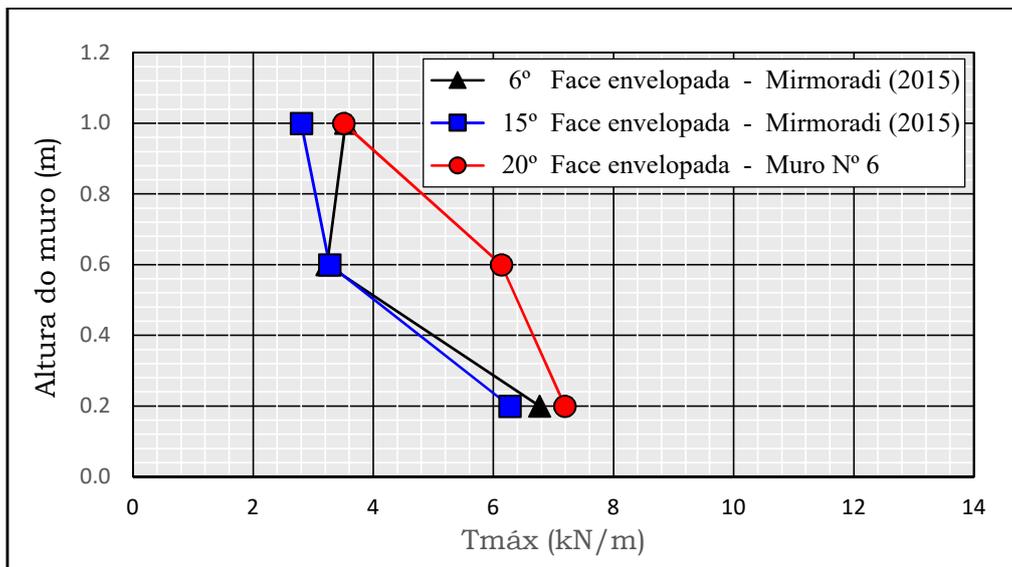


Figura 4.7. Valores da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face envelopada e base livre ao final de carregamento ( $\omega = 6^\circ, 15^\circ$  e  $20^\circ$ ).

### Empuxo do solo na face do muro

A Figura 4.8 apresenta, para muros com inclinação da face  $\omega=15^\circ$  e  $20^\circ$  com base livre, valores de empuxo horizontal normalizado do solo na face posterior dos blocos medidos próximo à base do muro (CTT 1). Independentemente da inclinação da face, verifica-se que o empuxo horizontal do solo apresenta valores inferiores ao estado ativo de Rankine em muros com face vertical. Porém, para o muro com menor inclinação da face com a vertical observaram-se valores mais elevados. Isto é consistente com os resultados apresentados por Mirmoradi (2015) para muros com  $\omega=6^\circ$  e  $15^\circ$  em condições

de base fixa, no entanto, nessa condição os valores apresentaram-se mais próximos entre si. Ao final de construção, as diferenças nos resultados observados nos muros com inclinação  $\omega=15^\circ$  e  $20^\circ$  chegou a 267%. Já, ao final do carregamento, esta diferença foi de 100%.

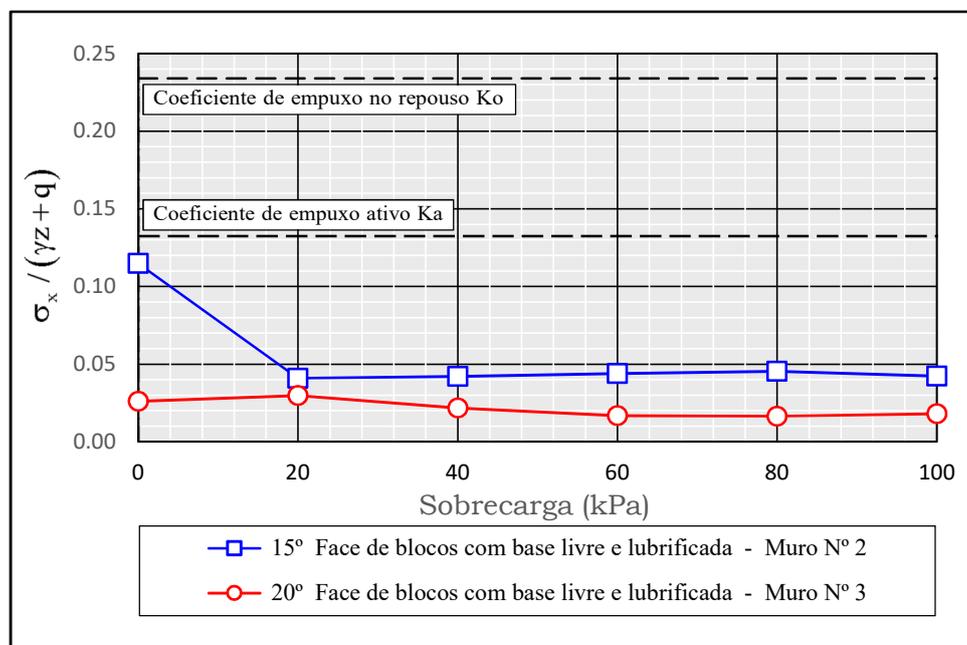


Figura 4.8. Coeficiente de empuxo horizontal do solo próximo à base (CTT1) em muros com face de blocos e base livre ao final de construção e durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega = 15^\circ$  e  $20^\circ$ ).

A Figura 4.9 apresenta, para muros com inclinação da face  $\omega=15^\circ$  e  $20^\circ$  com base livre, valores de empuxo horizontal normalizado do solo na face posterior dos blocos medidos no topo do muro (CTT 3). Para o caso do muro com menor inclinação da face com a vertical ( $\omega=15^\circ$ ), verifica-se um valor menor ou igual que o coeficiente de empuxo ativo “ $K_a$ ” para muros com face vertical. Diferentemente no caso do muro com  $\omega=20^\circ$ , tem-se um valor entre o coeficiente de empuxo no repouso “ $K_o$ ” e o coeficiente de empuxo ativo “ $K_a$ ” para muros verticais desde sobrecargas de 10 kPa a 40 kPa aproximadamente, e a partir de então valores inferiores à referida condição ativa entre 40 kPa e 100 kPa. Comparativamente entre os muros avaliados, apresentaram-se valores superiores no muro com maior inclinação de face com a vertical ( $\omega=20^\circ$ ) desde o final de construção até a metade do carregamento total (50 kPa), e valores superiores no muro com menor inclinação de face com a vertical ( $\omega=15^\circ$ ) desde 50 kPa até o final de carregamento (100 kPa). A variação de valores de empuxo entre os muros com diferente inclinação de face foi de 38% ao final de construção e 33% ao final do carregamento.

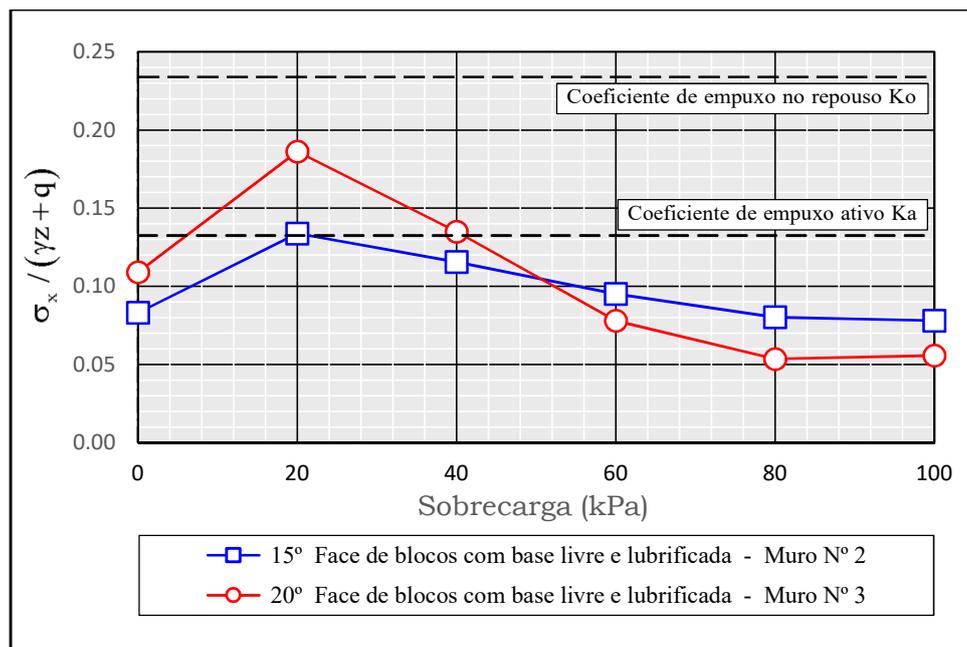


Figura 4.9. Coeficiente de empuxo horizontal do solo próximo ao topo (CTT3) em muros com face de blocos e base livre ao final de construção e durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega = 15^\circ$  e  $20^\circ$ ).

### Deslocamento horizontal da face

Na Figura 4.10, apresenta-se o incremento médio de deslocamento horizontal da face ( $\Delta H_{\text{médio}}$ ) em muros com face de blocos com diferentes inclinações de face. Observa-se que os valores medidos de  $\Delta H_{\text{médio}}$  diminuíram com o aumento da inclinação da face com a vertical. Ao final de carregamento, esta referida atenuação de deslocamentos horizontais foi de 33% para uma mudança de  $\omega=6^\circ$  a  $\omega=15^\circ$  e 39% para uma mudança de  $\omega=6^\circ$  a  $\omega=20^\circ$ . Do mesmo modo, o muro com  $\omega=6^\circ$  apresentou um  $\Delta H_{\text{médio}}$  menor em 7% em comparação ao  $\Delta H_{\text{médio}}$  teórico para muros verticais com face em blocos, o qual foi calculado utilizando o procedimento proposto por Wu *et al.* (2013). Durante o carregamento, os muros com maiores inclinações de face com a vertical ( $\omega=15^\circ$  e  $20^\circ$ ) apresentaram valores do  $\Delta H_{\text{médio}}$  próximos entre si até uma pressão de 40 kPa.

O método analítico de Wu *et al.* (2013) foi desenvolvido para muros com face vertical ( $\omega=0^\circ$ ), sendo válida para MSRSG com uma relação  $L/H \geq 0,7$  (L: Comprimento do reforço e H: Altura do muro). O método apresenta equações de cálculo para muros com face rígida (face de blocos modulares de concreto) e flexível (face envelopada). Para o muro com faceamento em blocos foi utilizada a equação simplificada ignorando o efeito do atrito entre a face posterior do bloco e o solo. Os deslocamentos foram calculados para

cada estágio de carregamento, após final de construção, tomando os valores da tensão máxima no reforço obtidos experimentalmente nos testes N° 3 para face de blocos e N° 6 para face envelopada. Estes muros são inclinados ( $\omega=20^\circ$ ), para consistência dos resultados os valores da tensão máxima no reforço determinados experimentalmente foram corrigidos pelo fator de inclinação de face " $\Phi_{fb}$ " formulado empiricamente por Allen e Bathurst (2001).

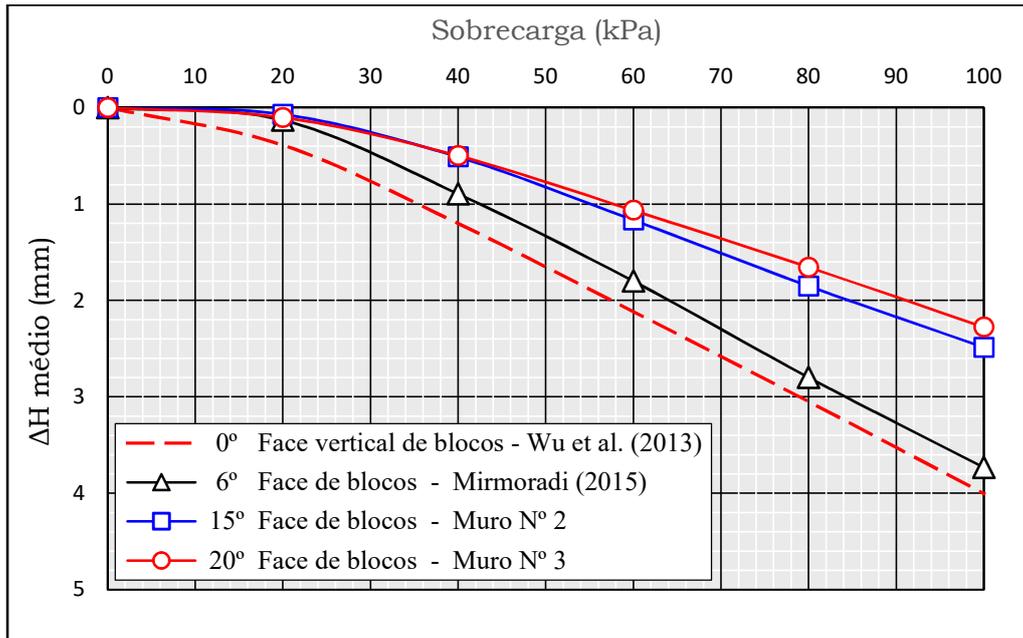


Figura 4.10. Incremento médio de deslocamento horizontal da face em muros com face de blocos e base livre durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega = 0^\circ, 6^\circ, 15^\circ$  e  $20^\circ$ ).

Na Figura 4.11, apresenta-se o incremento médio de deslocamento horizontal da face ( $\Delta H_{\text{médio}}$ ) em muros com face envelopada com diferentes inclinações de face. Similarmente aos muros com faceamento em blocos, o  $\Delta H_{\text{médio}}$  cresce com a verticalização dos muros (diminuição com o aumento da inclinação da face com a vertical). A atenuação de deslocamentos horizontais da face ao final de carregamento foi de 11% e 24% para um incremento de inclinação da face com a vertical de  $9^\circ$  ( $\omega=6^\circ$  a  $\omega=15^\circ$ ) e  $14^\circ$  ( $\omega=6^\circ$  a  $\omega=20^\circ$ ), respectivamente. Da mesma maneira, o muro com  $\omega=6^\circ$  apresentou um  $\Delta H_{\text{médio}}$  menor em 6% em comparação ao  $\Delta H_{\text{médio}}$  teórico para muros verticais de face envelopada, o qual foi calculado utilizando o procedimento proposto por Wu *et al.* (2013).

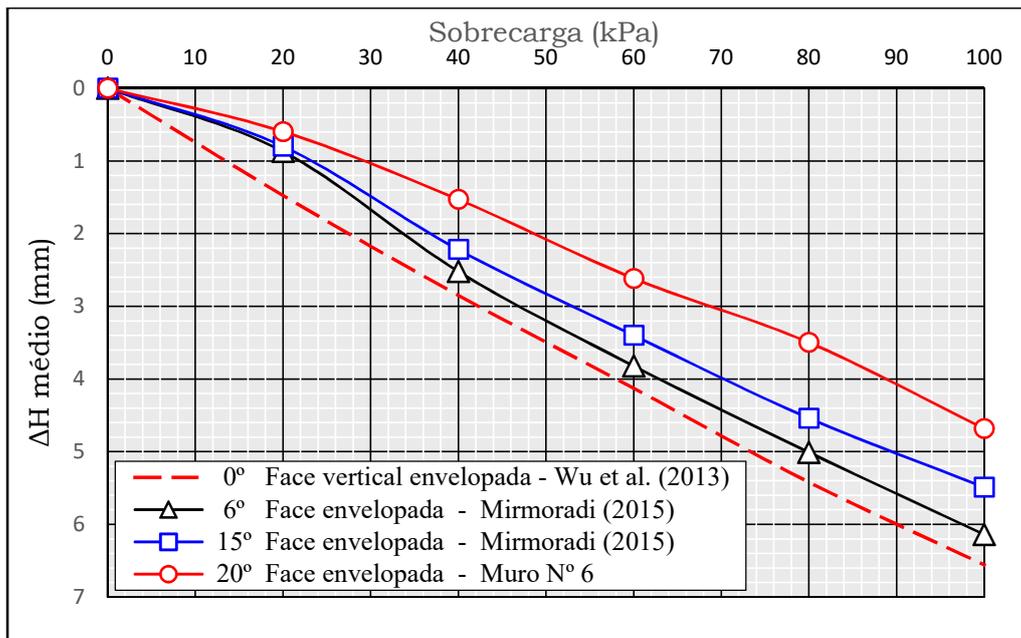


Figura 4.11. Incremento médio de deslocamento horizontal da face em muros com face envelopada e base livre durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega = 0^\circ, 6^\circ, 15^\circ$  e  $20^\circ$ ).

Em resumo, os resultados indicaram que, independentemente do tipo de face (rígida ou flexível), quanto maior é o ângulo de inclinação da face com a vertical, menores são os deslocamentos horizontais da face. Esta premissa é concordante com os resultados mostrados por Dantas e Ehrlich (2001), Guedes (2004), Rowshanzamir e Aghayarzadeh (2016) e Eddine e Mekki (2017). Além disso, comparando os resultados da Figura 4.10 e Figura 4.11, infere-se que independentemente do ângulo de inclinação da face, o  $\Delta H_{\text{médio}}$  apresentou-se mais elevado nos muros com face envelopada em relação aos valores de  $\Delta H_{\text{médio}}$  determinados nos muros com face em blocos.

### Deslocamento vertical na superfície do terrapleno

Na Figura 4.12, apresenta-se o incremento de deslocamento vertical na superfície do terrapleno ( $\Delta V_{\text{médio}}$ ) durante a aplicação da sobrecarga em muros com face de blocos com  $\omega=15^\circ$  e  $\omega=20^\circ$  em condição de base livre. Em ambos os muros, os maiores deslocamentos verticais apresentaram-se próximos ao tardo do muro, sendo o recalque mais elevado verificado no muro mais verticalizado (superior em 20% ao final do carregamento a uma distância de 15cm do tardo do muro). No entanto, nos trechos mais afastados da face, o muro com menor inclinação da face com a vertical apresentou maiores deslocamentos verticais no terrapleno (diferença média de 30% ao final de carregamento).

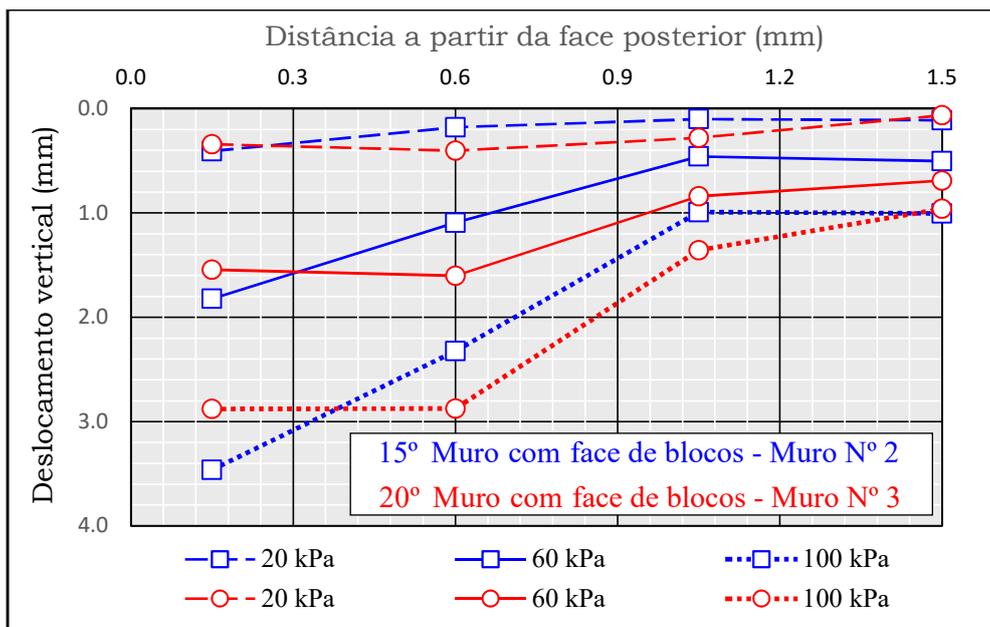


Figura 4.12. Incremento de deslocamento vertical na superfície do terrapleno em muros com face de blocos ( $\omega=15^\circ$  e  $20^\circ$ ) e base livre durante o carregamento (estágios de 20 kPa, 60 kPa e 100 kPa).

#### 4.2. Efeito da inclinação da face e resistência na base

O efeito acoplado da inclinação da face e restrições à movimentação da base foi analisado com base nos resultados dos modelos físicos N° 2 (Figura 3.26), N° 6 (Figura 3.32), N° 7 (Figura 3.33), N° 8 (Figura 3.34). Utilizaram-se também nas análises os resultados de quatro muros construídos por Mirmoradi (2015) com as mesmas características de material de aterro, compactação, tipo e espaçamento dos reforços e, sobrecarga: (1) Muro com face de blocos com  $\omega=6^\circ$  e condição de base livre, (2) Muro com face de blocos com  $\omega=6^\circ$  e condição de base fixa, (3) Muro com face de blocos com  $\omega=15^\circ$  e condição de base fixa, e (4) Muro com face envelopada com  $\omega=15^\circ$  e base lubrificada.

#### Tensão no Reforço

Na Figura 4.13, apresentam-se valores de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  medidos em muros com face de blocos com e sem restrição da base. Observa-se que independentemente da inclinação da face, a restrição à movimentação da base pela fixação da mesma levou a reduções no valor de  $\Sigma T_{\text{máx}}$ , tanto ao final de construção como durante a aplicação de sobrecarga. A redução do  $\Sigma T_{\text{máx}}$  ao final de construção foi de 67% e 66% para muros com  $\omega=6^\circ$  e  $\omega=15^\circ$ , respectivamente. Durante a fase do carregamento, o efeito de redução de tensões

decorrente da resistência na base foi mais pronunciado nos muros com maior inclinação da face com a vertical ( $\omega=15^\circ$ ). Ao final de carregamento, independentemente da fixação ou não da base, os valores de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  foram mais elevados nos muros mais verticalizados ( $\omega=6^\circ$ ) com uma variação de 3% e 15% nos muros com base livre e fixa, respectivamente.

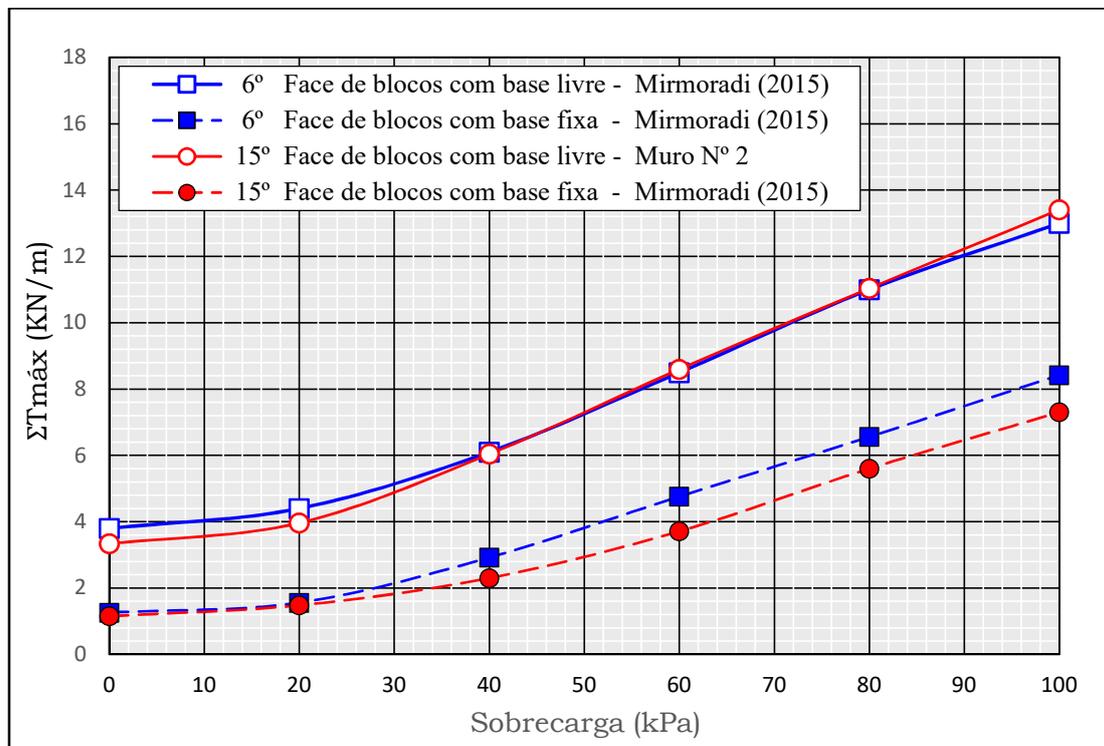


Figura 4.13. Somatório de tensões máximas nos reforços em muros com face de blocos (base livre e fixa) durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega = 6^\circ$  e  $15^\circ$ ).

Na Figura 4.14, apresentam-se valores de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  medidos em muros com face envelopada com e sem lubrificação da base. Observa-se que a restrição à movimentação da base pela não lubrificação levou a reduções no valor de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  durante a aplicação de sobrecarga. Este efeito se verificou independentemente da inclinação da face, tendo sido mais pronunciado nos muros com maior inclinação da face com a vertical ( $\omega=20^\circ$ ). Ao final de construção, o valor de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  nos muros com  $\omega=15^\circ$  foi superior em 25% em relação aos muros com  $\omega=20^\circ$ . Comparativamente, nos muros com a mesma inclinação da face, mas com diferente condição de base (lubrificada e não lubrificada) apresentaram valores de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  próximos entre si em razão da restrição à movimentação da face durante a construção.

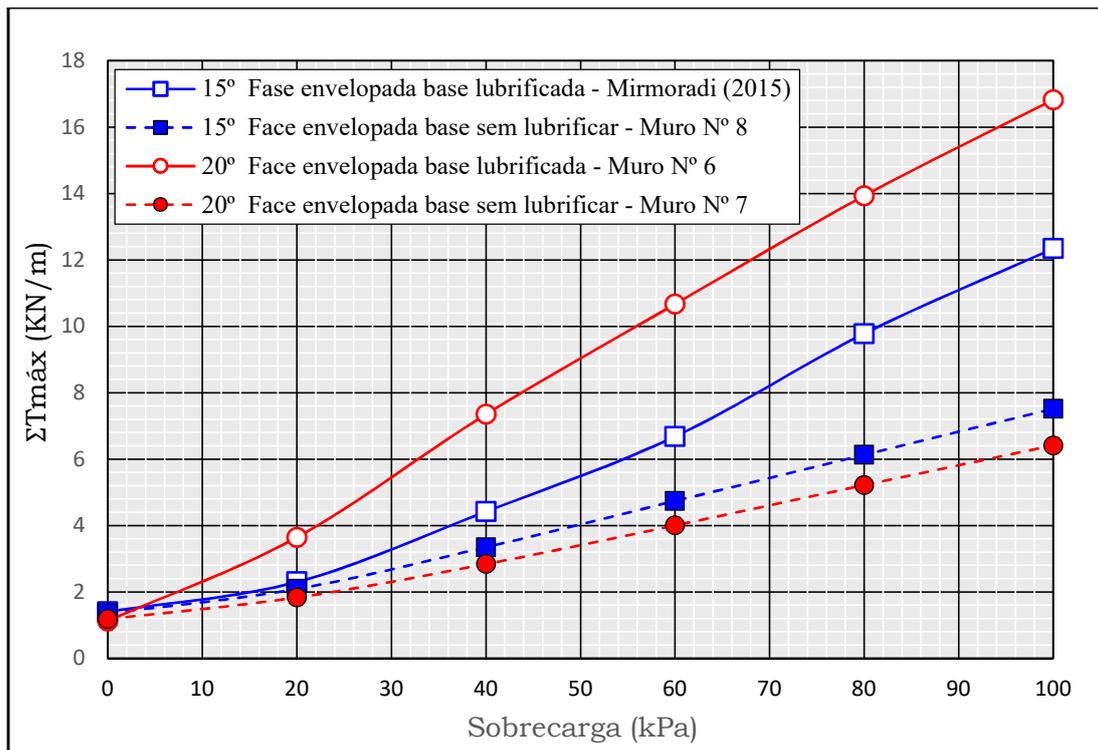


Figura 4.14. Somatório de tensões máximas nos reforços em muros com face envelopada (base lubrificada e não lubrificada) durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega = 15^\circ$  e  $20^\circ$ ).

Na Figura 4.15, apresentam-se valores medidos por Mirmoradi (2015) do  $T_{m\acute{a}x}$  nas camadas de reforços em muros com faceamento em blocos e condição de base fixa sob diferentes inclinações de face. Nota-se, para muros com face  $\omega=6^\circ$ , que durante a fase de carregamento, o incremento de  $T_{m\acute{a}x}$  nas camadas superiores de reforço se apresentaram próximos entre si ( $\Delta T_{m\acute{a}x_2} \approx \Delta T_{m\acute{a}x_3}$ ). Já na camada próxima à base ( $\Delta T_{m\acute{a}x_1}$ ) foi mais elevado. No caso do muro com face  $\omega=15^\circ$ , o  $\Delta T_{m\acute{a}x}$  variou nas camadas superiores, mas similarmente ao muro com face  $\omega=6^\circ$ , o valor mais elevado do  $\Delta T_{m\acute{a}x}$  foi observado no reforço próximo à base. Entre ambos os casos, o muro com maior inclinação de face com a vertical ( $\omega=15^\circ$ ) apresentou maior  $\Delta T_{m\acute{a}x}$  no fundo. Ao final de construção verificou-se que, independentemente da inclinação de face, a distribuição do  $T_{m\acute{a}x}$  com a profundidade foi, em linhas gerais, a mesma. O valor mais elevado de  $T_{m\acute{a}x}$  ocorreu na segunda camada (intermediária). Este resultado é consistente com o observado por Huang *et al.* (2010) e Leshchinsky e Vahedifard (2012). Por outro lado, independentemente da inclinação do muro, a redução de  $T_{m\acute{a}x}$  observada na primeira camada de reforço ao final de construção, desapareceu com o acréscimo do carregamento, isto é, o  $T_{m\acute{a}x}$  mobilizado na camada de reforço próximo à base aumentou em 549% e 754% para  $\omega=6^\circ$  e  $\omega=15^\circ$ , respectivamente.

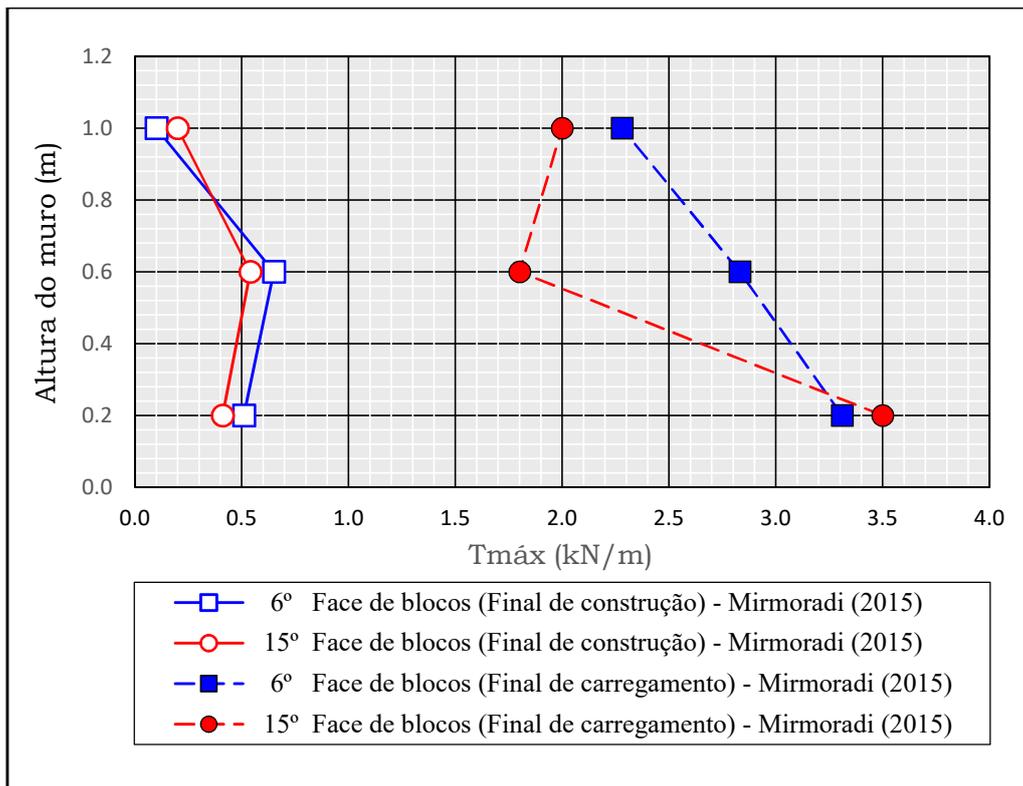


Figura 4.15. Valores da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face de blocos e base fixa ao final de construção e final de carregamento ( $\omega = 6^\circ$  e  $15^\circ$ ).

Na Figura 4.16, apresentam-se valores medidos do  $T_{máx}$  em cada camada de reforço ao final de construção e ao final do carregamento em muros com face envelopada com diferentes inclinações e base não lubrificada. Durante a construção, estes muros tiveram restrição total de deslocamentos na face, sendo a mesma liberada ao final para posterior aplicação da sobrecarga, e conseqüentemente, verifica-se que ao final de construção os resultados são próximos aos obtidos para a condição de face de blocos com base fixa (Figura 4.15). Diversamente ao observado nos muros com face envelopada e base livre lubrificada, o incremento de  $T_{máx}$  durante a aplicação da sobrecarga ( $\Delta T_{máx}$ ) foi mais significativo no reforço mais próximo ao topo do muro ( $\Delta T_{máx_3}$ ). Comparativamente, o muro com menor inclinação de face com a vertical ( $\omega=15^\circ$ ) apresentou o maior  $\Delta T_{máx}$  no topo. No caso do muro com  $\omega=15^\circ$ , o  $\Delta T_{máx}$  diminuiu com a profundidade. Já no muro com  $\omega=20^\circ$ , as camadas inferiores de reforço apresentaram valores de  $\Delta T_{máx}$  próximos entre si ( $\Delta T_{máx_1} \approx \Delta T_{máx_2}$ ) e menores ao  $\Delta T_{máx}$  no topo. Ao final de carregamento, o valor de  $T_{máx}$  mobilizada no reforço superior apresentou-se aproximadamente 12 e 14 vezes maior em relação ao  $T_{máx}$  mobilizado ao final de construção para muros com  $\omega=15^\circ$  e  $\omega=20^\circ$ , respectivamente.

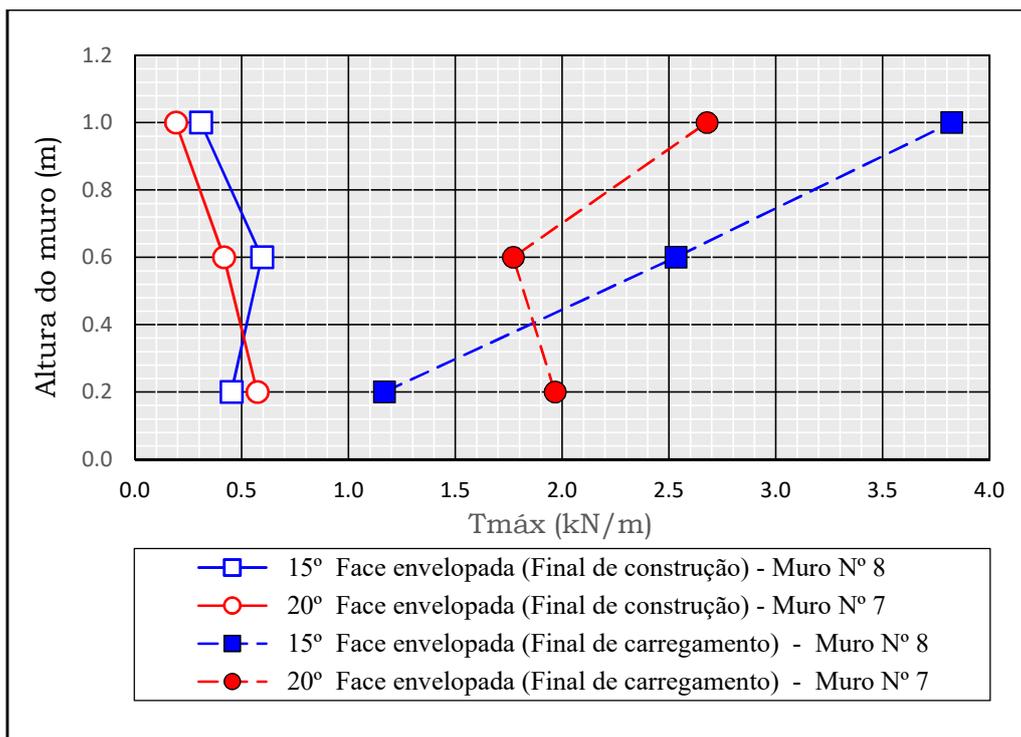


Figura 4.16. Valores da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face envelopada e base não lubrificada ao final de construção e final de carregamento ( $\omega = 15^\circ$  e  $20^\circ$ ).

Em resumo nota-se que os muros com resistência na base, apresentaram ao final de construção uma redução da tensão mobilizada na camada de reforço próxima à base ( $T_{máx_1}$ ) em relação à tensão mobilizada na camada de reforço colocada no centro da altura do muro. Este efeito foi claramente percebido nos muros com faceamento em blocos e base fixa. Diferentemente nos muros com face envelopada com resistência na base, ao serem construídos com processo de restrição lateral total da face, apresentou-se um estado de tensões próximo à condição de base fixa ao final de construção, e, portanto, a redução de tensões na primeira camada de reforço (próximo à base do muro) aconteceu somente no muro com  $\omega=15^\circ$  (redução de 24%). Quando  $\omega=20^\circ$ , o  $T_{máx}$  na primeira camada de reforço foi maior que o  $T_{máx}$  nas camadas superiores, e não aconteceu a referida atenuação do  $T_{máx}$ , mesmo assim, o valor medido nesta camada foi 6 vezes inferior ao correspondente no muro com face flexível sem resistência na base.

### Empuxo do solo na face do muro

A Figura 4.17 apresenta para muros com inclinação da face  $\omega=15^\circ$  com bases fixa e livre valores de empuxo horizontal normalizado do solo na face posterior dos blocos medidos próximo à base do muro (CTT 1). Independentemente da restrição da base,

verifica-se que o empuxo horizontal do solo foi inferior ao estado ativo de Rankine para muros com face vertical, e apresentou uma variação de valores entre os dois muros de 10% ao final de construção e 25% ao final de carregamento. Estes resultados são consistentes com os observados por Mirmoradi (2015) para muros com  $\omega=6^\circ$ .

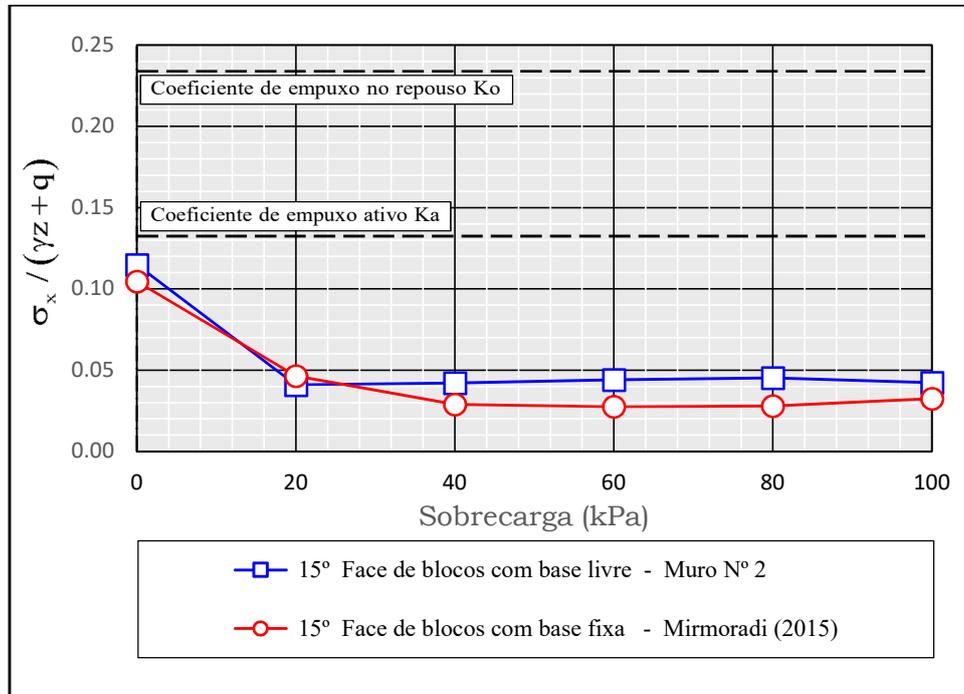


Figura 4.17. Coeficiente de empuxo horizontal do solo próximo à base (CTT1) em muros com face de blocos (base livre e fixa) ao final de construção e durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega=15^\circ$ ).

A Figura 4.18 apresenta para muros com inclinação da face  $\omega=15^\circ$  com bases fixa e livre valores de empuxo horizontal normalizado do solo na face posterior dos blocos medidos no topo do muro (CTT 3). No caso do muro com base livre, verifica-se um valor menor ou igual que o coeficiente de empuxo ativo “Ka” para muros com faceamento vertical. Para o caso do muro com base fixa, o valor medido foi superior ao coeficiente de empuxo no repouso “Ko” desde o final de construção até o valor de sobrecarga de 40 kPa e um valor entre o coeficiente de empuxo no repouso “Ko” e o coeficiente de empuxo ativo “Ka” para muros verticais desde sobrecargas de 40 kPa a 100 kPa. Comparativamente entre os muros com base fixa e livre, observa-se que ao final da construção e da aplicação da sobrecarga, a diferença de valores medidos foi aproximadamente trinta, e, duas vezes superior, respectivamente.

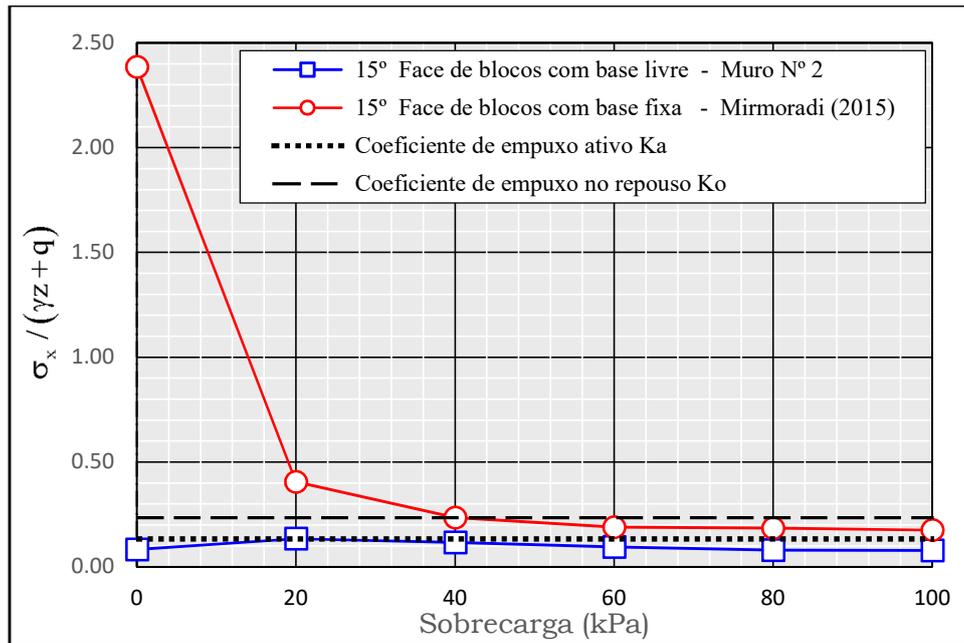


Figura 4.18. Coeficiente de empuxo horizontal do solo próximo ao topo (CTT3) em muros com face de blocos (base livre e fixa) ao final de construção e durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega=15^\circ$ ).

### Deslocamento horizontal da face

Na Figura 4.19, verifica-se que no caso do muro com  $\omega=6^\circ$  de inclinação da face, a restrição à movimentação da base levou a uma redução de deslocamentos horizontais de 19% ao final do carregamento. Porém, no caso dos muros com  $\omega=15^\circ$ , os valores de deslocamento na condição de base fixa e livre foram próximos entre si, até uma sobrecarga de cerca de 45 kPa e ao final do carregamento a condição de base fixa apresentou-se superior ao medido no ensaio de base livre em 20%. Diferentemente dos muros com base livre (diminuição de  $\Delta H_{\text{médio}}$  com o aumento de  $\omega^\circ$ ), ao final de carregamento, os muros com base fixa com inclinação  $\omega=6^\circ$  e  $\omega=15^\circ$  apresentaram basicamente os mesmos valores de  $\Delta H_{\text{médio}}$ .

Na Figura 4.20, verifica-se que, independentemente da inclinação da face, a lubrificação da base levou a um aumento dos deslocamentos laterais durante a aplicação da sobrecarga. Em outras palavras, na condição final do carregamento, para muros com inclinação  $\omega=15^\circ$  e  $\omega=20^\circ$  o atrito da base levou a uma redução do deslocamento da face, de 74% e 81%, respectivamente. Observou-se também que ao similarmente à condição de base lubrificada, os deslocamentos decrescem com a inclinação da face com a vertical, no caso dos muros com base não lubrificada.

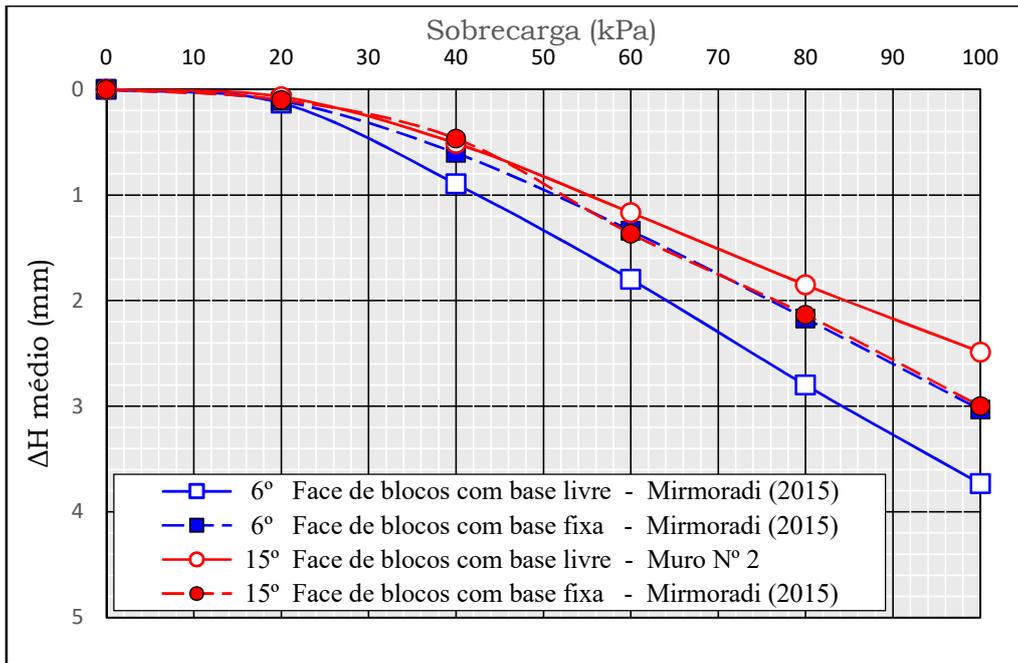


Figura 4.19. Incremento médio de deslocamento horizontal da face em muros com face de blocos (base livre e fixa) durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega=6^\circ$  e  $15^\circ$ ).

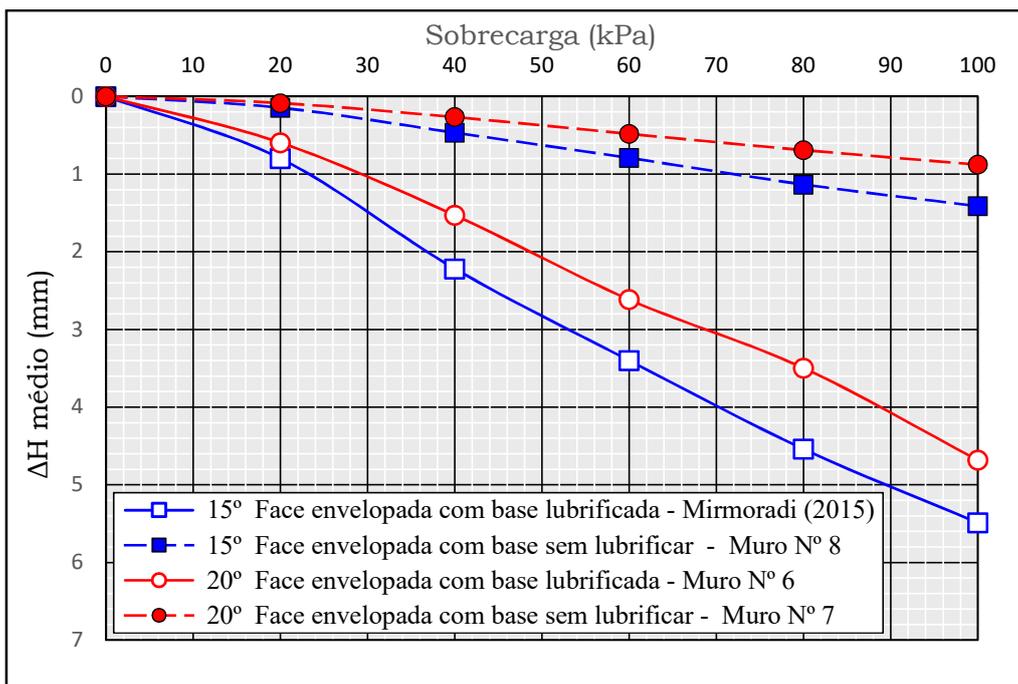


Figura 4.20. Incremento médio de deslocamento horizontal da face em muros com face envelopada (base lubrificada e não lubrificada) durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega=15^\circ$  e  $20^\circ$ ).

### Deslocamento vertical na superfície do terrapleno

Na Figura 4.21 apresenta-se o incremento médio de deslocamento vertical na superfície do terrapleno ( $\Delta V_{\text{médio}}$ ) durante a aplicação da sobrecarga em muros com face envelopada com diferentes inclinações ( $\omega=15^\circ$  e  $20^\circ$ ), com e sem lubrificação na base.

Observa-se que os deslocamentos decrescem com a inclinação da face com a vertical, e aumentam com a lubrificação da base. Ao final do carregamento, nos muros com resistência à movimentação na base, o valor de  $\Delta V_{\text{médio}}$  do muro com  $\omega=20^\circ$  foi superior em 15% ao observado no muro com  $\omega=15^\circ$ . Além disso, comparativamente no muro com  $\omega=20^\circ$ , o valor medido de  $\Delta V_{\text{médio}}$  na condição de base lubrificada foi 3 vezes superior ao valor observado no muro com base não lubrificada.

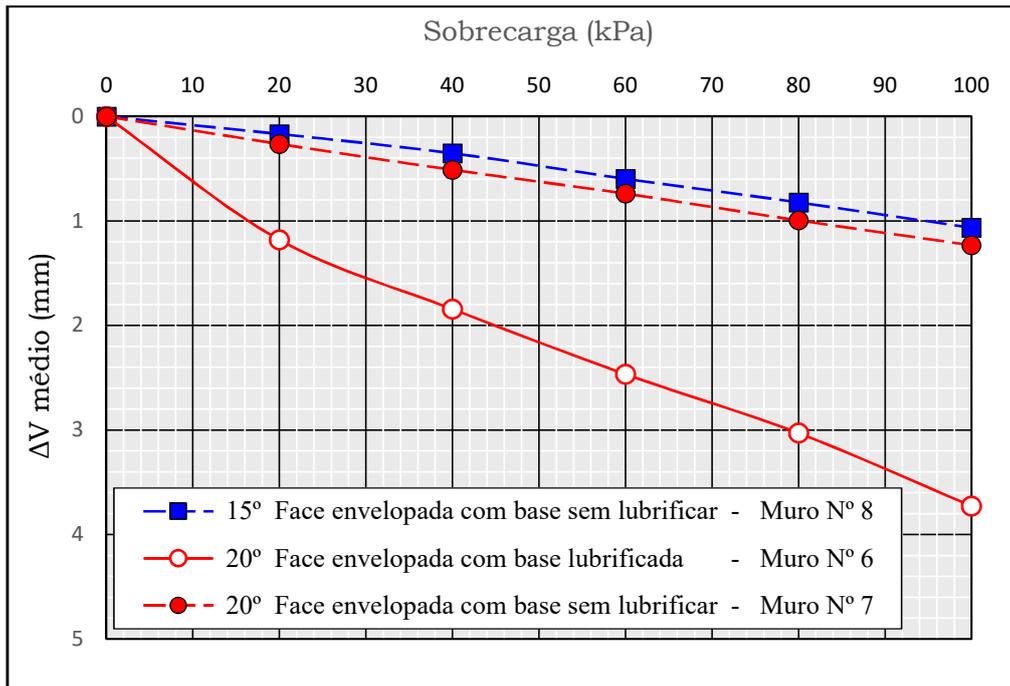


Figura 4.21. Incremento médio de deslocamento vertical no terrapleno em muros com face envolpada (base lubrificada e não lubrificada) durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega=15^\circ$  e  $20^\circ$ ).

### 4.3. Efeito da inclinação e rigidez da face

O efeito acoplado da inclinação e rigidez da face foi analisado com base nos resultados dos modelos físicos N° 2 (Figura 3.26), N° 3 (Figura 3.27) e N° 6 (Figura 3.32). Utilizaram-se também nas análises os resultados de três muros construídos por Mirmoradi (2015) com as mesmas características de material de aterro, compactação, tipo e espaçamento dos reforços e, sobrecarga: (1) Muro com face de blocos com  $\omega=6^\circ$  e condição de base livre, (2) Muro com face envolpada com  $\omega=6^\circ$  e base lubrificada, e (3) Muro com face envolpada com  $\omega=15^\circ$  e base lubrificada.

## Tensão no Reforço

A Figura 4.22 apresenta valores de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  medidos em muros com face em blocos e envelopada, com base lubrificada e diferentes inclinações da face. Ao final de construção os valores de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  nos muros de face envelopada são inferiores aos observados nos muros com faceamento em blocos (com base lubrificada). Note-se que o processo construtivo dos muros com face envelopada (restrição à movimentação lateral do faceamento), levou a um comportamento mais similar aos muros de base fixa e daí a menor mobilização de cargas nos reforços. No entanto, com o acréscimo do carregamento os valores de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  tendem a se aproximar entre si (variação de 4%, 9% e 5% para  $\omega=6^\circ$ ,  $\omega=15^\circ$  e  $\omega=20^\circ$  ao final de carregamento, respectivamente).

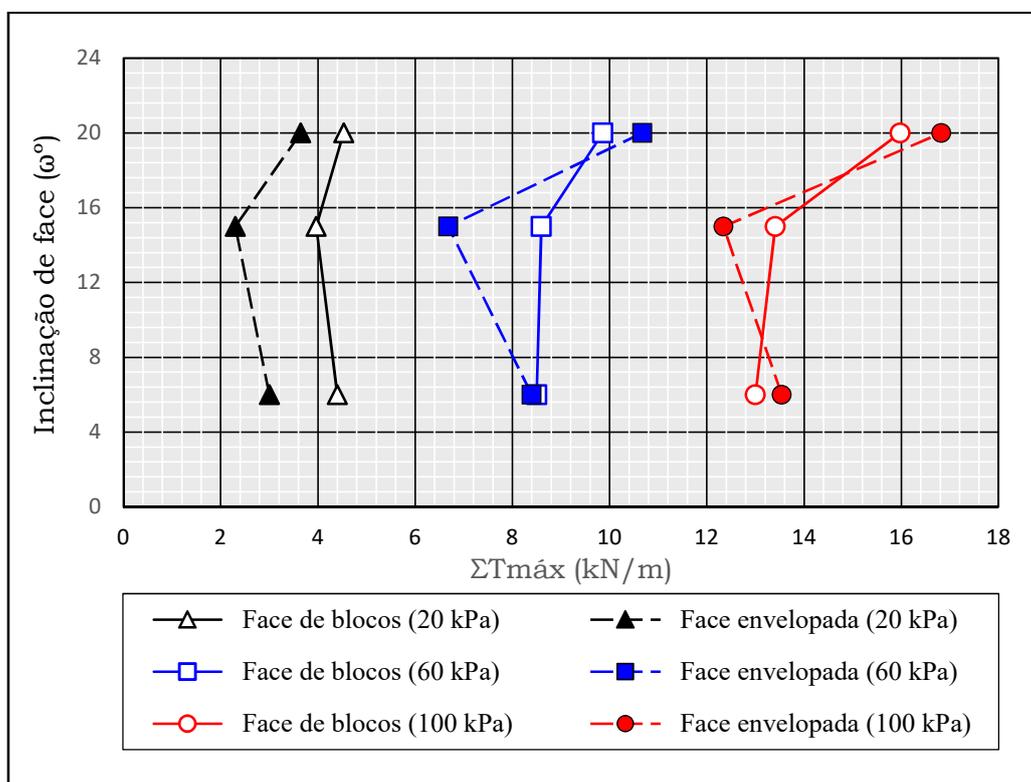


Figura 4.22. Inclinação da face vs Somatório de tensões máximas nos reforços em muros de base livre com face de blocos e face envelopada durante a aplicação de sobrecarga.

Para uma inclinação de face  $\omega = 6^\circ$ , a Figura 4.23 mostra que o acréscimo do  $T_{\text{máx}}$  desde o final de construção até o final do carregamento ( $\Delta T_{\text{máx}}$ ) é mais significativo no muro com face flexível nas três camadas de reforço, sendo superior no reforço próximo à base do muro (incremento de  $T_{\text{máx}}$  durante o carregamento no reforço 1 correspondente a um valor aproximado de 15 vezes maior no caso de face envelopada e 176% no caso de

face em blocos). Ao final de construção, o  $T_{m\acute{a}x}$  diminui com a profundidade no muro com face flexível e aumenta com a profundidade no muro com face rígida. Esta tendência de distribuição do  $T_{m\acute{a}x}$  com a profundidade do muro permanece ao final do carregamento no muro com face de blocos, no entanto, no muro com face envelopada, somente os reforços 2 e 3 conservam a mesma tendência de distribuição do  $T_{m\acute{a}x}$ . Isto explica-se no fato antes referenciado (item 4.2) de que os muros com face envelopada em decorrência do processo construtivo apresentaram uma distribuição do  $T_{m\acute{a}x}$  próxima à condição de base fixa ao final de construção e condição de base livre durante a aplicação da sobrecarga até o final do carregamento.

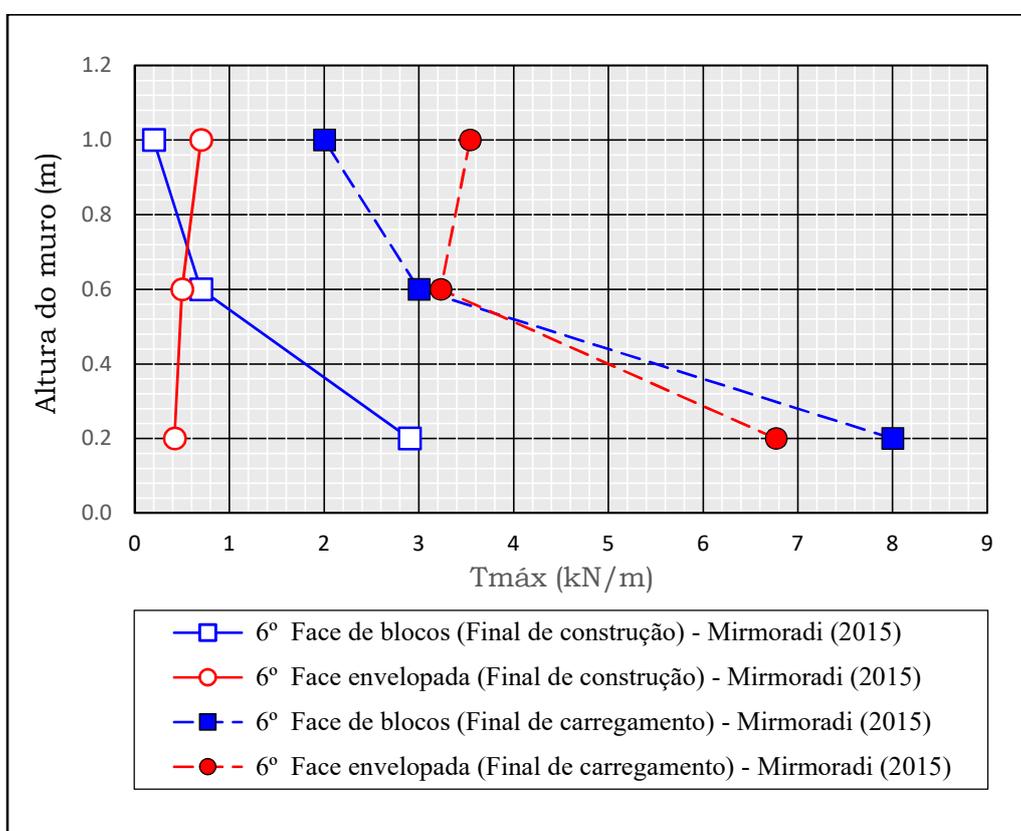


Figura 4.23. Valores da tensão máxima em cada camada de reforço em muros de base livre com face de blocos e face envelopada ao final de construção e final de carregamento ( $\omega = 6^\circ$ ).

Para uma inclinação de face  $\omega = 15^\circ$ , a Figura 4.24 mostra que o acréscimo do  $T_{m\acute{a}x}$  desde o final de construção até o final do carregamento ( $\Delta T_{m\acute{a}x}$ ), é mais significativo no muro com face flexível nas camadas superiores de reforço e no muro com face rígida na primeira camada de reforço. Para ambos tipos de face, o  $\Delta T_{m\acute{a}x}$  é mais elevado no reforço mais próximo à base do muro (incremento de 796% no caso de face envelopada e 224% no caso de face de blocos). Independentemente do tipo de face, tanto ao final de

construção como ao final de carregamento, o  $T_{m\acute{a}x}$  aumenta com a profundidade do muro.

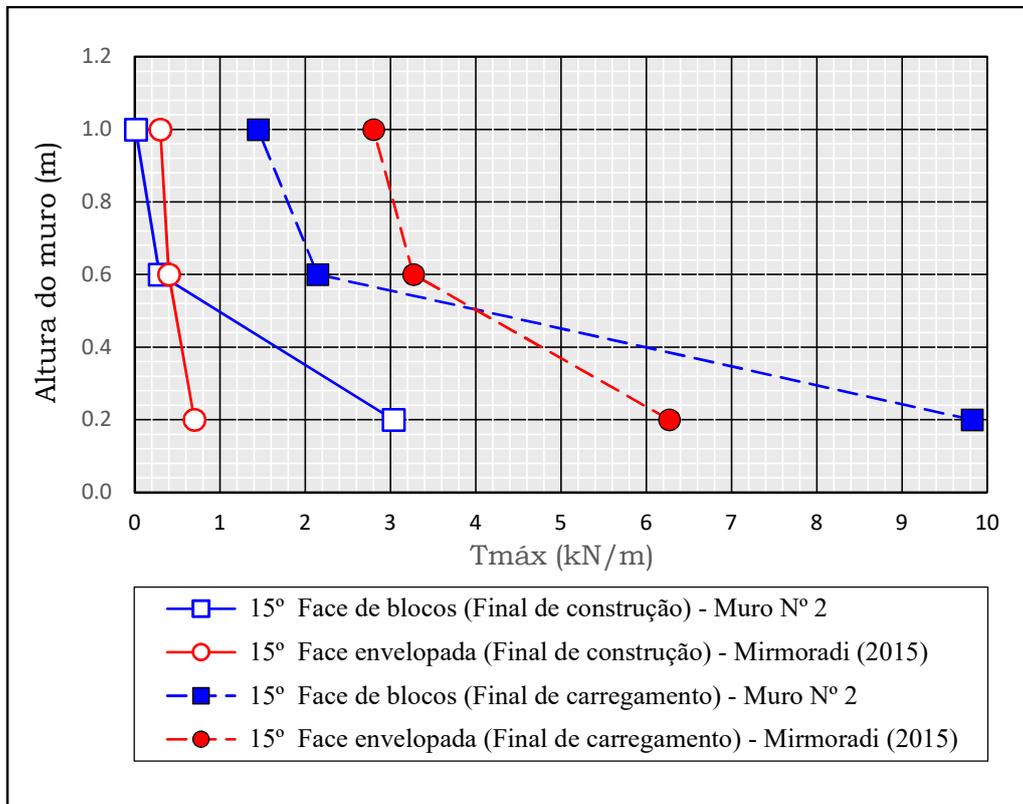


Figura 4.24. Valores da tensão máxima em cada camada de reforço em muros de base livre com face de blocos e face envelopada ao final de construção e final de carregamento ( $\omega = 15^\circ$ ).

Para uma inclinação de face  $\omega = 20^\circ$ , a Figura 4.25 mostra que o acréscimo do  $T_{m\acute{a}x}$  desde o final de construção até o final do carregamento ( $\Delta T_{m\acute{a}x}$ ), é mais significativo no muro com face flexível nas camadas superiores de reforço e no muro com face rígida na primeira camada de reforço. Para ambos tipos de face, o  $\Delta T_{m\acute{a}x}$  é mais elevado no reforço mais próximo ao fundo do muro, e corresponde a um incremento aproximado de 20 vezes maior no caso de face envelopada e 255% no caso de face de blocos. Ao final de construção, o  $T_{m\acute{a}x}$  aumenta com a profundidade no muro com face rígida, e, no muro com face flexível a distribuição do  $T_{m\acute{a}x}$  varia de tal maneira que:  $T_{m\acute{a}x_2} > T_{m\acute{a}x_1} > T_{m\acute{a}x_3}$ . Ao final do carregamento, independentemente do tipo de face, o  $T_{m\acute{a}x}$  aumenta com a profundidade.

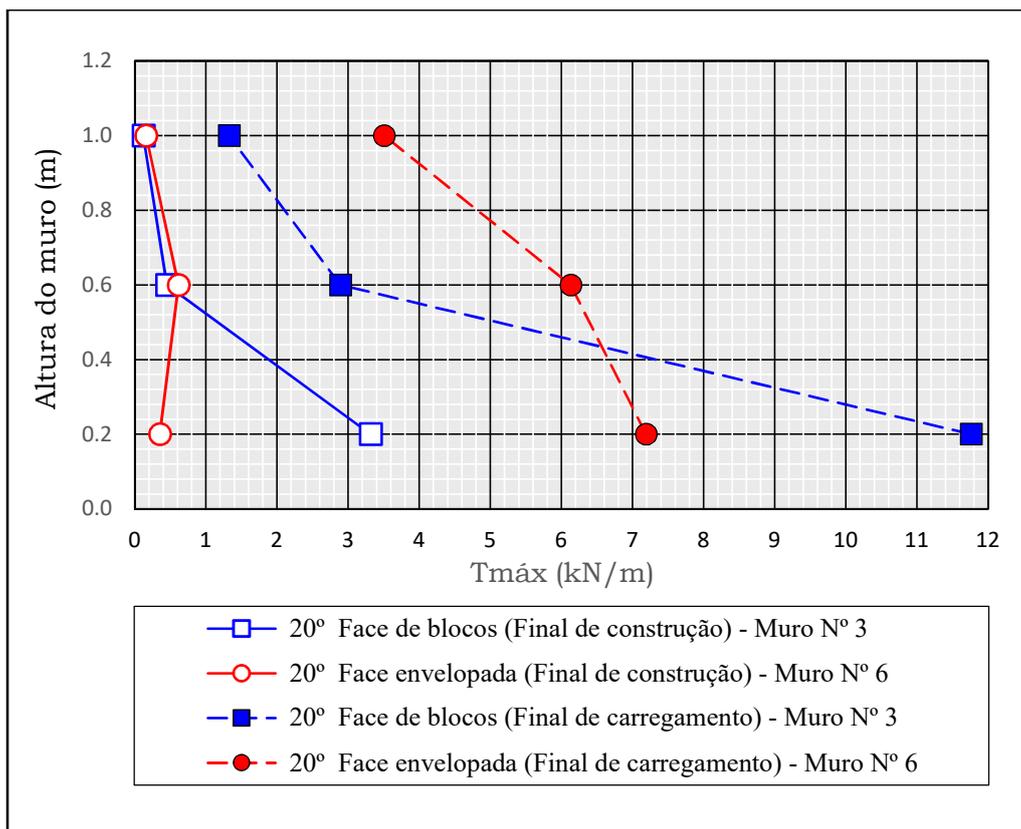


Figura 4.25. Valores da tensão máxima em cada camada de reforço em muros de base livre com face de blocos e face envelopada ao final de construção e final de carregamento ( $\omega = 20^\circ$ ).

Em resumo, nas Figuras 4.23, 4.24 e 4.25, mostra-se que em muros com condição de base livre, independentemente do tipo de face (rígida ou flexível), o acréscimo do  $T_{máx}$  desde o final de construção até o final do carregamento ( $\Delta T_{máx}$ ) é mais elevado na primeira camada de reforço. Ao final de construção, nas camadas de reforço superiores (reforço 2 e 3), à medida que aumenta a inclinação de face, diminui a diferença de valores de  $T_{máx}$  entre os muros com face em blocos e envelopada. Ao final do carregamento, no reforço 1 e 2, à medida que cresce a inclinação de face, aumenta a diferença de valores de  $T_{máx}$  entre os muros com os muros com face em blocos e envelopada.

A Figura 4.26 mostra para muros com face rígida e flexível em condição de base livre ao final do carregamento a variação do  $T_{máx}$  com a inclinação da face com a vertical em cada camada de reforço: 0,20 m (reforço 1), 0,60 m (reforço 2) e 1,00 m (reforço 3). Observa-se que nos muros com face envelopada existe uma homogeneidade maior nas cargas mobilizadas nos reforços, principalmente nos reforços 2 e 3 e em muros mais verticalizados. Em linhas gerais, independentemente do tipo de face, as cargas mobilizadas cresceram com a profundidade em todos os muros com diferentes inclinações

de face. A diferença de  $T_{m\acute{a}x}$  entre os muros com face r\acute{ı}gida e flex\acute{ı}vel foi mais significativa na camada de refor\c{c}o pr\´oxima \`a base, e foi correspondente a uma varia\c{c}\~ao de 18%, 57% e 64% para os muros com  $\omega = 6^\circ$ ,  $\omega = 15^\circ$  e  $\omega = 20^\circ$ , respectivamente.

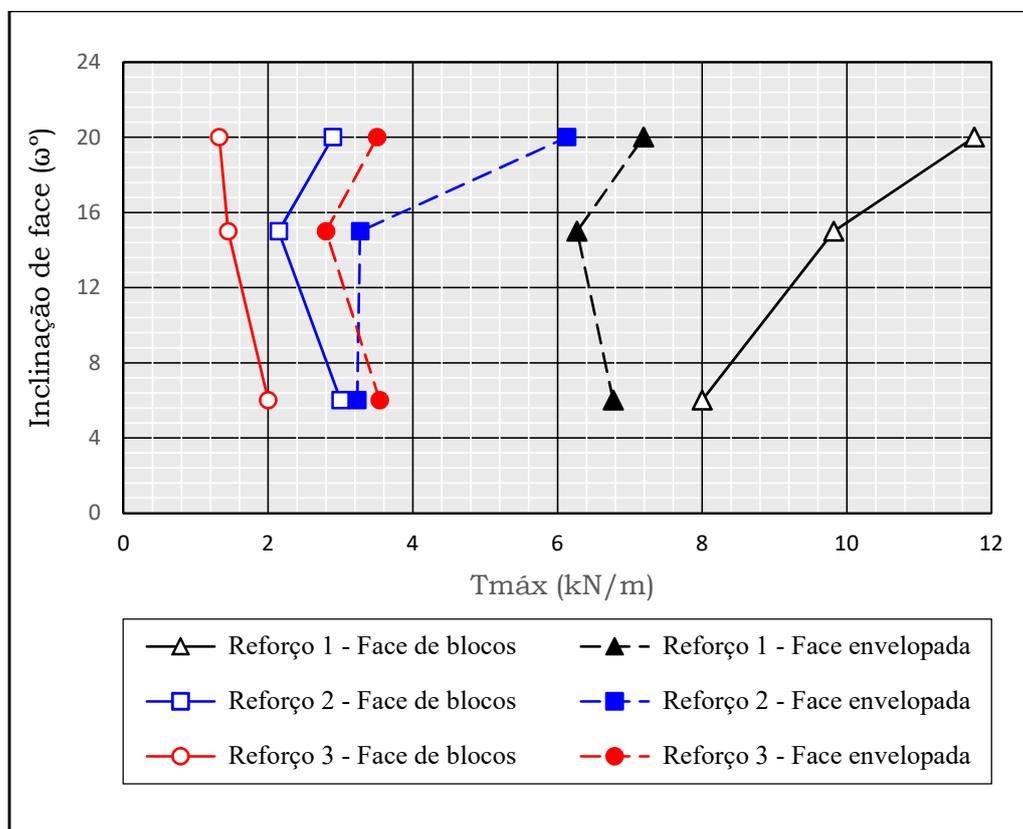


Figura 4.26. Inclinação da face vs Tensão máxima em cada camada de reforço em muros de base livre com face de blocos e face envelopada ao final de carregamento.

### Deslocamento Horizontal da Face

A Figura 4.27, apresenta-se os acréscimos de deslocamento horizontal médio da face ( $\Delta H_{m\acute{e}d}io$ ) promovido pela aplicação da sobrecarga para muros com face r\acute{ı}gida e flex\acute{ı}vel com diferentes inclina\c{c}\~oes e condi\c{c}\~ao de base livre. Comparativamente nos muros com diferentes tipos de face, observa-se que o  $\Delta H_{m\acute{e}d}io$  \`e mais elevado nos muros com face envelopada em todos os est\`agios de carregamento independentemente da inclina\c{c}\~ao da face. As diferen\c{c}as entre os valores de  $\Delta H_{m\acute{e}d}io$  entre os muros com face r\acute{ı}gida e flex\acute{ı}vel aumentaram \`a medida que aumentou a aplica\c{c}\~ao da sobrecarga. Ao final de carregamento (100 kPa) a diferen\c{c}a encontrada foi de 65%, 120% e 105% para muros com  $\omega = 6^\circ$ ,  $\omega = 15^\circ$  e  $\omega = 20^\circ$ , respectivamente.

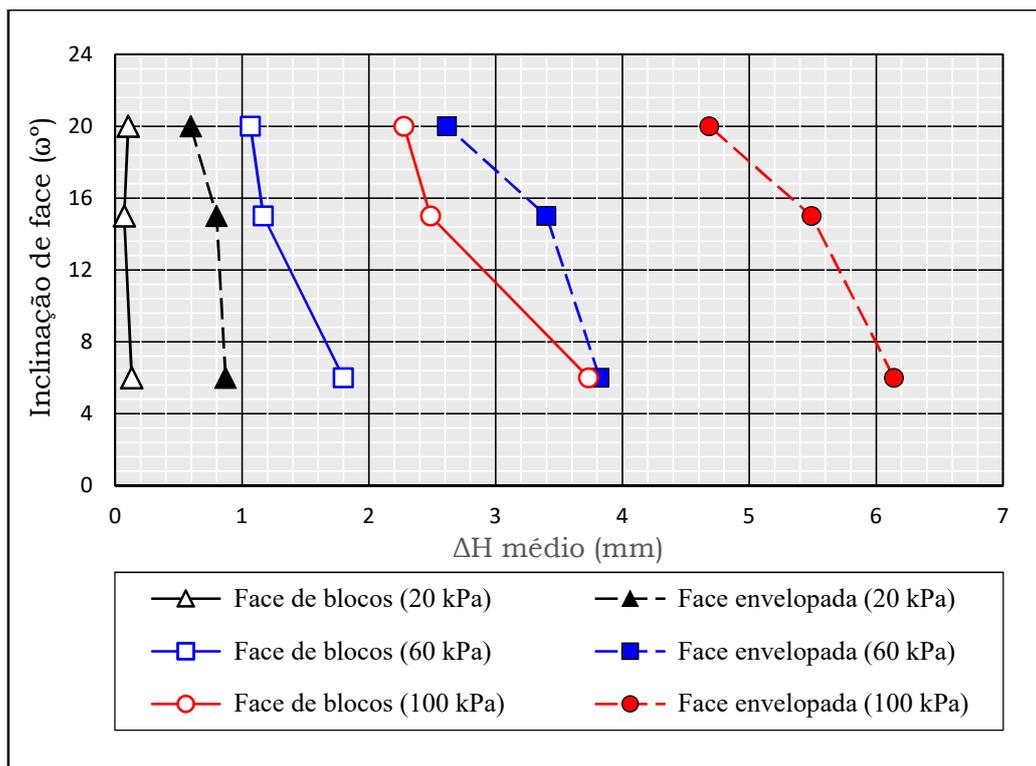


Figura 4.27. Inclinação da face vs Incremento médio de deslocamento horizontal da face em muros de base livre com face de blocos e face envelopada durante o carregamento (estágios de 20 kPa, 60 kPa e 100 kPa).

#### 4.4. Efeito da rigidez da face e resistência na base

O efeito acoplado da rigidez da face e restrições à movimentação da base foi analisado com base nos resultados dos modelos físicos N° 2 (Figura 3.26), N° 3 (Figura 3.27), N° 6 (Figura 3.32), N° 7 (Figura 3.33), N° 8 (Figura 3.34). Utilizaram-se também nas análises os resultados de cinco muros construídos por Mirmoradi (2015) com as mesmas características de material de aterro, compactação, tipo e espaçamento dos reforços e, sobrecarga: (1) Muro com face de blocos com  $\omega = 6^\circ$  e condição de base livre, (2) Muro com face de blocos com  $\omega = 6^\circ$  e condição de base fixa, (3) Muro com face envelopada com  $\omega = 6^\circ$  e base lubrificada, (4) Muro com face de blocos com  $\omega = 15^\circ$  e condição de base fixa, e (5) Muro com face envelopada com  $\omega = 15^\circ$  e base lubrificada.

#### Tensão no Reforço

Na Figura 4.28, observa-se que ao final da construção o valor de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  do modelo físico N° 2 (Face de blocos com base livre e  $\omega = 15^\circ$ ) apresentou-se superior ao valor observado nos muros de face envelopada e face de blocos com base fixa com a mesma

inclinação de face desenvolvidos por Mirmoradi (2015). Esta diferença foi de 190% ao final de construção e 84% e final do carregamento. No muro com face envelopada, restrições à movimentação lateral se verificaram durante todo o processo construtivo, tendo sido liberada somente ao final de construção com a retirada da placa de madeira e vigas de metal que serviram como forma (Figura 3.8 e Figura 3.9). Em decorrência deste procedimento, ao final de construção, os muros com face em blocos (base fixa) e envelopada apresentaram resultados próximos entre si (variação de 22%). No entanto, ao final do carregamento, os resultados do muro com face envelopada aproximaram-se do observado no muro com face de blocos com base livre afastando-se consideravelmente dos valores correspondentes à condição de base fixa. Conclui-se que sem restrições à movimentação (base livre lubrificada), a rigidez da face não influencia na magnitude de  $\Sigma T_{\text{máx}}$ , tal como demonstrado por estudos anteriores de modelagem física (Ehrlich e Mirmoradi, 2013; Mirmoradi, 2015), analítica (Leshchinsky e Vahedifard, 2012) e numérica (Huang *et al.*, 2010; Chen e Bathurst, 2013; Mirmoradi e Ehrlich, 2014b; Mirmoradi e Ehrlich, 2015b; Mirmoradi e Ehrlich, 2016a; Mirmoradi *et al.*, 2016).

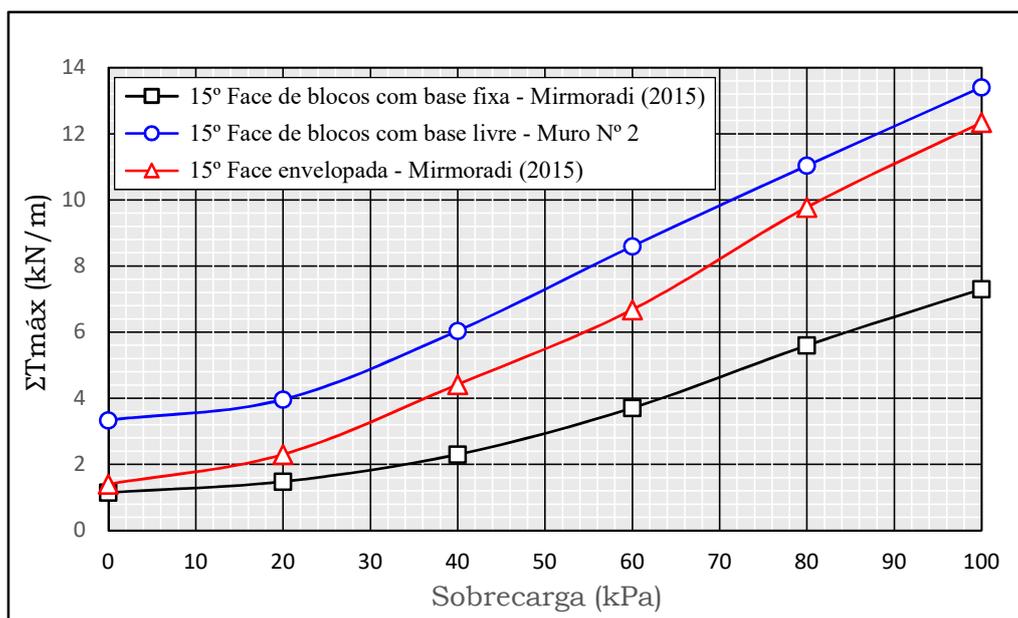


Figura 4.28. Somatório de tensões máximas nos reforços em muros com face de blocos (base livre e fixa) e face envelopada (base lubrificada) durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega = 15^\circ$ ).

Na Figura 4.29, para  $\omega = 6^\circ$  ao final de construção (muros construídos por Mirmoradi, 2015), observa-se que no topo, o muro com face rígida com resistência na base apresentou um  $T_{\text{máx}}$  menor em 50% que o valor medido na condição de base sem resistência, o qual foi 3,5 vezes inferior ao  $T_{\text{máx}}$  correspondente ao muro com face

flexível sem resistência na base. Na camada intermediária de reforço, observou-se que o valor de  $T_{\text{máx}}$  no muro com face flexível sem resistência na base foi menor em 23% e 29% que o valor medido nos muros com face rígida com e sem resistência na base, respectivamente. A variação de valores entre estes últimos foi de 8%. Próximo à base, o muro com face rígida sem resistência na base apresentou um valor de  $T_{\text{máx}}$  aproximadamente 6 e 7 vezes superior aos valores observados nos muros com face rígida com resistência na base e com face flexível sem resistência na base, respectivamente.

Na Figura 4.30, para  $\omega = 15^\circ$  ao final de construção, observa-se que no topo, nos muros de face flexível, o valor do  $T_{\text{máx}}$  foi o mesmo independentemente da resistência na base, o qual foi superior em 55% que o valor medido no muro com face rígida com resistência na base, que ao mesmo tempo foi 20 vezes maior à condição de base sem resistência. Na camada intermediária de reforço, verificou-se uma variação de 9% entre os valores de  $T_{\text{máx}}$  nos muros com face rígida e face flexível com resistência na base, os quais foram superiores em 86% e 48%, aos valores medidos nos muros com face rígida e flexível sem resistência na base, respectivamente. Próximo à base, independentemente do tipo de face, os valores do  $T_{\text{máx}}$  nos muros com resistência na base foram superiores aos valores medidos nos muros sem resistência na base, isto é, 7,4 e 1,6 vezes maior no caso de muros com face rígida e flexível, respectivamente.

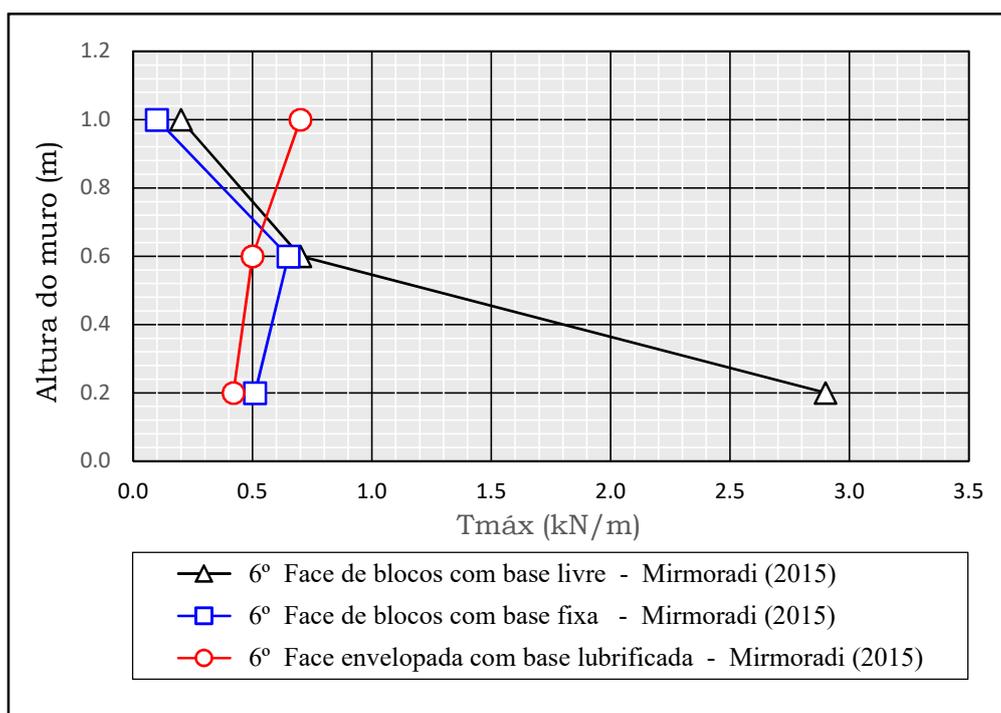


Figura 4.29. Valores da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face de blocos (base livre e fixa) e face envelopada (base lubrificada) ao final de construção ( $\omega = 6^\circ$ ).

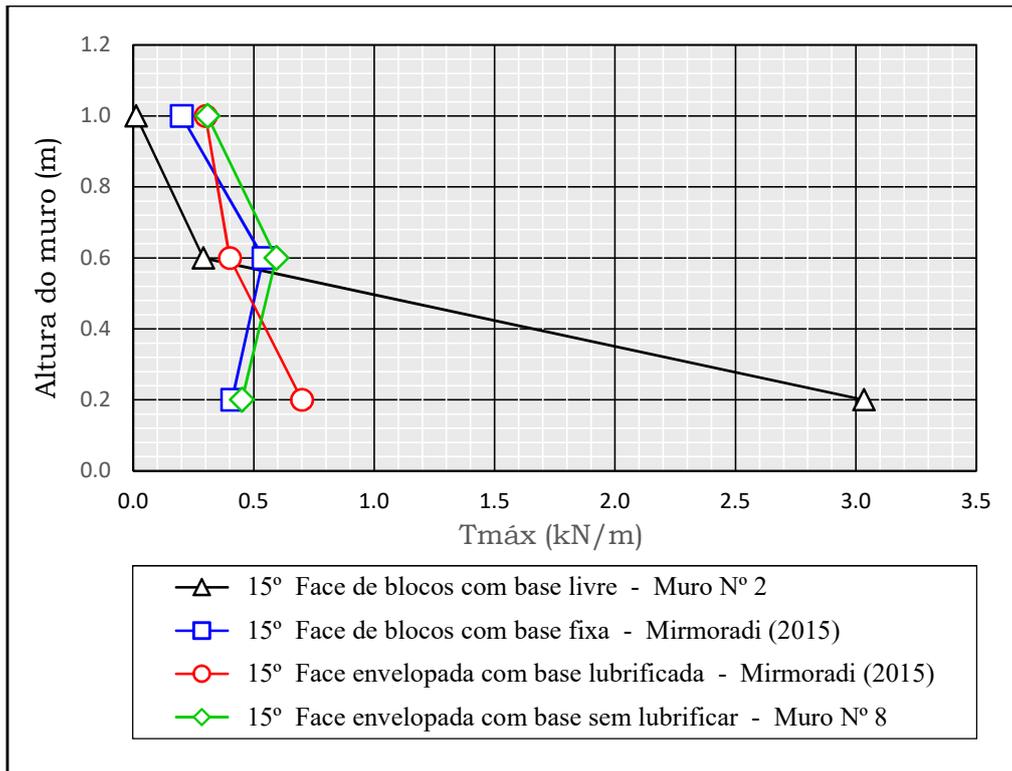


Figura 4.30. Valores da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face de blocos (base livre e fixa) e face envelopada (base lubrificada e não lubrificada) ao final de construção ( $\omega = 15^\circ$ ).

Na Figura 4.29 e Figura 4.30, verifica-se que no caso de muros com face rígida com resistência na base (base fixa), o  $T_{máx}$  na camada de reforço próxima ao fundo do muro é resultante da atenuação em 82% ( $\omega = 6^\circ$ ) e 86% ( $\omega = 15^\circ$ ) do valor correspondente ao muro sem resistência na base (base livre). Isto é consistente com Allen *et al.* (2003) e Chen e Bathurst (2013), que especificaram que essa redução da tensão no reforço acresce com o aumento da resistência na base decorrente de um incremento da rigidez da mesma.

Na Figura 4.31, para  $\omega = 20^\circ$  ao final de construção, observa-se que no topo, o valor de  $T_{máx}$  no muro com face flexível com resistência na base foi superior em 19% e 58% que os valor correspondente aos muros sem resistência na base com face flexível e rígida, respectivamente. Na camada intermediária de reforço, observou-se que o valor de  $T_{máx}$  no muro com face flexível com resistência na base, foi menor em 7% e 31% que o valor medido nos muros sem resistência na base com face rígida e flexível, respectivamente. Próximo à base, o muro com face rígida sem resistência na base apresentou um  $T_{máx}$  aproximadamente 9 e 6 vezes superior ao valor observado nos muros com face flexível com e sem resistência na base, respectivamente.

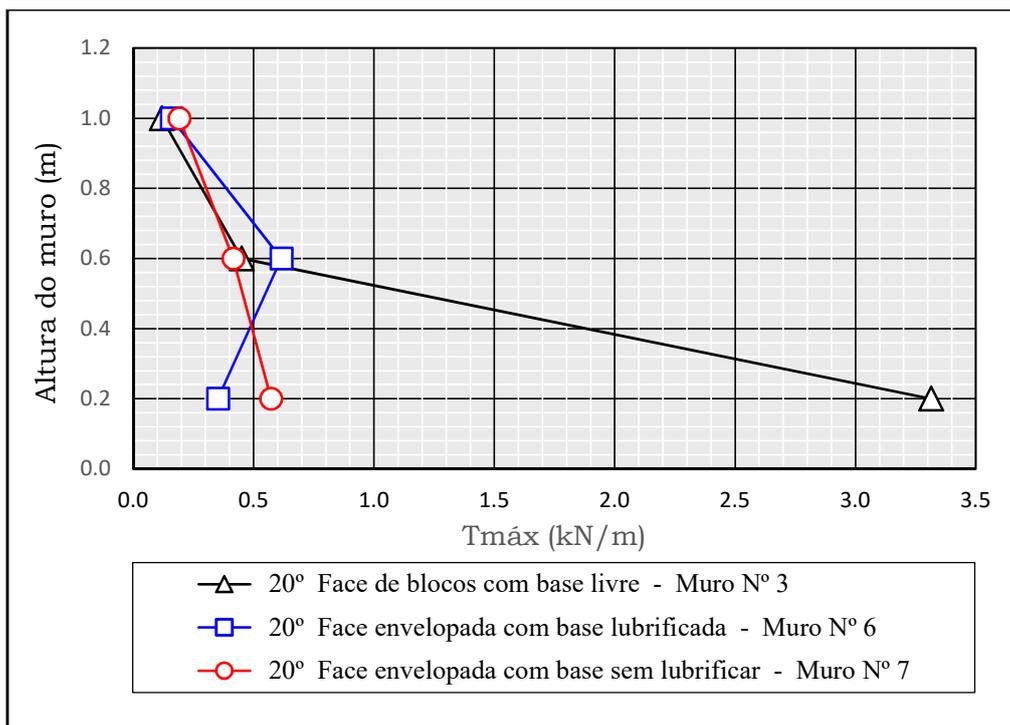


Figura 4.31. Valores da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face de blocos (base livre) e face envelopada (base lubrificada e não lubrificada) ao final de construção ( $\omega = 20^\circ$ ).

Na Figura 4.32, para  $\omega = 6^\circ$  ao final do carregamento (muros construídos por Mirmoradi, 2015), observa-se que no topo, o muro com face flexível sem resistência na base apresentou um  $T_{máx}$  maior em 55% e 77% que o valor medido em muros com face rígida com e sem resistência na base, respectivamente. Na camada intermediária de reforço, verificou-se no muro com face flexível sem resistência na base um  $T_{máx}$  maior em 14% e 8% que o valor medido nos muros com face rígida com e sem resistência na base, respectivamente. Próximo à base, o muro com face rígida em condição de base livre apresentou resultados de  $T_{máx}$  aproximadamente 2.5 vezes superior ao valor observado de  $T_{máx}$  correspondente à condição de base fixa, e 18% superior ao valor medido no muro com face flexível sem resistência na base.

Na Figura 4.33, para  $\omega = 15^\circ$  ao final do carregamento, observa-se que no topo, o muro com face flexível com resistência na base e o muro com face rígida sem resistência na base apresentaram o maior e menor valor do  $T_{máx}$ , respectivamente. Independentemente da rigidez da face, os valores do  $T_{máx}$  nos muros com resistência na base foram superiores aos valores medidos nos muros sem resistência na base em 36% e 38% para face envelopada e de blocos, respectivamente. Na camada intermediária de reforço, o muro com face flexível sem resistência na base e o muro com face rígida com

resistência na base apresentaram o maior e menor valor do  $T_{m\acute{a}x}$ , respectivamente. Independentemente da rigidez da face, os valores do  $T_{m\acute{a}x}$  foram mais elevados nos muros sem resistência na base (29% e 19% para face envelopada e de blocos, respectivamente). Próximo à base, o muro com face rígida sem resistência na base e o muro com face flexível com resistência na base apresentaram o maior e menor valor de  $T_{m\acute{a}x}$ , respectivamente. Independentemente da rigidez da face, os valores de  $T_{m\acute{a}x}$  nos muros sem resistência na base foram superiores em 436% e 181% para face envelopada e de blocos, respectivamente.

Na Figura 4.34, para  $\omega = 20^\circ$  ao final do carregamento, observa-se que no topo, o muro com face rígida sem resistência na base apresentou um  $T_{m\acute{a}x}$  inferior em 51% e 62% aos valores observados nos muros com face flexível com e sem resistência na base, respectivamente. Na camada intermediária de reforço, o valor de  $T_{m\acute{a}x}$  observado no muro com face flexível e base com resistência foi aproximadamente 3,5 vezes inferior ao observado na condição de base sem resistência, o qual apresentou-se superior em 112% ao valor medido no muro com face rígida e base sem resistência. Próximo à base, o muro com face rígida sem resistência na base apresentou um  $T_{m\acute{a}x}$  aproximadamente 6 vezes superior ao valor observado nos muros com face flexível com resistência na base, e superior em 64% ao valor medido no muro com face flexível sem resistência na base.

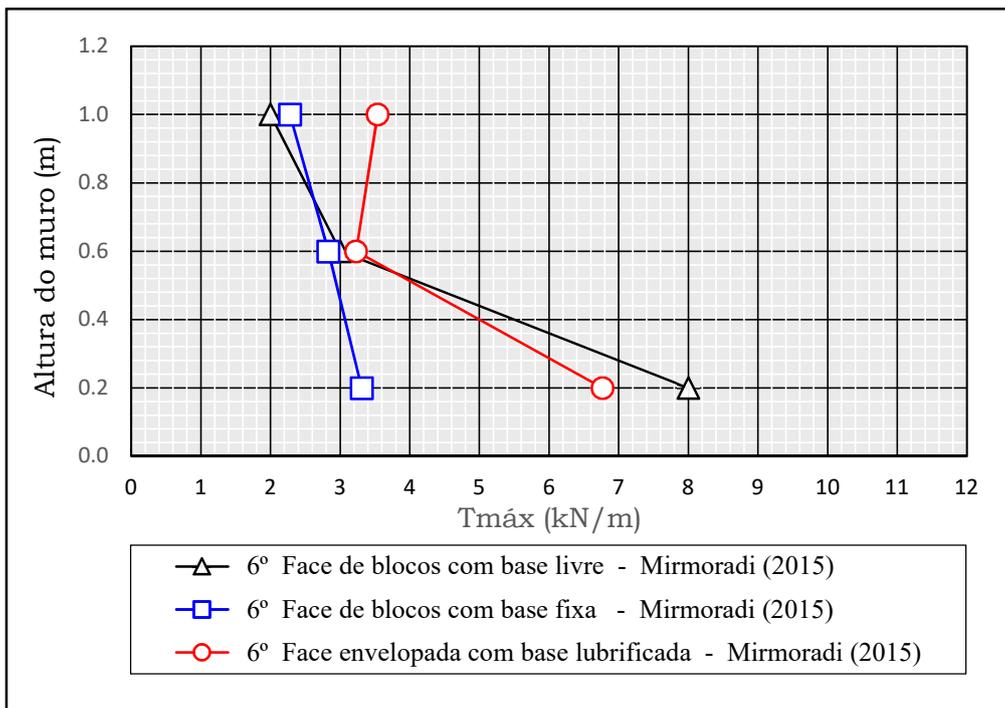


Figura 4.32. Valores da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face de blocos (base livre e fixa) e face envelopada (base lubrificada) ao final de carregamento ( $\omega = 6^\circ$ ).

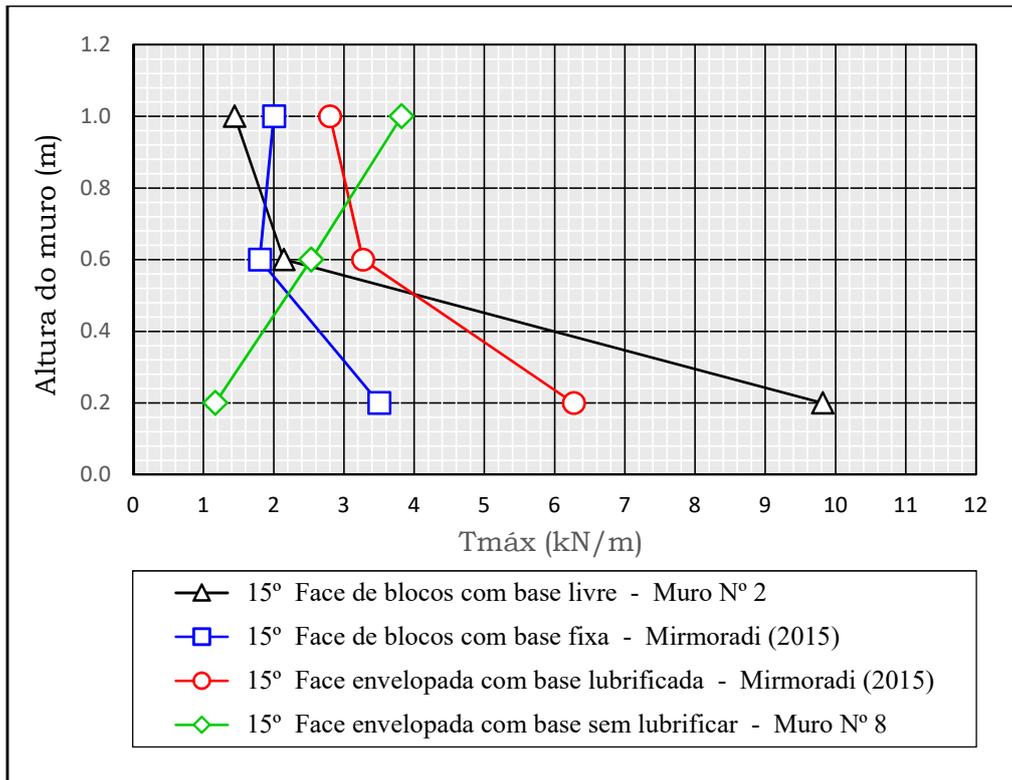


Figura 4.33. Valores da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face de blocos (base livre e fixa) e face envelopada (base lubrificada e não lubrificada) ao final de carregamento ( $\omega = 15^\circ$ ).

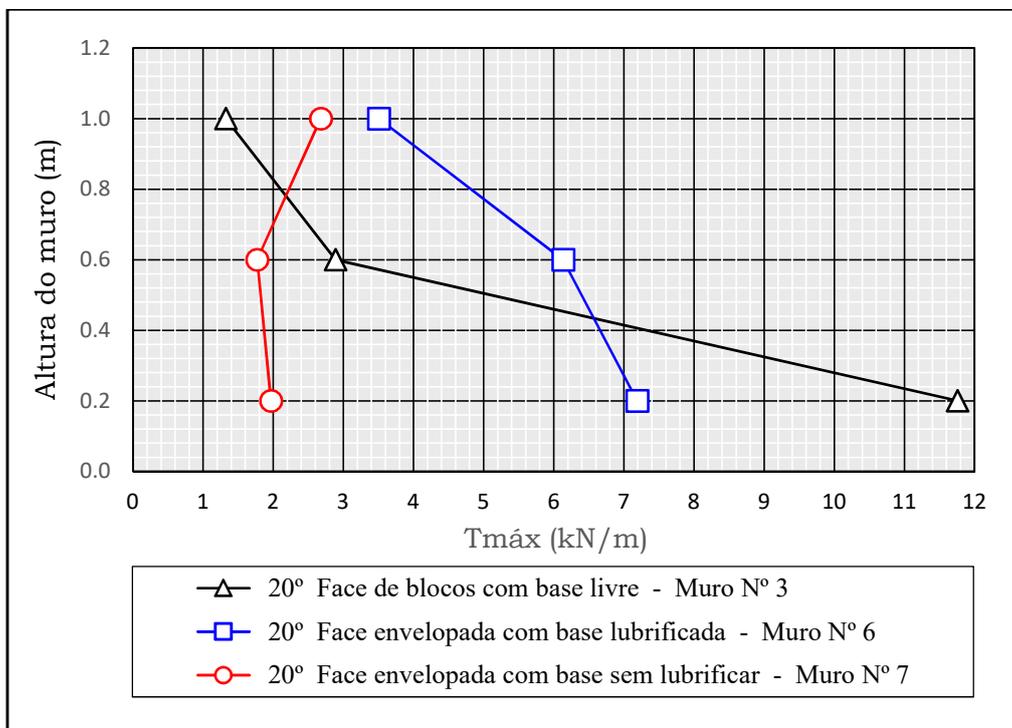


Figura 4.34. Valores da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face de blocos (base livre) e face envelopada (base lubrificada e não lubrificada) ao final de carregamento ( $\omega = 20^\circ$ ).

## Deslocamento horizontal da face

Na Figura 4.35 e Figura 4.36, observa-se que em condição de base livre, independentemente da inclinação de face, o valor do  $\Delta H_{\text{médio}}$  durante a aplicação da sobrecarga no muro com face envelopada foi maior que o valor medido nos muros com face de blocos (variação ao final do carregamento de 120% para  $\omega = 15^\circ$  e 105% para  $\omega = 20^\circ$ ). Isto é consistente com Chou e Wu (1993), que determinaram experimentalmente e por análises numéricas de elementos finitos os deslocamentos laterais em muros verticais com diferentes tipos de face, eles encontraram que os deslocamentos da face ordenados de menor a maior foram para muros com face rígida de painel contínuo de concreto, face de blocos modulares de concreto e face envelopada, respectivamente. Sendo este último maior em 10% que o valor do muro com faceamento em blocos. Os resultados observados são também concordantes com Bathurst *et al.* (2006) e Mirmoradi (2015) que estudaram MSRГ com  $\omega = 8^\circ$  (variação de 67%) e  $\omega = 6^\circ$  (variação de 65%), respectivamente. Quanto ao muro com  $\omega = 15^\circ$ , observa-se que o  $\Delta H_{\text{médio}}$  foi maior em 20% no muro com base fixa. Este fato é diferente aos resultados de Mirmoradi (2015) para muros com face rígida ( $\omega = 6^\circ$ ) com diferentes condições de base (livre e fixa), onde foi constatado que o  $\Delta H_{\text{médio}}$  foi maior em 23% no muro com base livre.

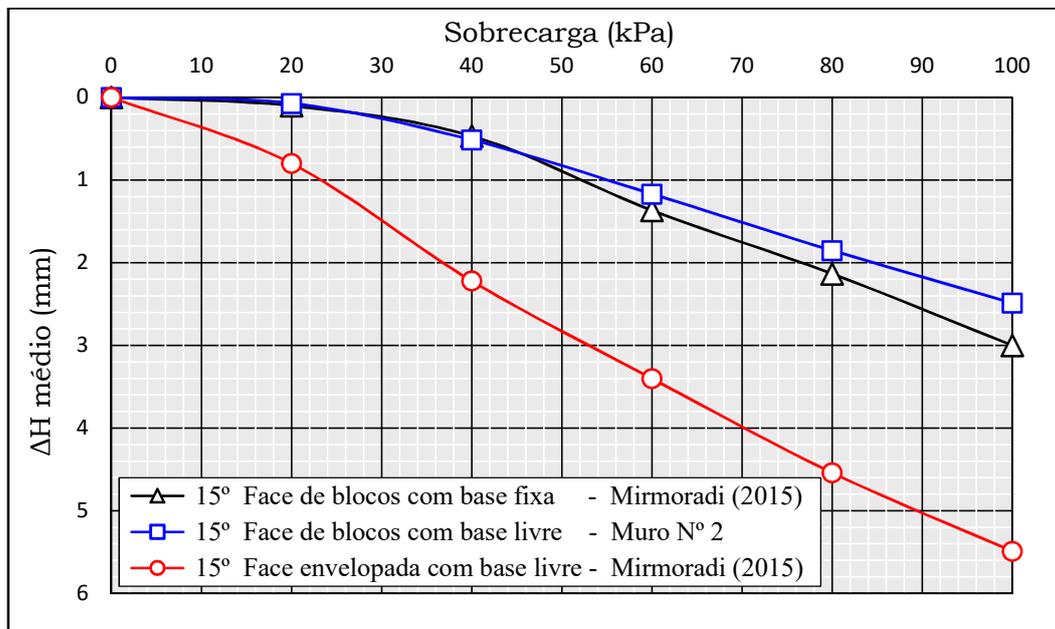


Figura 4.35. Incremento médio de deslocamento horizontal da face em muros com face de blocos (base livre e fixa) e face envelopada (base livre) durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega = 15^\circ$ ).

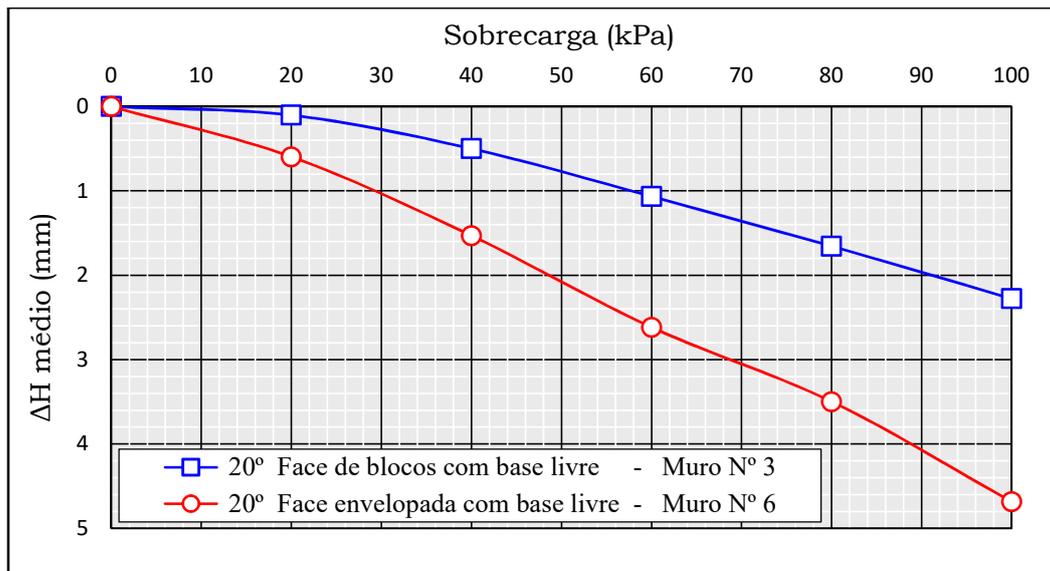


Figura 4.36. Incremento médio de deslocamento horizontal da face em muros de base livre com face de blocos e face envelopada durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega = 20^\circ$ ).

Por outro lado, na Figura 4.37, apresenta-se a o perfil de deslocamentos horizontais da face ( $\Delta H$ ) em muros com face rígida ( $\omega = 15^\circ$ ) com base fixa e livre durante a aplicação da sobrecarga. Verifica-se que quanto mais elevada apresentou-se a sobrecarga, maior foi a diferença entre os deslocamentos horizontais medidos. Esta diferença manifesta-se preponderantemente no topo do muro. Isto é contrário ao que foi observado por Mirmoradi (2015) para muros com  $\omega = 6^\circ$ , no qual a maior diferença se verificou na base do muro. Comparando os muros em menção, constata-se que independentemente da inclinação da face os deslocamentos horizontais próximos à base da face são maiores na condição de base livre, porém, a diferença de valores de deslocamento entre a condição de base livre e fixa é maior no muro com menor inclinação de face com a vertical ( $\omega = 6^\circ$ ). Esta referida atenuação de deslocamentos no fundo é concordante com os resultados obtidos por Chen e Bathurst (2013), que estudaram numericamente a influência do modelo de tensão de cisalhamento–deslocamento na interface base-solo de fundação do muro com um modelo linear elasto-plástico e um modelo não linear. Eles determinaram que independentemente do modelo os deslocamentos próximos à base da face do muro diminuíram com o acréscimo da rigidez horizontal da base, e, do mesmo modo, esses resultados foram consistentes com o comportamento observado por Allen *et al.* (2003) em MSR instrumentados e monitorados durante seu desempenho no campo. Observa-se também que no caso do muro com base fixa, os deslocamentos medidos aumentaram progressivamente em direção da base do muro até o topo. Isto é consistente com Riccio *et al.* (2014) e Bommer e Schneider (2015).

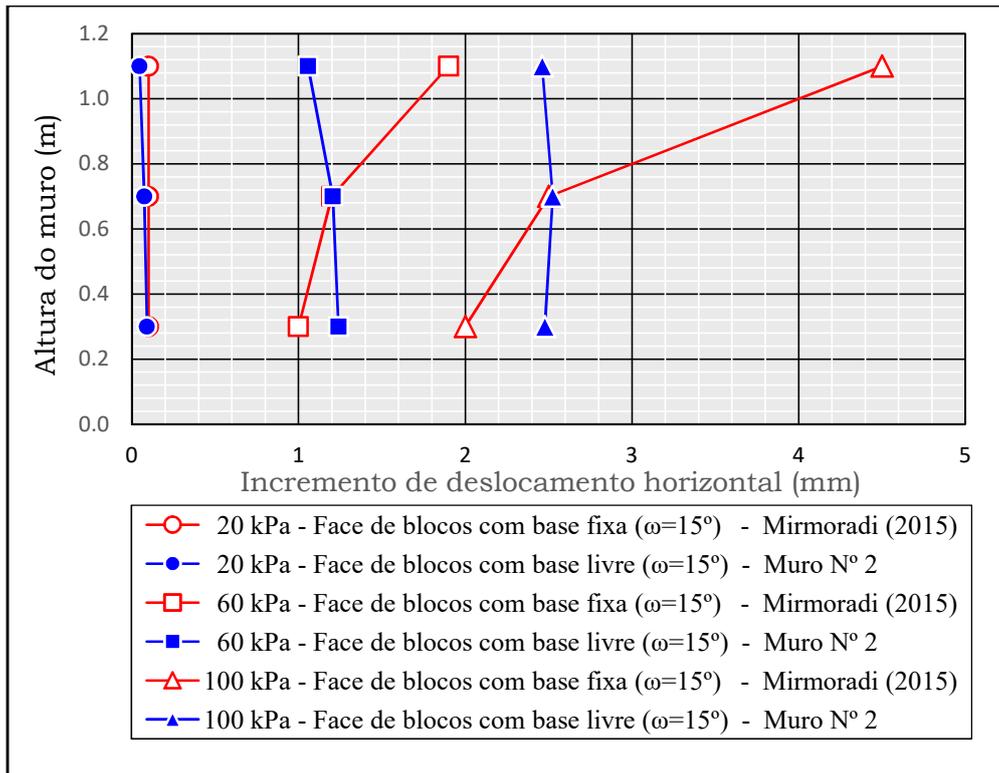


Figura 4.37. Incremento de deslocamento horizontal da face em muros com face de blocos ( $\omega = 15^\circ$ ) com base livre e fixa durante o carregamento (estágios de 20 kPa, 60 kPa e 100 kPa).

### Deslocamento vertical na superfície do terrapleno

Na Figura 4.38 apresenta-se o incremento médio de deslocamento vertical na superfície do terrapleno ( $\Delta V_{\text{médio}}$ ) em muros com face rígida e flexível sem resistência na base ( $\omega = 20^\circ$ ). Os maiores valores do  $\Delta V_{\text{médio}}$  ocorreram no muro com face flexível (superior em 85% ao final do carregamento). Verifica-se que quanto maior foi a aplicação da sobrecarga, maior foi a diferença de  $\Delta V_{\text{médio}}$  observada nos muros.

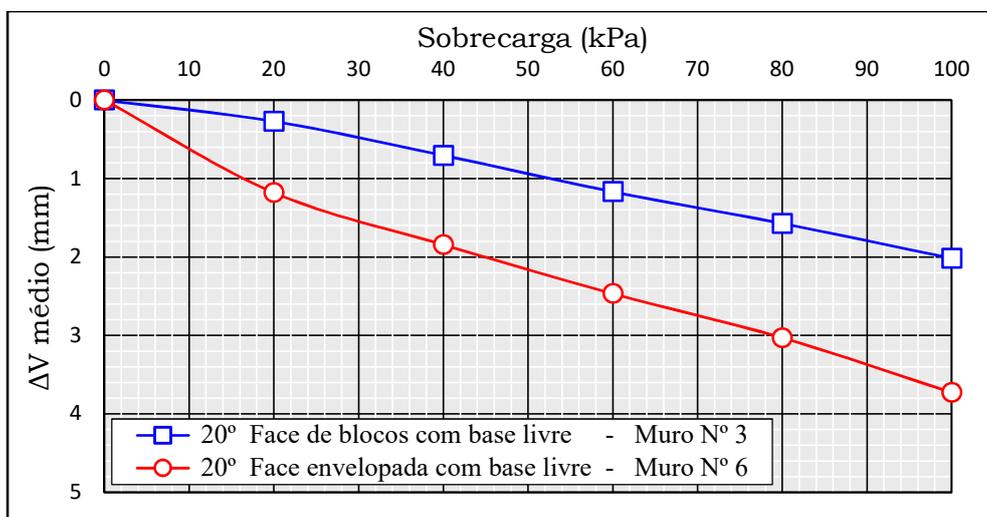


Figura 4.38. Incremento médio de deslocamento vertical no terrapleno em muros de base livre com face de blocos e face envelopada durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega = 20^\circ$ ).

#### 4.5. Efeito do tipo de sobrecarga aplicada (uniforme e variável) no topo do muro

Buscando melhor representar o efeito de carregamentos promovidos pelas camadas superiores em modelos com faces inclinadas, alguns estudos foram desenvolvidos considerando carregamentos variáveis no topo do muro. A sobrecarga foi dividida em três setores reduzindo a pressão de carregamento progressivamente na direção da face, utilizando o artifício geométrico mostrado na Figura 3.28 e Figura 3.30 visando seguir o alinhamento da inclinação de face.

Para verificar o efeito do tipo de sobrecarga aplicada no topo do muro, compararam-se neste subitem os resultados observados nos modelos físicos N° 2 (Figura 3.26), N° 4 (Figura 3.29) e N° 5 (Figura 3.31). A título de representação, no caso dos muros com carregamento variável, designou-se nos gráficos o maior valor da pressão de carregamento correspondente a cada estágio, isto é, à sobrecarga aplicada no fundo do muro.

##### Tensão no reforço

A Figura 4.39 apresenta resultados para muros com inclinação de face de 15° com a vertical. No modelo N° 4, em relação ao aplicado no fundo, aplicaram-se carregamentos em faixas correspondentes a 33% e 67% desta carga aproximado à face (Q1; Figura 3.29). Já no modelo N° 5, aplicaram-se carregamentos em faixa de 25% e 75% do aplicado no fundo (Q2; Figura 3.31). Com os carregamentos Q1 e Q2 buscou-se representar o mesmo alinhamento da inclinação da face e os resultados observados mostraram que os valores de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  ao final de carregamento foram similares em ambos os muros (variação de 2%). O efeito de sobrecargas variáveis nas tensões de tração máximas mobilizadas nos reforços levou a uma redução de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  de 50% em relação ao observado sob um carregamento similar uniformemente distribuído em toda a superfície do topo do muro ( $Q_t$ ). Este efeito de sobrecargas não uniformes foi também demonstrado por Mirmoradi (2015), utilizando simulação numérica. Por outro lado, Rahmouni *et al.* (2016) demonstrou que maiores ângulos de inclinação de camadas de solo acima do topo de MSRGS (aterros de carregamento) levaram a maiores tensões nos reforços.

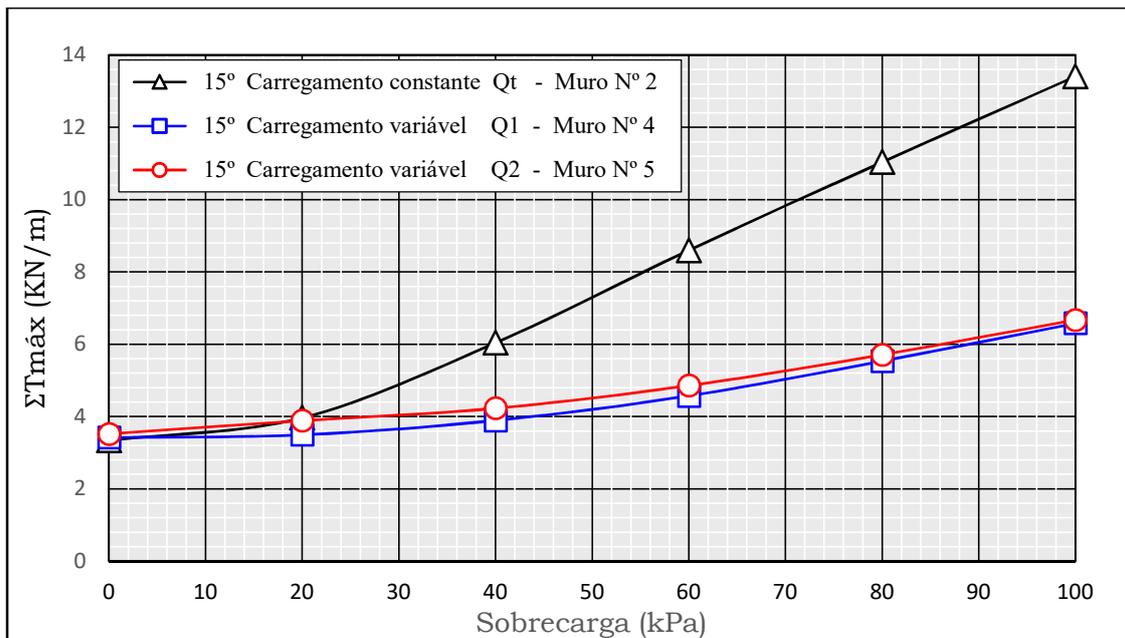


Figura 4.39. Somatório de tensões máximas nos reforços em muros com face de blocos ( $\omega = 15^\circ$ ) e base livre durante a aplicação da sobrecarga (uniforme ou variável).

### Empuxo do solo na face do muro

A Figura 4.40 apresenta para muros com inclinação da face  $\omega = 15^\circ$  e diferentes tipos de sobrecarga aplicada, valores de empuxo horizontal normalizado do solo na face posterior dos blocos medidos próximo à base do muro (CTT 1). Observa-se que maiores valores foram medidos no muro com carregamento uniforme, porém, ainda inferiores ao correspondente à condição ativa de Rankine para muros verticais. Ao final de carregamento, o muro com carregamento Qt apresentou um empuxo atuante 6 e 70 vezes maior que os muros com carregamento variável Q1 e Q2 respectivamente.

A Figura 4.41 apresenta, para muros com inclinação da face  $\omega = 15^\circ$  com diferentes tipos de sobrecarga aplicada, valores de empuxo horizontal normalizado do solo na face posterior dos blocos medidos no topo do muro (CTT 3). Observa-se que ao final de construção, o muro com carregamento uniforme (Qt) apresentou valores de empuxo menores em 11% e 27% em relação aos muros com carregamento variável Q1 e Q2, respectivamente. No entanto, durante a aplicação de sobrecarga os valores neste muro ultrapassaram aos observados nos muros com carregamento variável Q1 e Q2, apresentando-se 700% e 33% superiores ao final de carregamento, respectivamente. Similarmente aos valores de empuxo medidos no ponto próximo à base,

independentemente do tipo de carregamento, os valores foram inferiores ao correspondente empuxo ativo “Ka” de Rankine em muros com faceamento vertical.

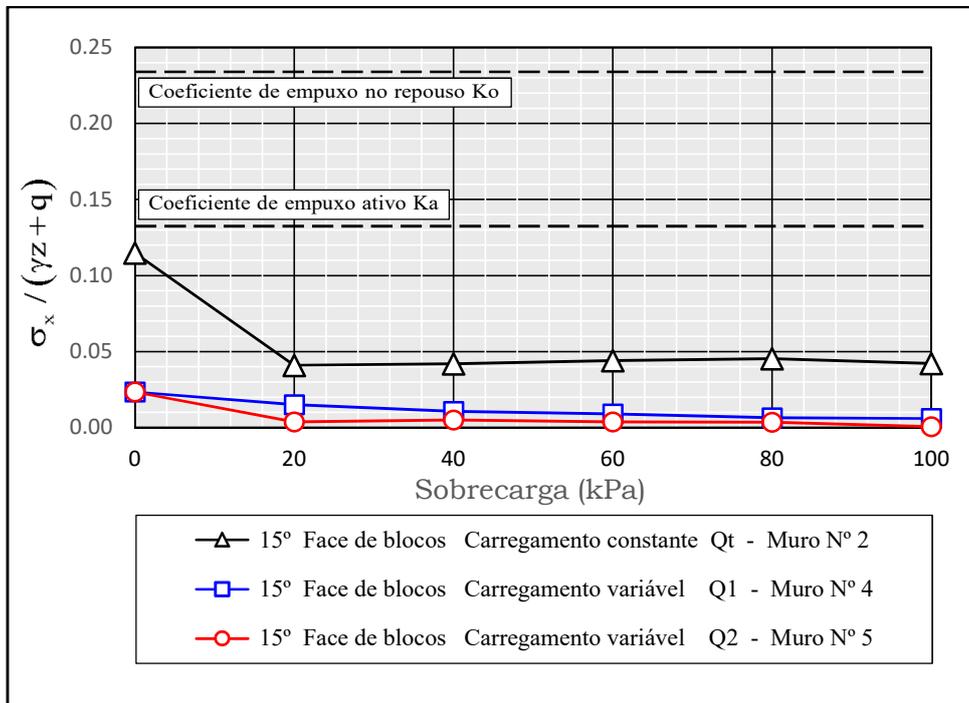


Figura 4.40. Coeficiente de empuxo horizontal do solo próximo à base (CTT1) em muros com face de blocos ( $\omega = 15^\circ$ ) e base livre ao final de construção e durante a aplicação da sobrecarga (uniforme e variável).

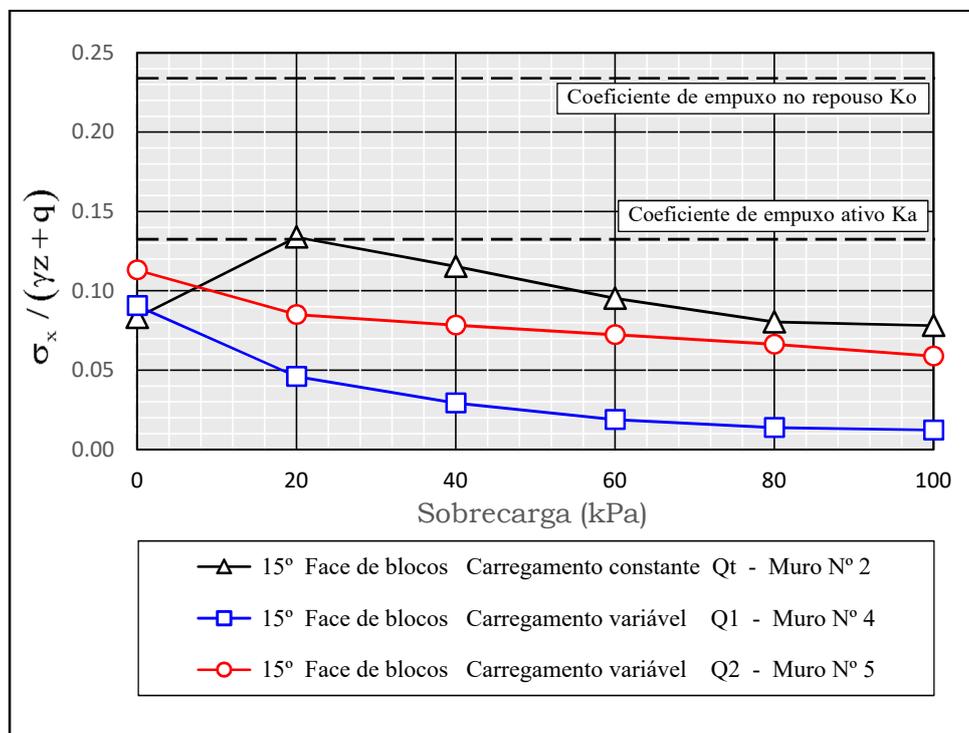


Figura 4.41. Coeficiente de empuxo horizontal do solo próximo ao topo (CTT3) em muros com face de blocos ( $\omega = 15^\circ$ ) e base livre ao final de construção e durante a aplicação da sobrecarga (uniforme e variável).

## Deslocamento horizontal da face

Na Figura 4.42, apresenta-se a variação do incremento médio de deslocamento horizontal da face ( $\Delta H_{\text{médio}}$ ) para muros com face de blocos ( $\omega = 15^\circ$ ) sob diferentes tipos de sobrecarga. Observa-se que ao final de carregamento o valor de  $\Delta H_{\text{médio}}$  foi superior em 337% e 479% no caso de sobrecarga uniforme  $Q_t$  em relação aos muros com carregamento variável  $Q_1$  e  $Q_2$  que em média representam menores carregamentos. Isto é consistente com Ardah *et al.* (2017), que avaliaram os deslocamentos laterais da face em MSRG utilizado como suporte estrutural da ponte Maree Michel na Louisiana, EUA. Através de análises numéricas utilizando o método de elementos finitos, eles constataram que maiores sobrecargas aplicadas uniformemente no terrapleno do muro levam a maiores deslocamentos da face. Os resultados encontrados também apresentaram consistência com Mirmoradi (2015). Já nos muros com carregamento variável, o  $\Delta H_{\text{médio}}$  no muro N° 4 ( $Q_1$ ) foi superior em 33% em relação ao muro N° 5 ( $Q_2$ ).

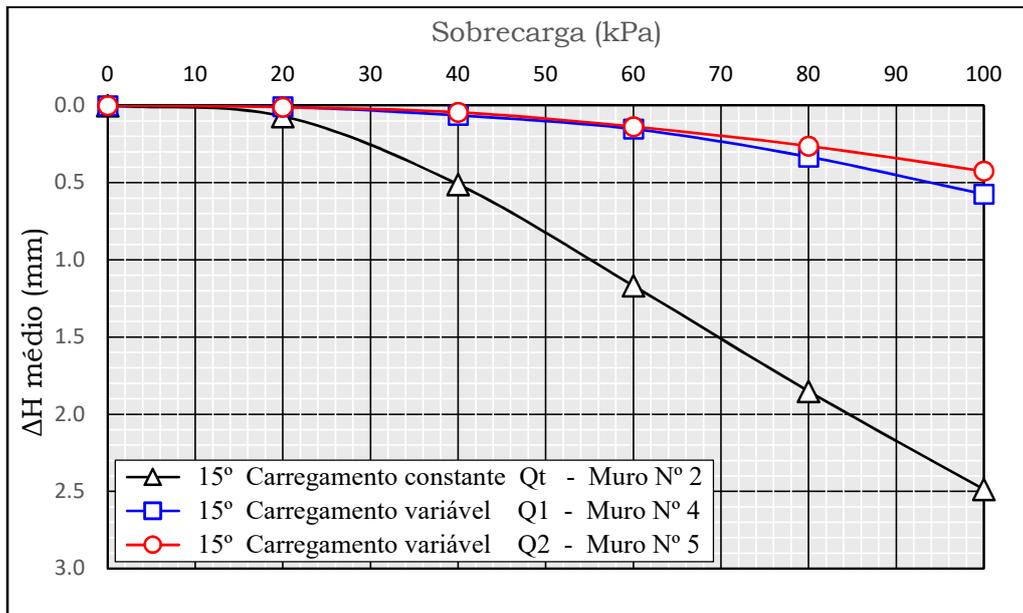


Figura 4.42. Incremento médio de deslocamento horizontal da face em muros com face de blocos e base livre ( $\omega = 15^\circ$ ) durante a aplicação da sobrecarga (uniforme ou variável).

## Deslocamento vertical na superfície do terrapleno

Na Figura 4.43, apresenta-se a variação do incremento de deslocamento vertical na superfície do terrapleno ( $\Delta H$ ) para muros com face de blocos ( $\omega = 15^\circ$ ) com sobrecarga variável ( $Q_1$  e  $Q_2$ ). Em ambos os muros, os maiores deslocamentos verticais ocorreram

em pontos mais afastados da face do muro, sendo os recalques mais significativos observados no muro N° 5 (aproximadamente 3 vezes maior ao final do carregamento). Este comportamento é contrário ao caso de muros com carregamento uniforme  $Q_t$ , onde os maiores deslocamentos verticais ocorreram junto à face do muro.

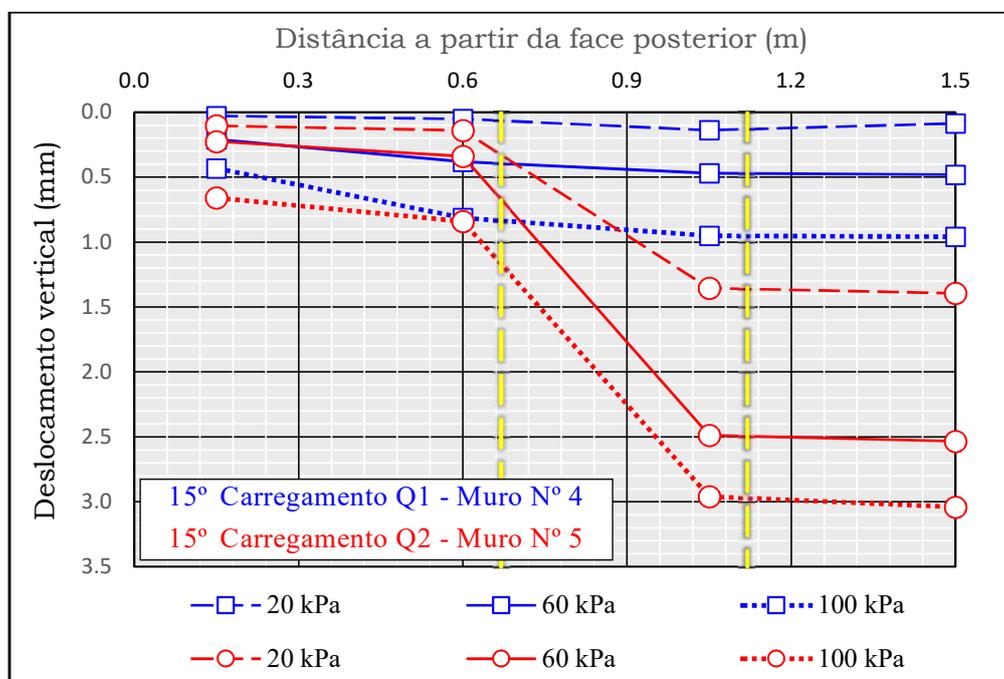


Figura 4.43. Incremento de deslocamento vertical no terrapleno em muros com face de blocos ( $\omega = 15^\circ$ ) e base livre durante a aplicação da sobrecarga variável Q1 e Q2 (estágio de 20 kPa, 60 kPa e 100 kPa).

#### 4.6. Comparação entre resultados medidos e calculados

Foram cotejados os resultados obtidos experimentalmente com os calculados utilizando os métodos analíticos: Ehrlich e Mirmoradi (2016), Simplificado AASHTO (2017) e Wang *et al.* (2018), e o método empírico Allen e Bathurst (2015) buscando avaliar a capacidade de predição desses procedimentos. Como fato de uniformização na comparação de resultados de  $T_{m\acute{a}x}$ , os cálculos foram efetuados utilizando o mesmo ângulo de atrito (correspondente à condição de deformação plana;  $\phi=50^\circ$ ). No entanto ressalta-se que no dimensionamento de MSR, nos métodos Allen e Bathurst (2015) e Simplificado AASHTO (2017) os autores sugerem utilizar o ângulo de atrito obtido através de ensaios de compressão triaxial ou cisalhamento direto, que para o material de aterro utilizado na construção dos muros objeto desta dissertação corresponderia a  $\phi=42^\circ$ . Neste caso, os valores de  $\Sigma T_{m\acute{a}x}$  aumentariam consideravelmente a favor da segurança principalmente nos casos dos muros com resistência à movimentação na base. Entre os

diferentes parâmetros para cálculo de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  mediante os referidos métodos, destacam-se o módulo de elasticidade dos blocos pré-moldados de concreto utilizado:  $E = 2 \times 10^7$  kPa; e os parâmetros da curva tensão – deformação no modelo hiperbólico: Módulo tangente inicial  $k = 590$ , Módulo expoente  $n = 0,6$  e Razão de ruptura  $R_f = 0,7$ . Além disso, ressalta-se que os métodos, Ehrlich e Mirmoradi (2016), Simplificado AASHTO (2017) e Wang *et al.* (2018) apresentam valores de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  sem considerar a rigidez da face, isto diferentemente do método Allen e Bathurst (2015) que possibilita o cálculo de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  para muros com face em blocos e envelopada. Por outro lado, os métodos Simplificado Ehrlich e Mirmoradi (2016) e Wang *et al.* (2018) apresentam valores de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  considerando o efeito da compactação, o qual não é levado em conta nos métodos Allen e Bathurst (2015) e Simplificado AASHTO (2017). Porém, é importante salientar que devido ao procedimento de construção dos muros com compactação leve (baixa energia de compactação -  $\sigma'_{zc,i} = 8$  kPa), não se apresentaram grandes diferenças no valor de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  em relação à condição de não compactação, isto em razão de que o efeito da compactação no valor de  $T_{\text{máx}}$  aconteceu somente na terceira camada de reforço (posicionada a 1,00 m de altura) e ao final de construção, posteriormente prevaleceu o efeito da sobrecarga aplicada na tensão vertical atuante. A seguir apresentam-se a comparação de resultados medidos e calculados de somatório da tensão de tração máxima no reforço ao final de construção e durante a aplicação de sobrecarga para diferentes inclinações e rigidez da face sob diferentes condições de restrição de movimentação da base.

Na Figura 4.44, para muros com inclinação de face  $\omega = 6^\circ$ , observa-se que os três métodos analíticos superestimaram o valor de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  nos muros com face de blocos e base fixa. A superestimativa de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  aumentou com o acréscimo de carregamento e foi correspondente a um incremento médio de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  durante a aplicação de sobrecarga de 98%, 100% e 196% para os métodos, Ehrlich e Mirmoradi (2016), Simplificado AASHTO (2017) e Wang *et al.* (2018) respectivamente. Nesta condição de face rígida com resistência na base, o método empírico de Allen e Bathurst (2015) estimou razoavelmente o valor de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  (superestimativa média durante o carregamento de 4%). Para os muros com face de blocos e envelopada sem resistência à movimentação na base, os métodos Ehrlich e Mirmoradi (2016) e Simplificado AASHTO (2017) estimaram razoavelmente o valor de  $\Sigma T_{\text{máx}}$ . No entanto, o método Wang *et al.* (2018) continuou levando a resultados significativamente superestimados (superestimativa média durante

o carregamento de 50% e 64% para muros com face rígida e face flexível sem resistência na base, respectivamente). Referentemente ao método Allen e Bathurst (2015), nesta condição de muros com base sem resistência à movimentação, o valor de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  calculado durante o carregamento apresentou uma subestimativa média de 46% e uma superestimativa média de 94% em relação ao  $\Sigma T_{\text{máx}}$  medido no caso de muros com face em blocos e face envelopada, respectivamente.

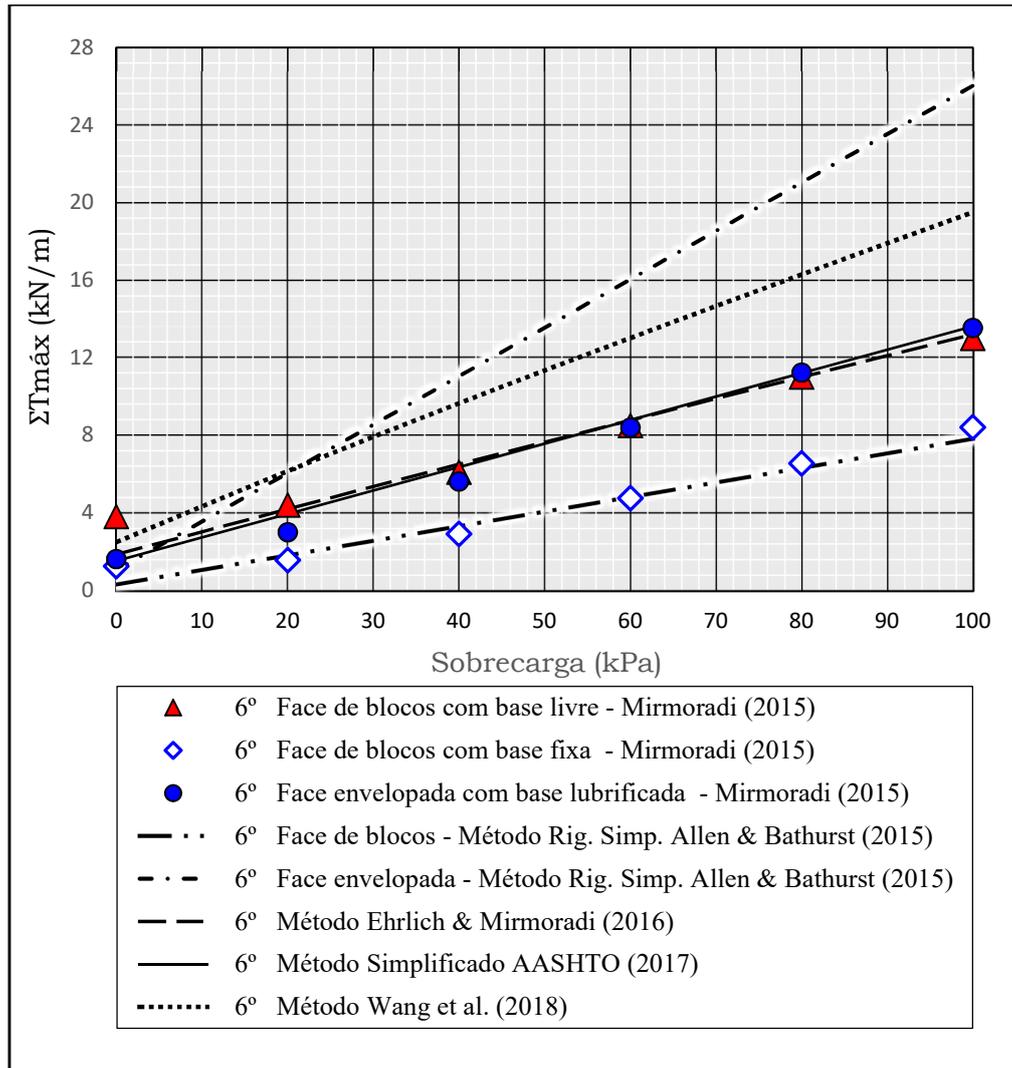


Figura 4.44. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços em muros com face de blocos (base livre e fixa) e face envelopada (base lubrificada) durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega = 6^\circ$ ).

Comparativamente neste caso de muros com  $\omega = 6^\circ$  com diferentes tipos de face e condição de base, nas Figuras 4.45, 4.46 e 4.47 apresentam-se o cotejamento do valor medido de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  com os valores calculados para a condição crítica de carregamento (100 kPa).

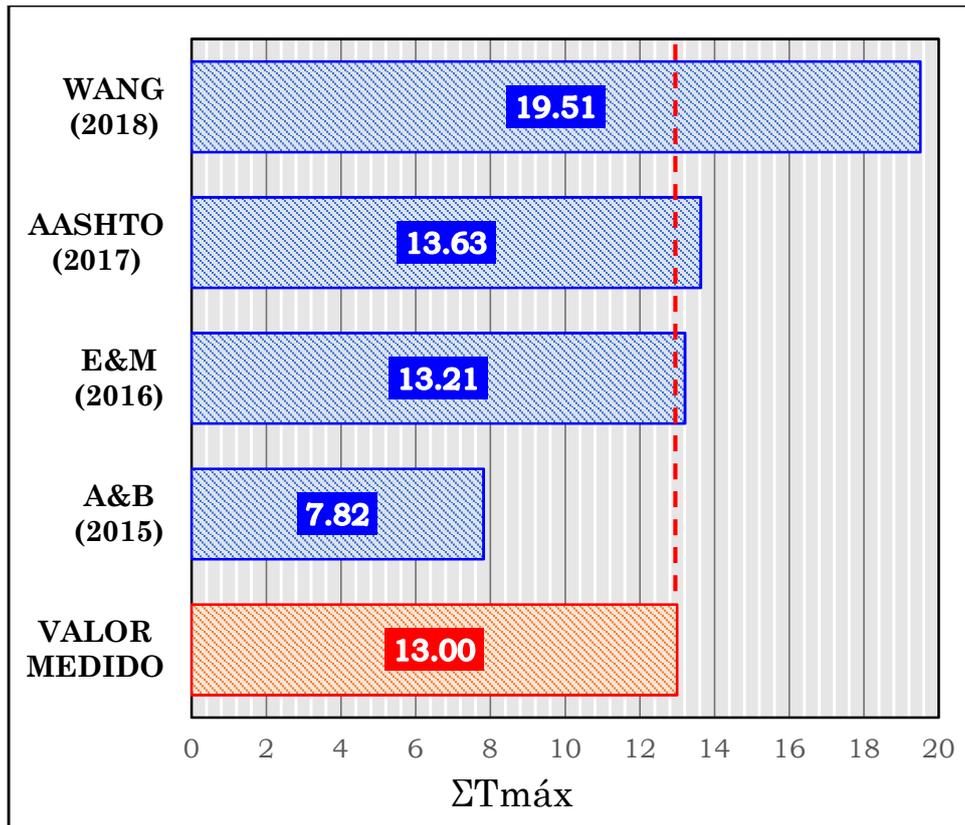


Figura 4.45. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços ao final de carregamento – Muro com face em blocos e base livre ( $\omega = 6^\circ$ ).

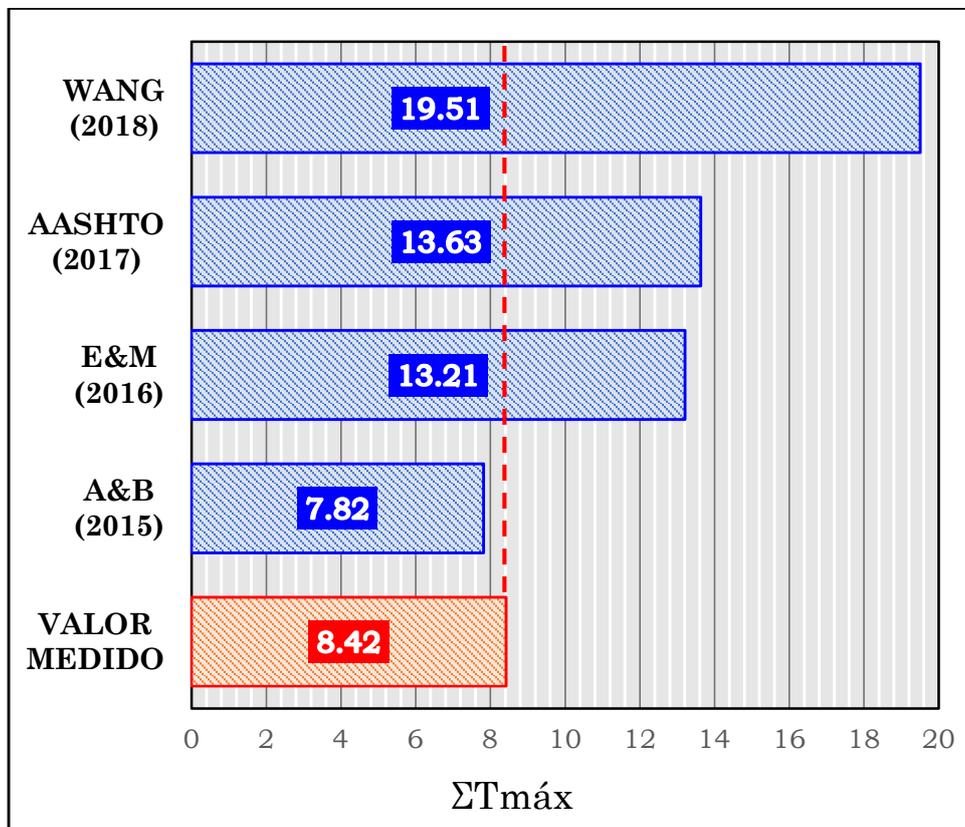


Figura 4.46. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços ao final de carregamento – Muro com face em blocos e base fixa ( $\omega = 6^\circ$ ).

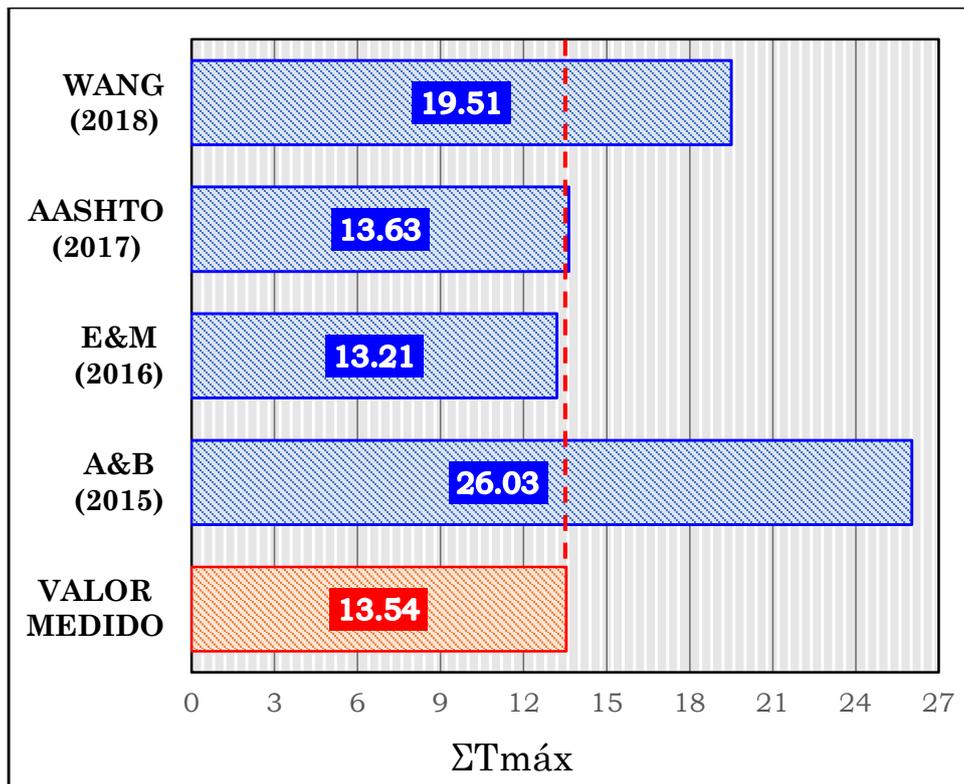


Figura 4.47. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços ao final de carregamento – Muro com face envelopada e base lubrificada ( $\omega = 6^\circ$ ).

Na Figura 4.48, para muros com inclinação de face  $\omega = 15^\circ$ , observa-se que os métodos Allen e Bathurst (2015), Ehrlich e Mirmoradi (2016) e Simplificado AASHTO (2017) subestimaram os valores medidos de  $\Sigma T_{máx}$  nos muros com face de blocos e base livre. Esta subestimação aumentou com o acréscimo de carregamento e foi correspondente a um valor médio durante o carregamento de 40%, 58% e 22%, respectivamente. Neste caso, o método Wang *et al.* (2018) apresentou uma superestimativa média durante o carregamento de 17%. Para os muros com face envelopada com base lubrificada, os valores de  $\Sigma T_{máx}$  foram superestimados utilizando o método Ehrlich e Mirmoradi (2016) até uma sobrecarga de 60 kPa (superestimativa média de 18%) e apresentaram-se subestimados a partir de então até 100 kPa (subestimativa média de 16%). O método Simplificado AASHTO (2017) apresentou uma subestimativa média durante o carregamento de 26% e os métodos Allen e Bathurst (2015) e Wang *et al.* (2018) apresentaram uma superestimativa média durante o carregamento de 55% e 82%. Para o caso dos muros com face de blocos com base fixa, os três métodos analíticos levaram a resultados superestimados (superestimativa média durante o carregamento de 38%, 80% e 168% para os métodos Ehrlich e Mirmoradi (2016), Simplificado AASHTO (2017) e Wang *et al.* (2018), respectivamente),

entretanto, o método empírico Allen e Bathurst (2015) subestimou levemente o  $\Sigma T_{\text{máx}}$  no caso de muros com faceamento em blocos (subestimativa média durante o carregamento de 5%). Para o caso dos muros com face envelopada e base não lubrificada os métodos apresentaram uma superestimativa média durante o carregamento de 10%, 43%, 113% e 154% para os métodos Allen e Bathurst (2015), Ehrlich e Mirmoradi (2016), Simplificado AASHTO (2017) e Wang *et al.* (2018), respectivamente).

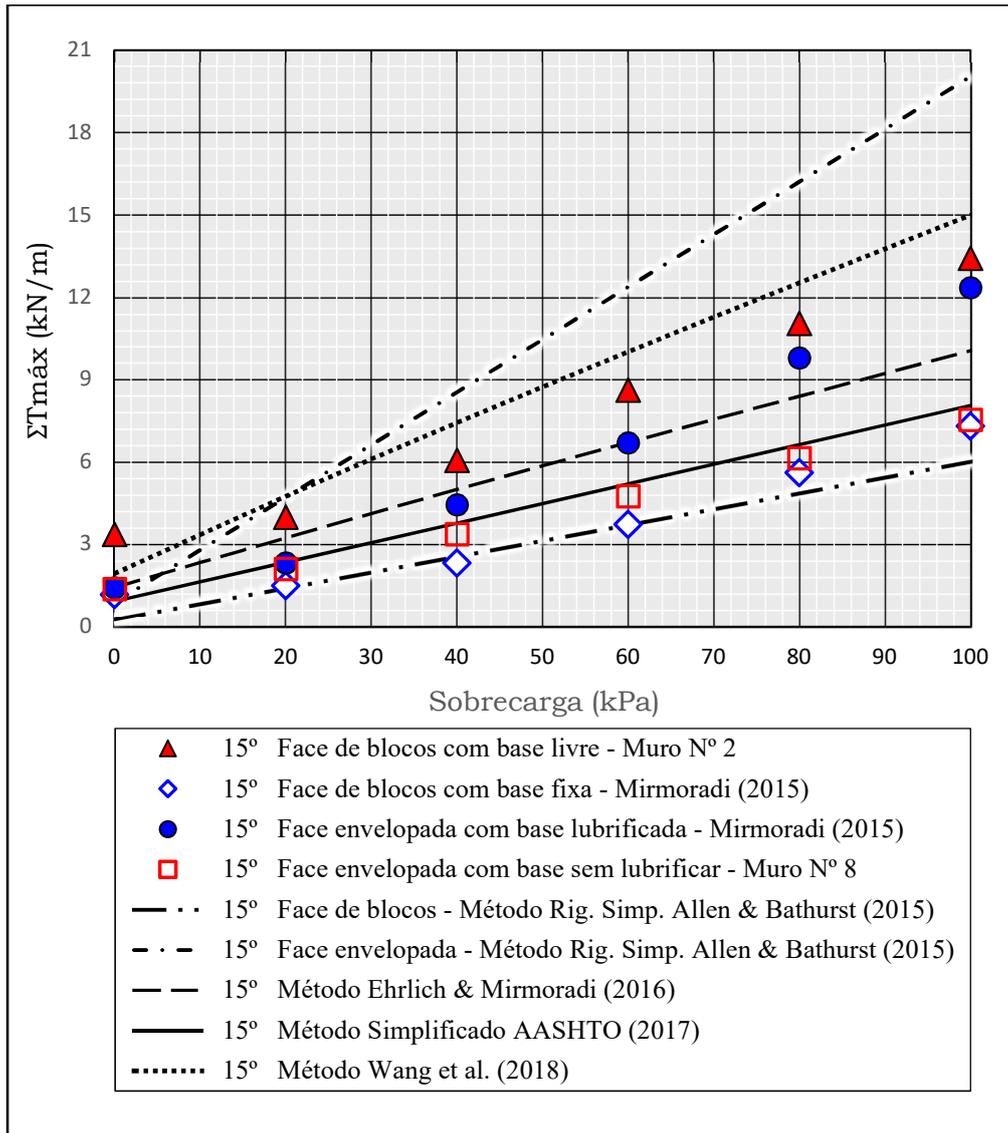


Figura 4.48. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços em muros com face de blocos (base livre e fixa) e face envelopada (base lubrificada e não lubrificada) durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega = 15^\circ$ ).

Comparativamente neste caso de muros com  $\omega = 15^\circ$  com diferentes tipos de face e condição de base, nas Figuras 4.49, 4.50, 4.51 e 4.52 apresentam-se o cotejamento do valor medido de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  com os valores calculados para a condição crítica de carregamento (100 kPa).

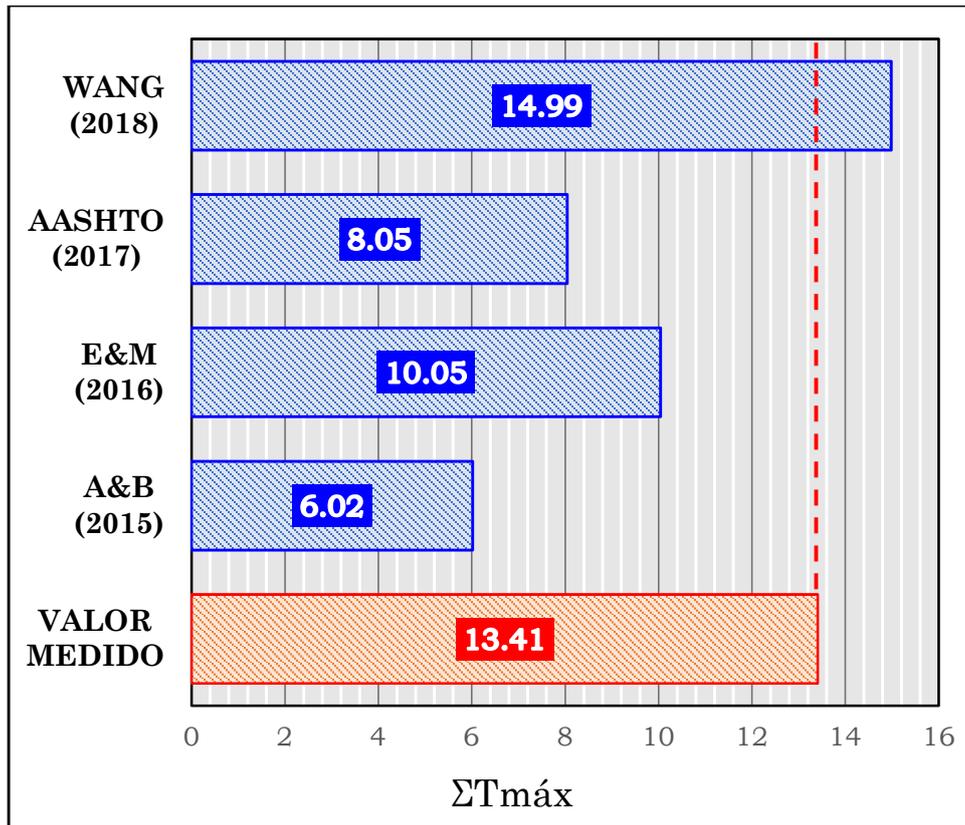


Figura 4.49. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços ao final de carregamento – Muro com face em blocos e base livre ( $\omega = 15^\circ$ ).

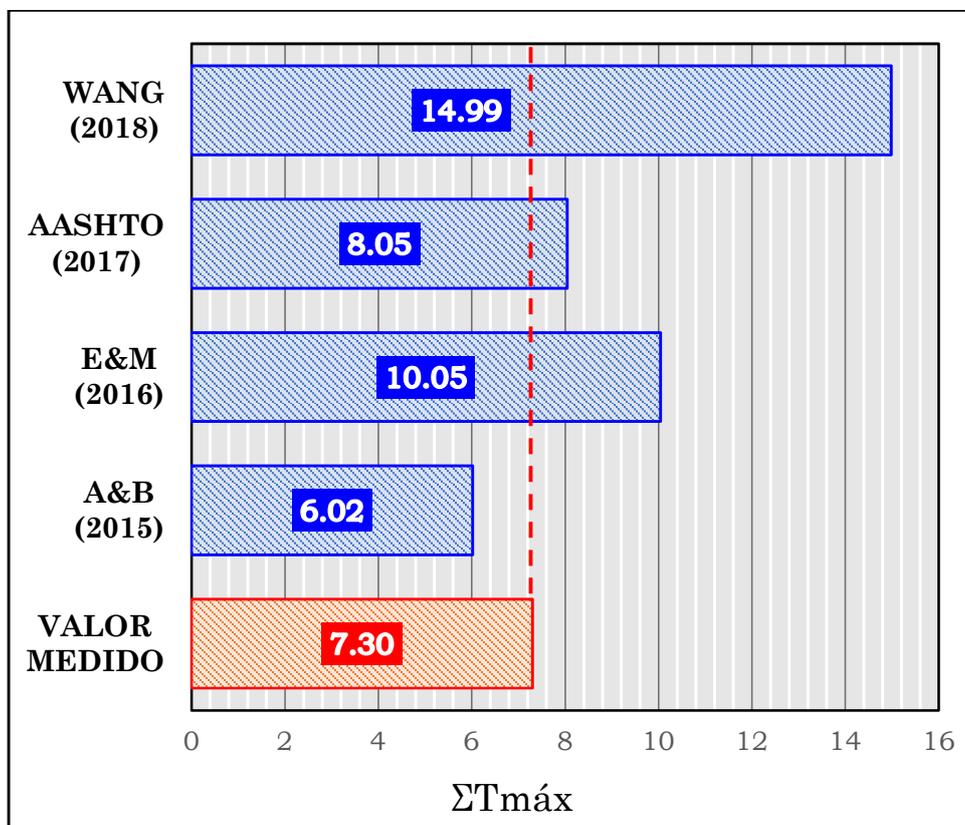


Figura 4.50. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços ao final de carregamento – Muro com face em blocos e base fixa ( $\omega = 15^\circ$ ).

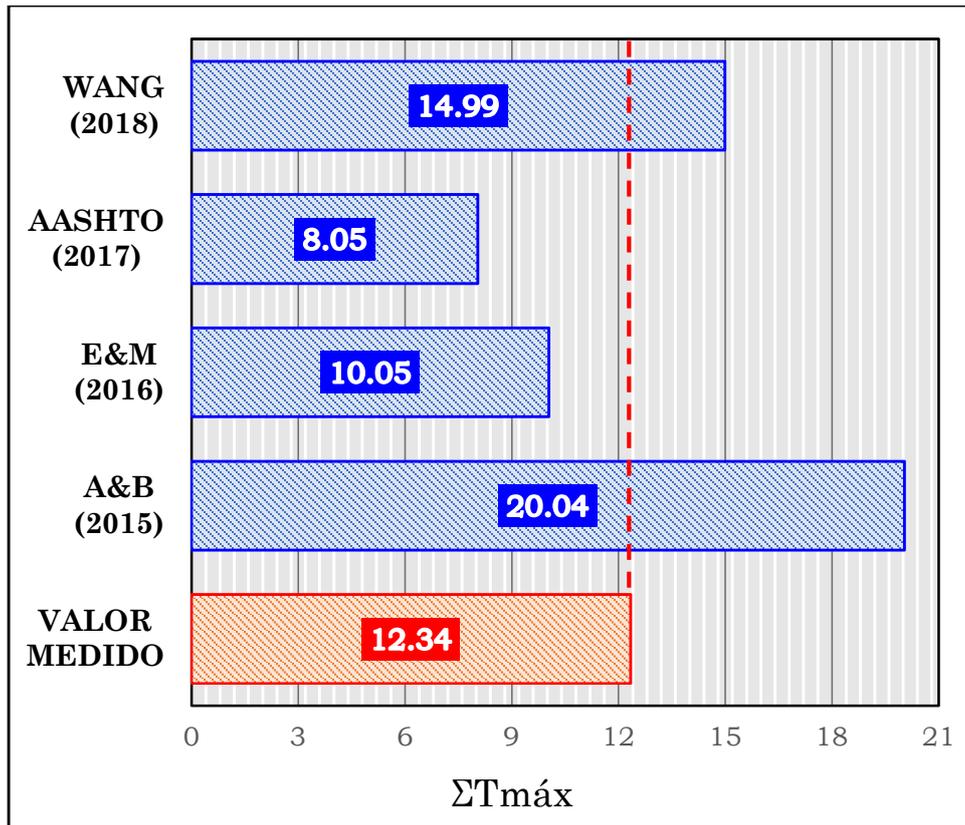


Figura 4.51. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços ao final de carregamento – Muro com face envelopada e base lubrificada ( $\omega = 15^\circ$ ).

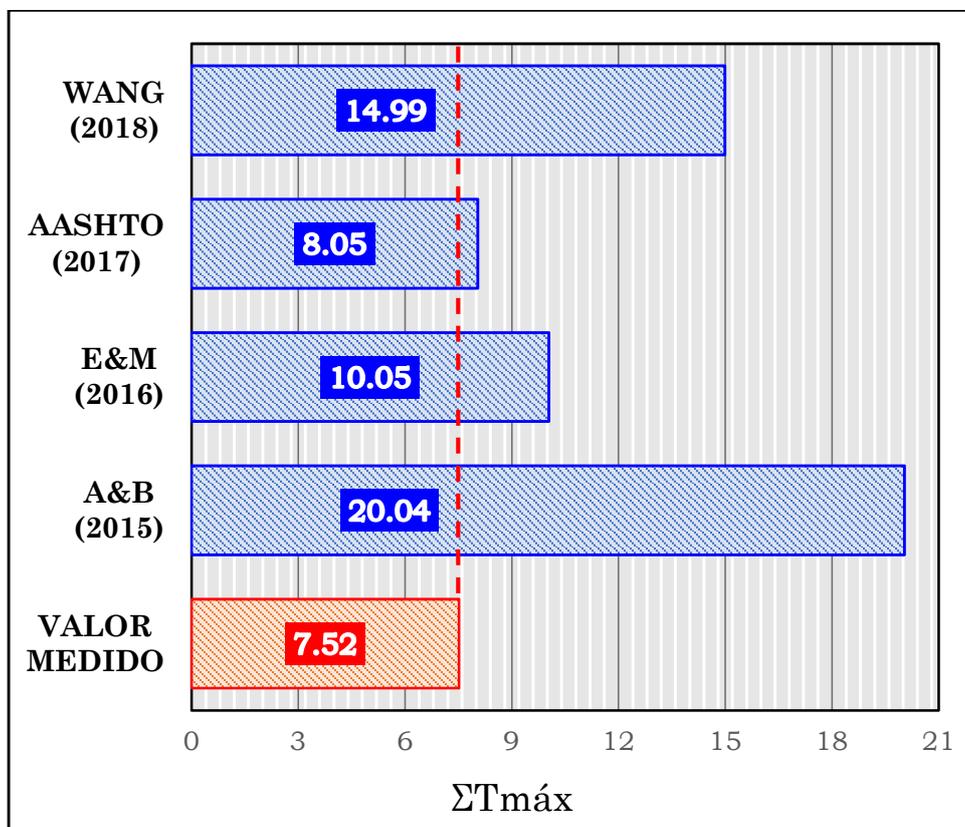


Figura 4.52. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços ao final de carregamento – Muro com face envelopada e base não lubrificada ( $\omega = 15^\circ$ ).

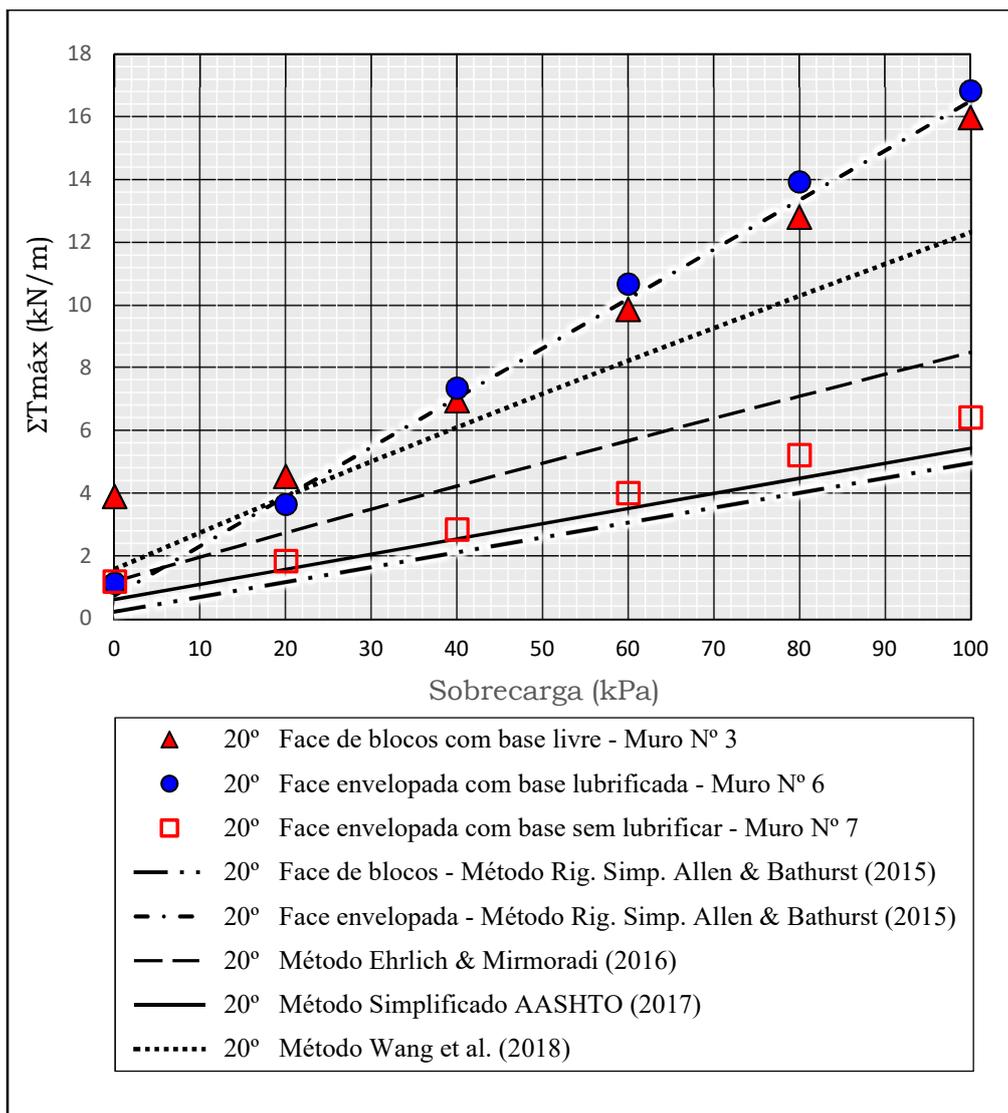


Figura 4.53. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços em muros com face de blocos (base livre) e face envelopada (base lubrificada e não lubrificada) durante a aplicação da sobrecarga ( $\omega = 20^\circ$ ).

Na Figura 4.53, para muros com inclinação de face  $\omega = 20^\circ$ , observa-se que os três métodos analíticos subestimaram o valor de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  nos muros com face de blocos e envelopada em condição de base livre. A subestimativa aumentou com o acréscimo de carregamento e foi correspondente a um valor médio durante a aplicação da sobrecarga de 65%, 43% e 17% no caso de muros com faceamento em blocos e 65%, 43% e 23% no caso de muros com face envelopada, isto para os métodos Ehrlich e Mirmoradi (2016), Simplificado AASHTO (2017) e Wang *et al.* (2018), respectivamente. No entanto, nesta condição, o método empírico Allen e Bathurst (2015) subestimou levemente os valores de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  no caso de muros com face flexível (subestimativa média durante o carregamento de 4%) e apresentou valores mais subestimados no caso de muros com face

rígida (subestimativa média durante o carregamento de 70%). Para os muros com face envelopada e base não lubrificada, os métodos Allen e Bathurst (2015), Ehrlich e Mirmoradi (2016) e Wang *et al.* (2018) apresentaram uma superestimativa média durante o carregamento de 42%, 105% e 145%, respectivamente. Já o método Simplificado AASHTO (2017) levou a resultados levemente subestimados (subestimativa média durante o carregamento de 13%).

Comparativamente neste caso de muros com  $\omega = 20^\circ$  com diferentes tipos de face e condição de base, nas Figuras 4.54, 4.55 e 4.56 apresentam-se o cotejamento do valor medido de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  com os valores calculados para a condição crítica de carregamento (100 kPa).

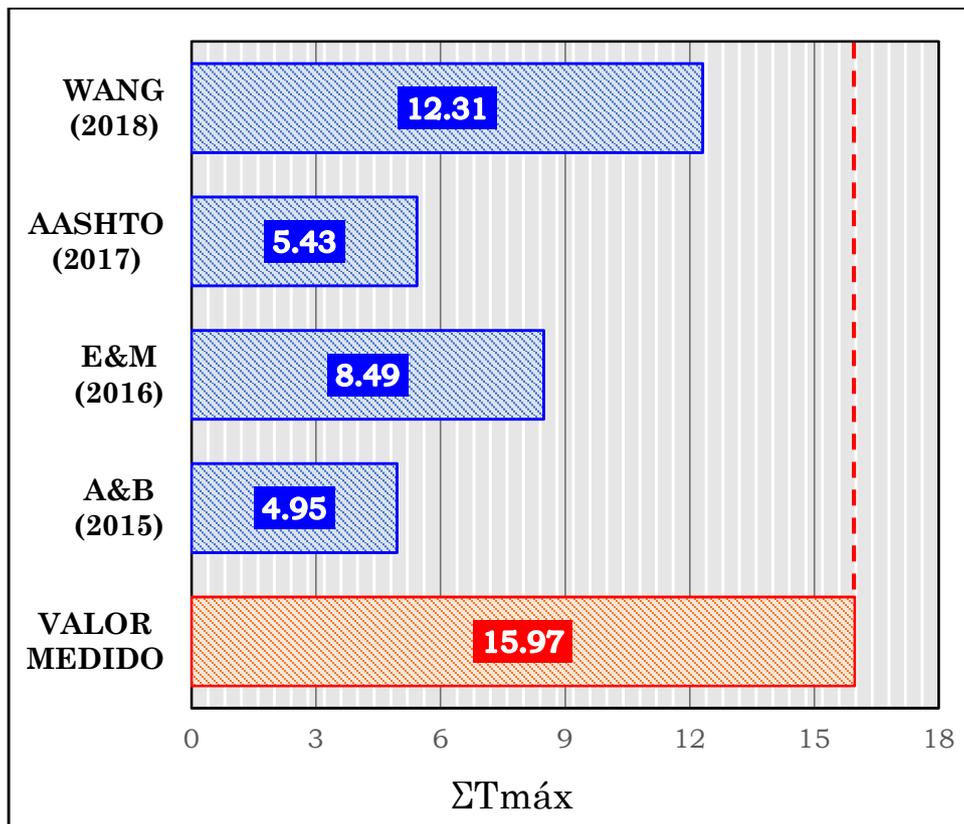


Figura 4.54. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços ao final de carregamento – Muro com face em blocos e base livre ( $\omega = 20^\circ$ ).

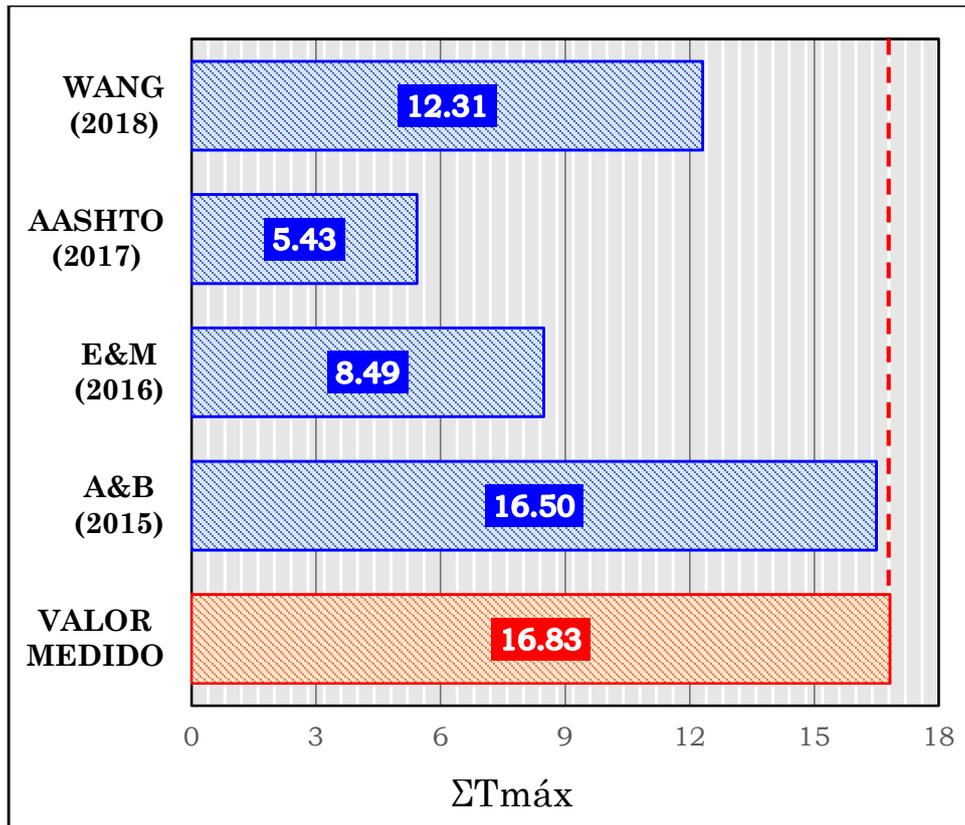


Figura 4.55. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços ao final de carregamento – Muro com face envelopada e base lubrificada ( $\omega = 20^\circ$ ).

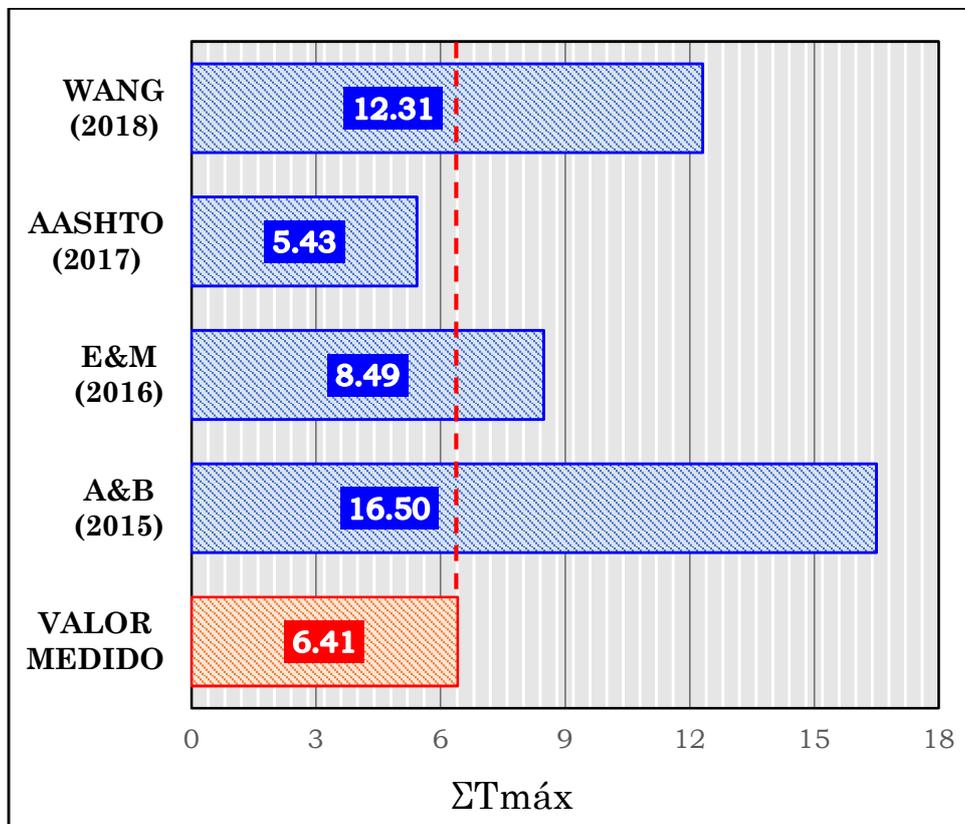


Figura 4.56. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços ao final de carregamento – Muro com face envelopada e base não lubrificada ( $\omega = 20^\circ$ ).

Em resumo, a comparação de resultados medidos e calculados da tensão máxima de tração no reforço nos muros construídos com compactação leve, indicou que, em linhas gerais, o grau de conservadorismo dos métodos de dimensionamento utilizados no cálculo de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  diminui com o aumento da inclinação de face com a vertical e sobrecarga aplicada, isto em razão de que os métodos utilizados não consideram o efeito combinado de ambos fatores. Em outras palavras os métodos possibilitam a estimação do  $T_{\text{máx}}$  em muros com face inclinada, mas com sobrecargas que seguem o alinhamento da face, já em muros com face inclinada e sobrecargas uniformes (carregamento  $Q_t$ ) acontece que à medida que incrementa a inclinação da face e a sobrecarga aplicada, os métodos vão perdendo capacidade de acurácia. No entanto, em muros verticalizados ( $\omega \leq 6^\circ$ ), este efeito pode ser negligenciado em razão de que as sobrecargas uniformes representam um modelo de carregamento muito próximo à condição real de carregamento por camadas localizadas acima. O anterior exposto foi percebido claramente no caso de muros com condição de base livre. Entretanto, no caso de muros com resistência na base (face de blocos com base fixa ou face envelopada com base não lubrificada), os três métodos analíticos superestimaram os valores de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  medidos enquanto o método empírico de Allen e Bathurst (2015) apresentou previsões razoáveis no caso de muros com face rígida e superestimativas consideráveis no caso de muros com face flexível. Quanto à capacidade de acurácia do método Simplificado AASHTO, Chen e Bathurst (2013) concluíram que o método Simplificado AASHTO (2010) superestima os valores do  $T_{\text{máx}}$  em muros com face rígida e base fixa em razão de que este método não considera a redução nas tensões de reforço provocada por faces rígidas com base total ou parcialmente restrita. Isto foi salientado por Allen e Bathurst (2015) e por estudos anteriores (Allen e Bathurst, 2002; Bathurst *et al.*, 2008). Estas conclusões são concordantes com Mirmoradi e Ehrlich (2016b) que analisaram a capacidade de predição do método Simplificado AASHTO (2014) sob condições operacionais. Adicionalmente, tem-se que quanto maior é a inclinação da face com a vertical, menos conservativa é a redução do coeficiente de empuxo calculado pela teoria de Coulomb.

Na Tabela 4.1 (face de blocos) e Tabela 4.2 (face de envelopada), apresentam-se em porcentagem as variações dos resultados medidos e calculados de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  utilizando os métodos avaliados ao final de construção e ao final do carregamento para as diferentes condições de restrição da base e inclinação da face, respetivamente.

Tabela 4.1. Acurácia dos métodos de dimensionamento em percentagem: Subestimativa (-) ou Superestimativa (+) do valor de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  medido em muros com face de blocos.

Ângulo de inclinação de face e condição de base	Acurácia do método (%)							
	Método Allen e Bathurst (2015)		Método Ehrlich e Mirmoradi (2016)		Método Simplificado AASHTO (2017)		Método Wang <i>et al.</i> (2018)	
	Final de construção	100 kPa	Final de construção	100 kPa	Final de construção	100 kPa	Final de construção	100 kPa
$\omega = 6^\circ$ Base livre	-92	-40	-51	2	-60	5	-35	50
$\omega = 6^\circ$ Base fixa	-75	-7	48	57	21	62	98	132
$\omega = 15^\circ$ Base livre	-92	-55	-58	-25	-73	-40	-43	12
$\omega = 15^\circ$ Base fixa	-78	-18	23	38	-22	10	66	105
$\omega = 20^\circ$ Base livre	-94	-69	-70	-47	-84	-66	-60	-23

Tabela 4.2. Acurácia dos métodos de dimensionamento em percentagem: Subestimativa (-) ou Superestimativa (+) do valor de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  medido em muros com face envelopada.

Ângulo de inclinação de face e condição de base	Acurácia do método (%)							
	Método Allen e Bathurst (2015)		Método Ehrlich e Mirmoradi (2016)		Método Simplificado AASHTO (2017)		Método Wang <i>et al.</i> (2018)	
	Final de construção	100 kPa	Final de construção	100 kPa	Final de construção	100 kPa	Final de construção	100 kPa
$\omega = 6^\circ$ Base lubrificada	-35	92	15	-2	-6	1	54	44
$\omega = 15^\circ$ Base lubrificada	-39	62	2	-19	-36	-35	39	21
$\omega = 15^\circ$ Base não lubrificada	-39	167	2	34	-36	7	39	99
$\omega = 20^\circ$ Base lubrificada	-35	-2	3	-50	-46	-68	37	-27
$\omega = 20^\circ$ Base não lubrificada	-35	157	3	32	-46	-15	37	92

Na Figura 4.57, Figura 4.58 e Figura 4.59 apresentam-se comparação dos resultados medidos e calculados de  $T_{\text{máx}}$  nas diferentes camadas de reforço, para a condição final de construção, e na Figura 4.60, Figura 4.61 e Figura 4.62 para o final do carregamento. Além disso, tem-se uma análise da acurácia dos métodos em percentagem no cálculo de  $T_{\text{máx}}$  em cada camada de reforço, ao final de construção (Tabela 4.3, Tabela 4.4 e Tabela 4.5) e ao final de carregamento (Tabela 4.6, Tabela 4.7 e Tabela 4.8).

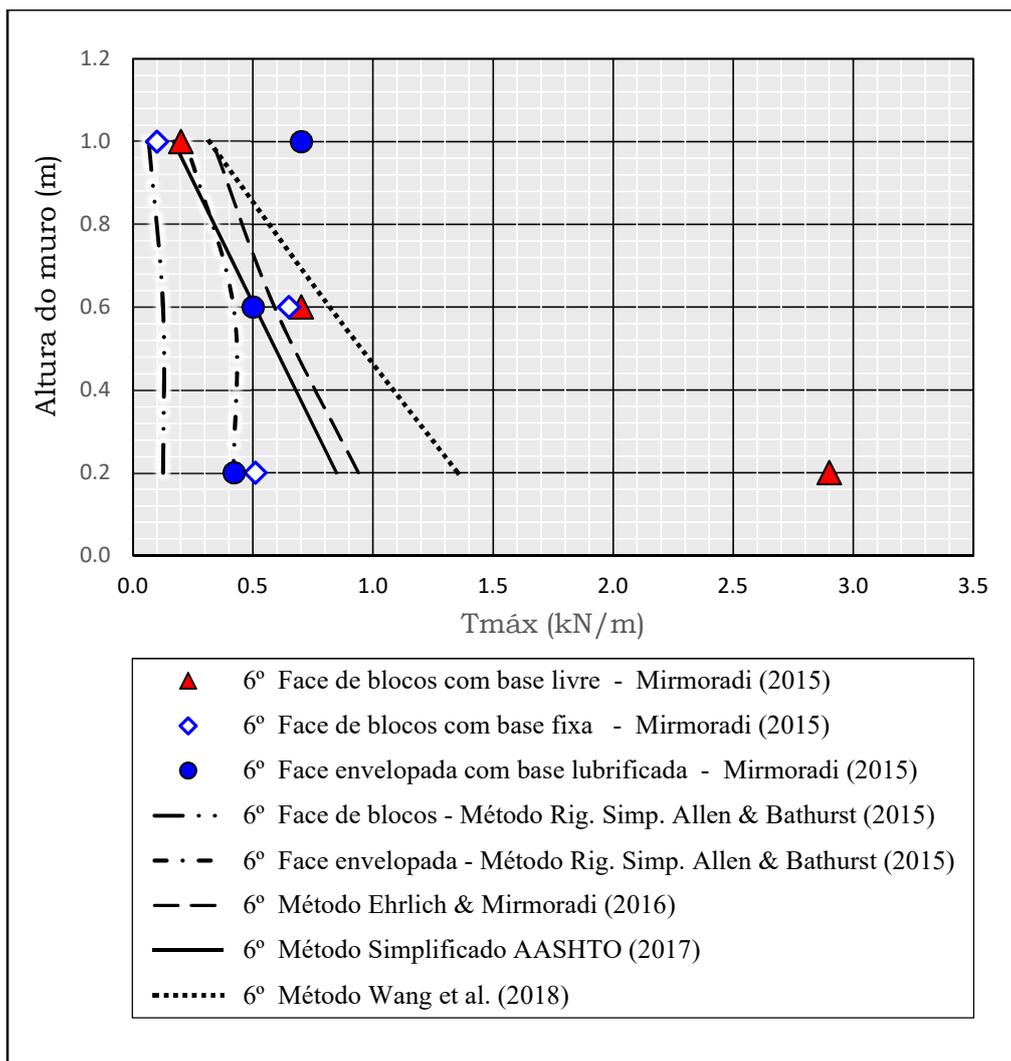


Figura 4.57. Comparação entre valores medidos e calculados da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face de blocos (base livre e fixa) e face envelopada (base lubrificada) ao final de construção ( $\omega = 6^\circ$ ).

Tabela 4.3. Acurácia dos métodos de dimensionamento em porcentagem: Subestimativa (-) ou Superestimativa (+) do valor de T<sub>máx</sub> medido em cada camada de reforço nos muros com inclinação de face  $\omega = 6^\circ$  ao final de construção.

Método	Observações								
	Face de blocos Base livre			Face de blocos Base fixa			Face envelopada Base lubrificada		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Allen e Bathurst (2015)	-96	-82	-67	-75	-81	-34	0	-16	-69
Ehrlich e Mirmoradi (2016)	-68	-16	66	84	-9	232	123	18	-53
Simplificado AASHTO (2017)	-71	-27	-15	66	-22	69	102	2	-76
Wang <i>et al.</i> (2018)	-53	17	59	165	26	219	22	64	-54

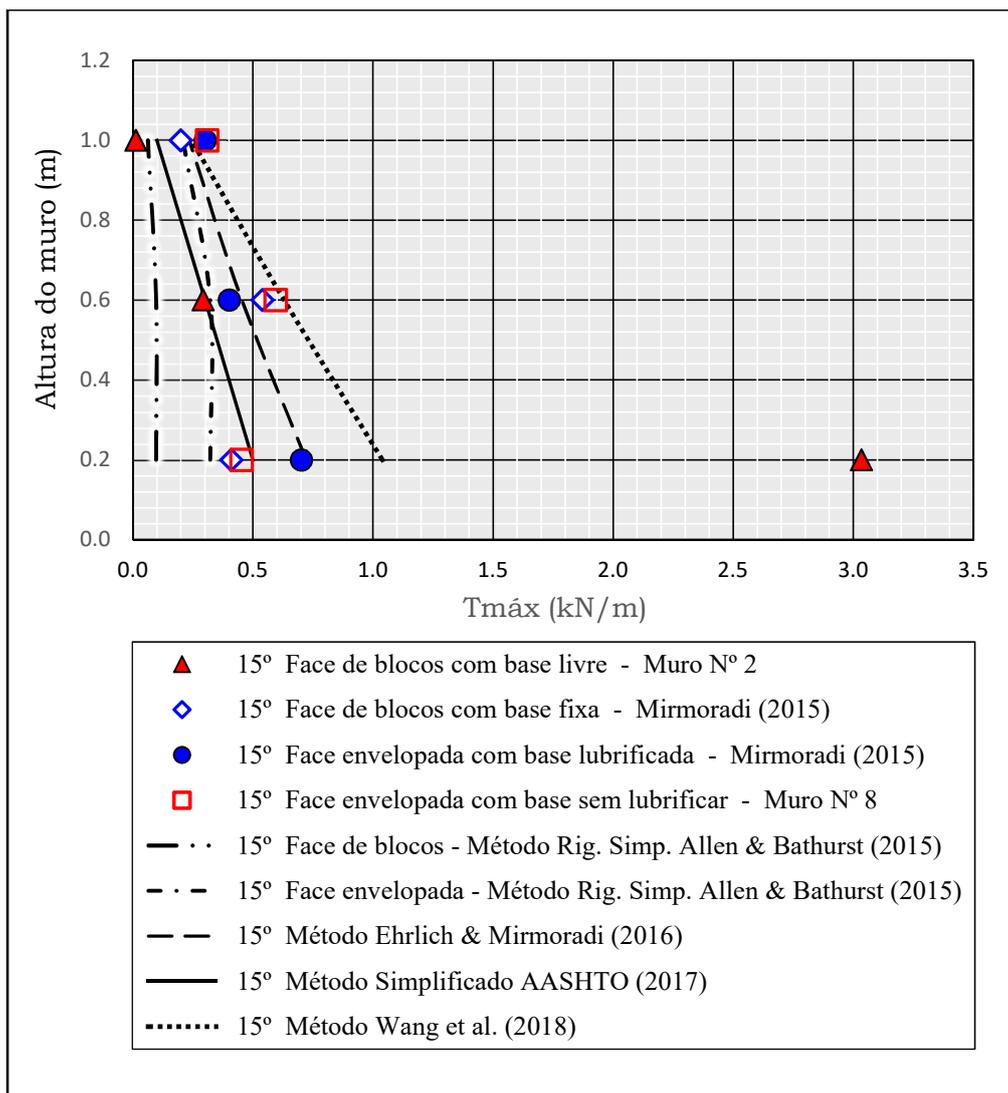


Figura 4.58. Comparação entre valores medidos e calculados da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face de blocos (base livre e fixa) e face envelopada (base lubrificada e não lubrificada) ao final de construção ( $\omega = 15^\circ$ ).

Tabela 4.4. Acurácia dos métodos de dimensionamento em porcentagem: Subestimativa (-) ou Superestimativa (+) do valor de T<sub>máx</sub> medido em cada camada de reforço nos muros com inclinação de face  $\omega = 15^\circ$  ao final de construção.

Método	Observações											
	Face de blocos Base livre			Face de blocos Base fixa			Face envelopada Base lubrificada			Face envelopada Base não lubrificada		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Allen e Bathurst (2015)	-97	-67	434	-76	-82	-69	-54	-19	-30	-28	-46	-32
Ehrlich e Mirmoradi (2016)	-76	56	1898	76	-16	17	3	14	-22	60	-23	-24
Simplificado AASHTO (2017)	-84	3	752	22	-44	-50	-29	-25	-67	11	-49	-68
Wang <i>et al.</i> (2018)	-66	116	1986	153	17	22	48	57	-18	131	6	21

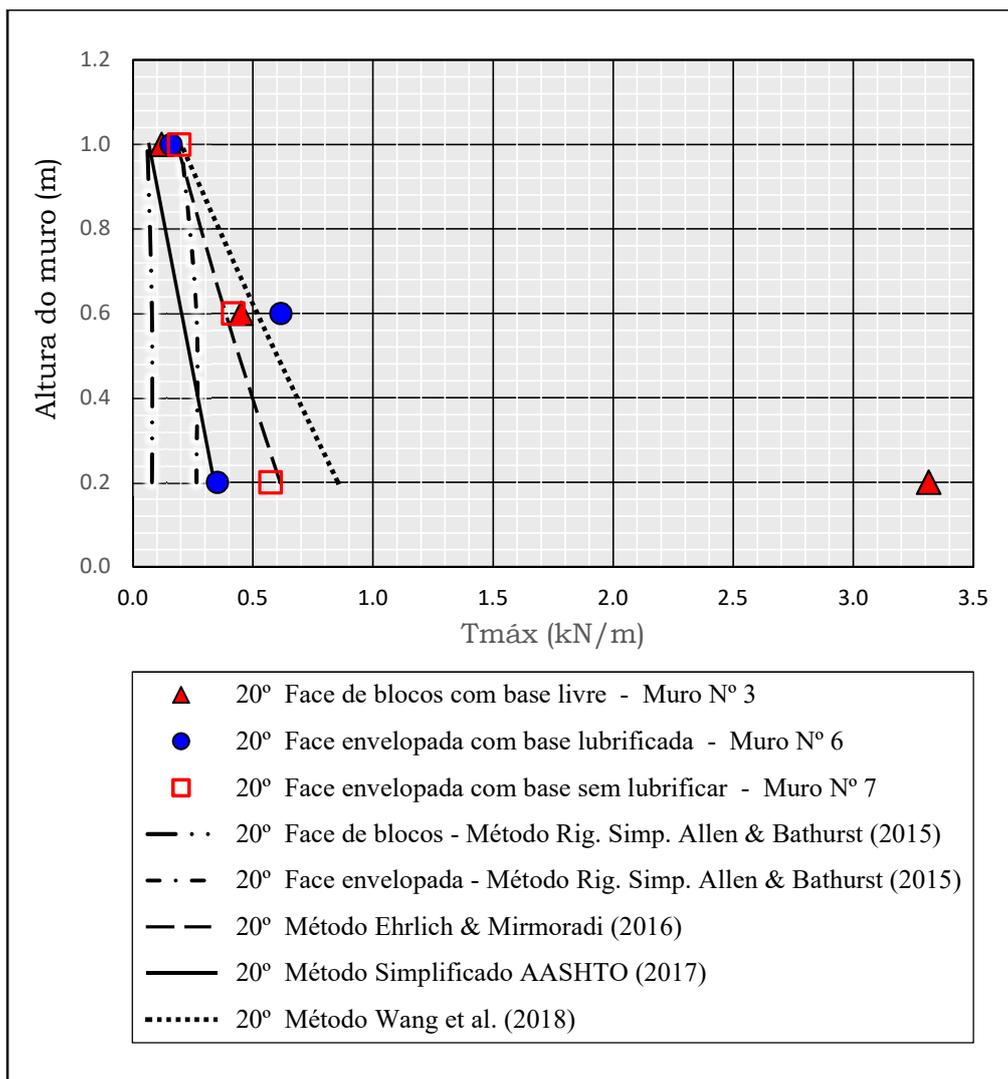


Figura 4.59. Comparação entre valores medidos e calculados da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face de blocos (base livre) e face envelopada (base lubrificada e não lubrificada) ao final de construção ( $\omega = 20^\circ$ ).

Tabela 4.5. Acurácia dos métodos de dimensionamento em porcentagem: Subestimativa (-) ou Superestimativa (+) do valor de T<sub>máx</sub> medido em cada camada de reforço nos muros com inclinação de face  $\omega = 20^\circ$  ao final de construção.

Método	Observações								
	Face de blocos Base livre			Face envelopada Base lubrificada			Face envelopada Base não lubrificada		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Allen e Bathurst (2015)	-98	-82	-49	-25	-57	27	-54	-36	5
Ehrlich e Mirmoradi (2016)	-82	-14	55	75	-37	16	7	-7	-4
Simplificado AASHTO (2017)	-90	-55	-43	-4	-67	-57	-41	-51	-65
Wang <i>et al.</i> (2018)	-74	15	69	143	-16	27	49	24	5

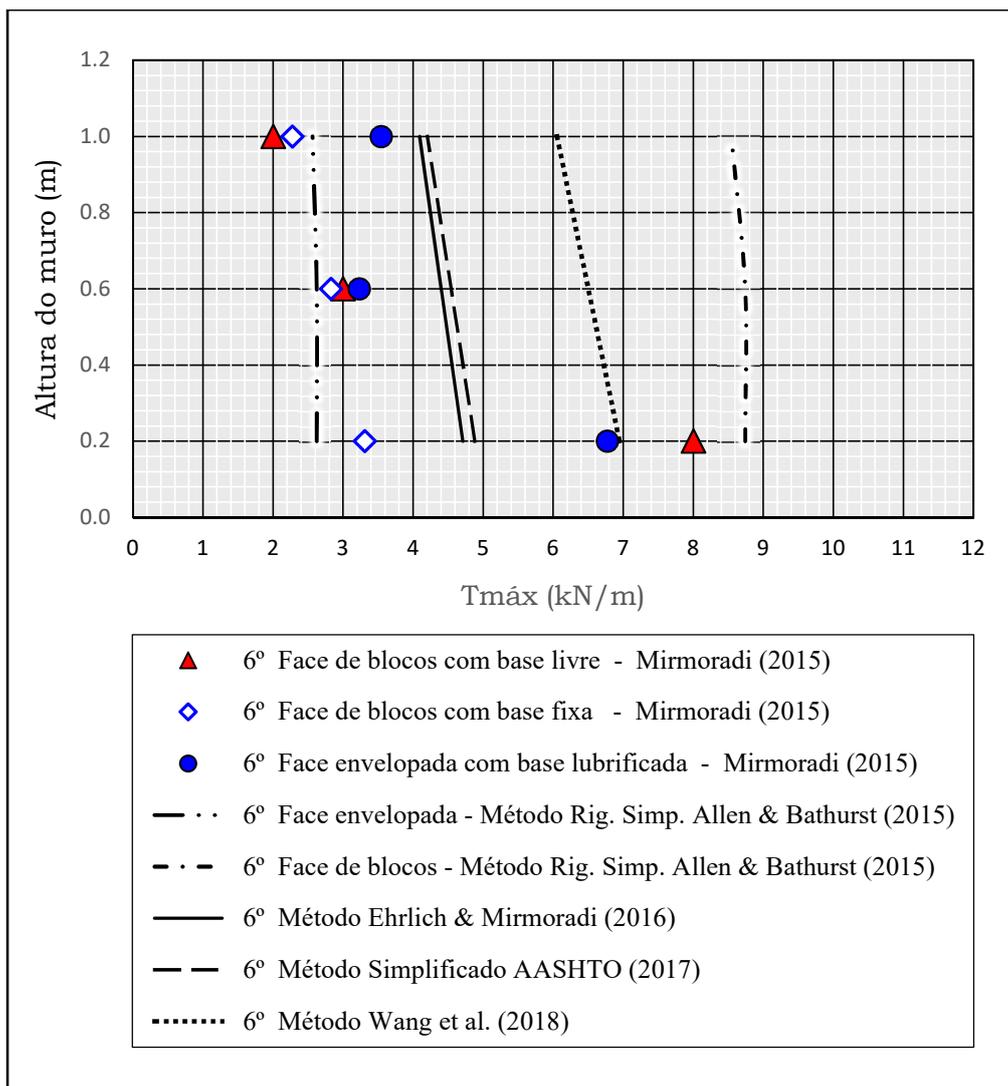


Figura 4.60. Comparação entre valores medidos e calculados da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face de blocos (base livre e fixa) e face envelopada (base lubrificada) ao final de carregamento ( $\omega = 6^\circ$ ).

Tabela 4.6. Acurácia dos métodos de dimensionamento em porcentagem: Subestimativa (-) ou Superestimativa (+) do valor de T<sub>máx</sub> medido em cada camada de reforço nos muros com inclinação de face  $\omega = 6^\circ$  ao final de carregamento.

Método	Observações								
	Face de blocos Base livre			Face envelopada Base lubrificada			Face envelopada Base não lubrificada		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Allen e Bathurst (2015)	-67	-12	28	-21	-7	13	29	171	141
Ehrlich e Mirmoradi (2016)	-41	47	105	42	56	80	-30	36	16
Simplificado AASHTO (2017)	-40	51	110	48	61	84	-28	41	19
Wang <i>et al.</i> (2018)	-13	117	203	110	130	166	3	101	71

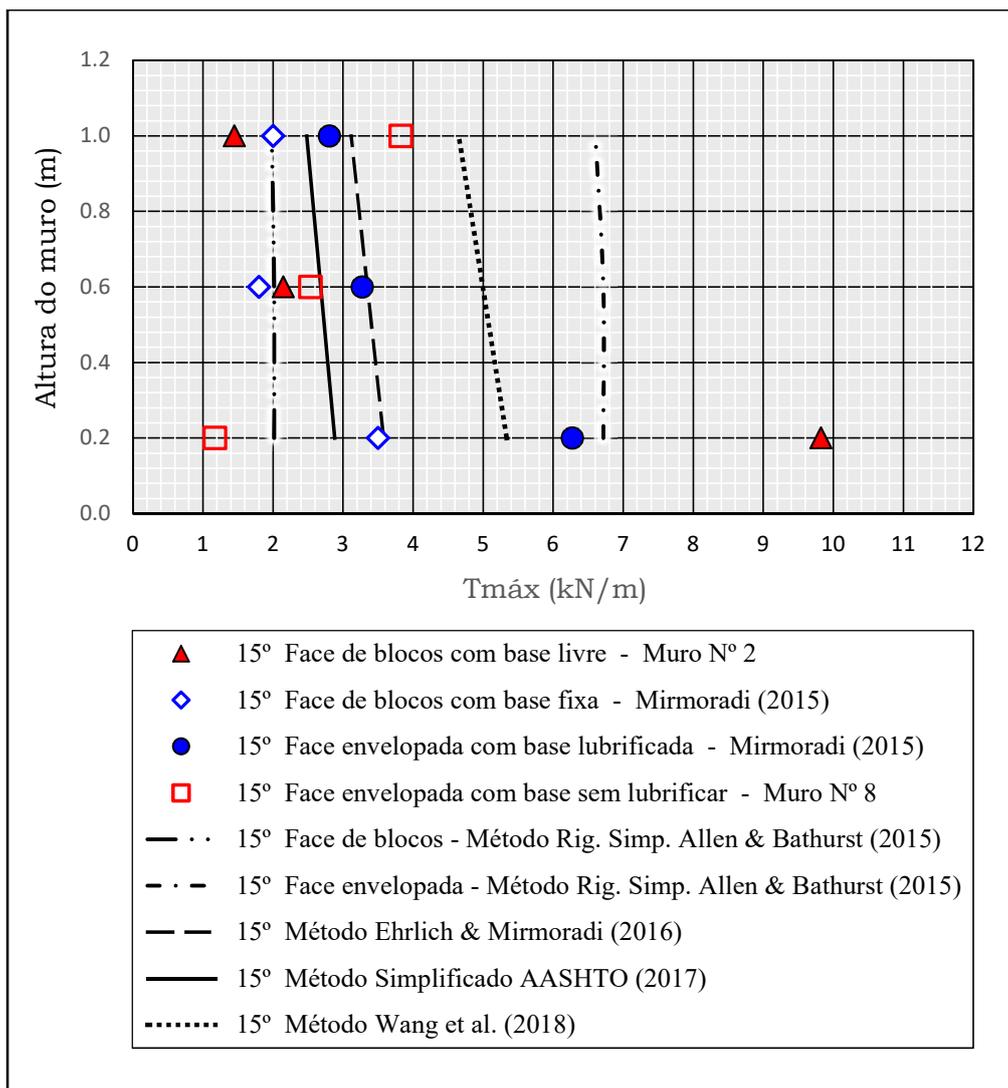


Figura 4.61. Comparação entre valores medidos e calculados da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face de blocos (base livre e fixa) e face envelopada (base lubrificada e não lubrificada) ao final de carregamento ( $\omega = 15^\circ$ ).

Tabela 4.7. Acurácia dos métodos de dimensionamento em porcentagem: Subestimativa (-) ou Superestimativa (+) do valor de T<sub>máx</sub> medido em cada camada de reforço nos muros com inclinação de face  $\omega = 15^\circ$  ao final de carregamento.

Método	Observações											
	Face de blocos Base livre			Face de blocos Base fixa			Face envelopada Base lubrificada			Face envelopada Base não lubrificada		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Allen e Bathurst (2015)	-79	-6	37	-42	12	0	7	105	136	476	165	73
Ehrlich e Mirmoradi (2016)	-64	56	116	2	86	56	-43	2	11	207	32	-18
Simplificado AASHTO (2017)	-71	25	72	-18	49	24	-54	-18	-11	147	6	-35
Wang <i>et al.</i> (2018)	-46	133	222	52	178	133	-15	53	66	357	97	22

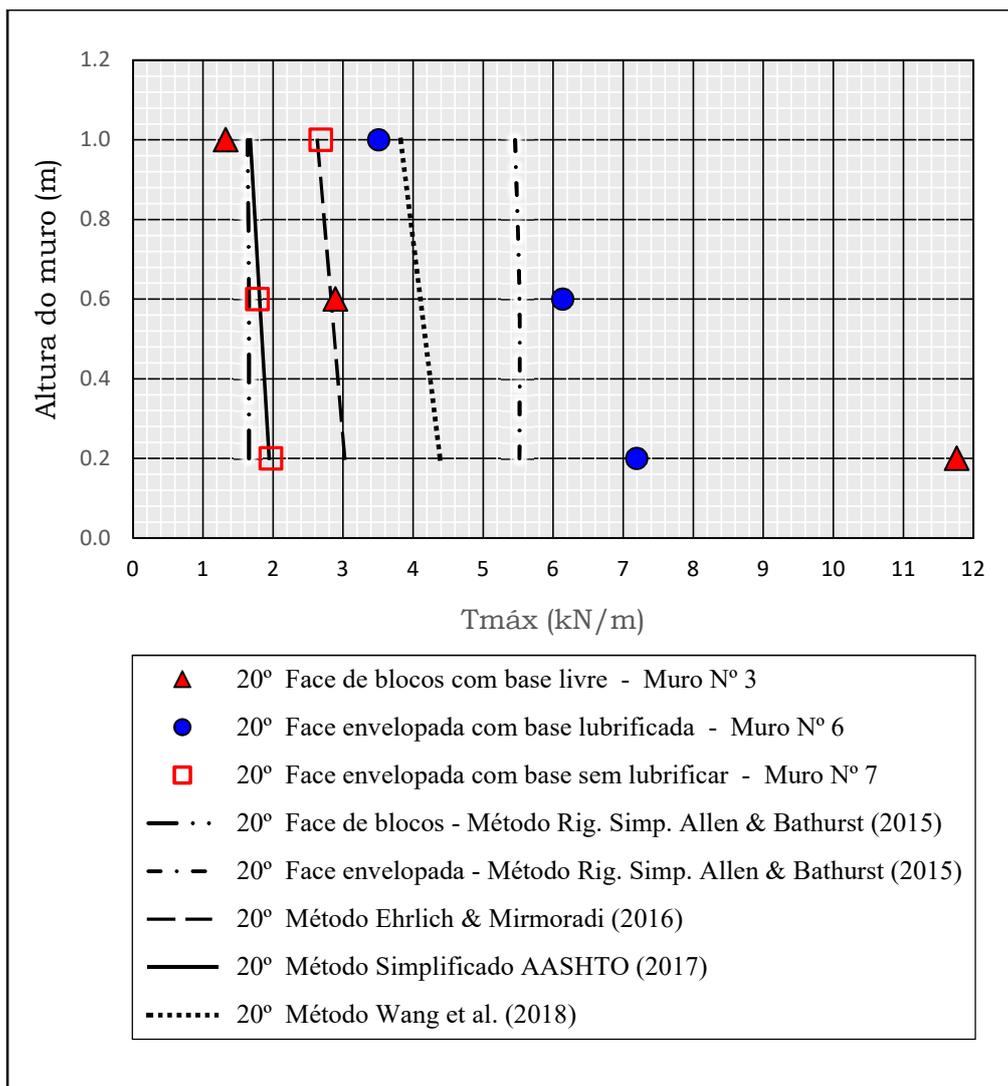


Figura 4.62. Comparação entre valores medidos e calculados da tensão máxima em cada camada de reforço em muros com face de blocos (base livre) e face envelopada (base lubrificada e não lubrificada) ao final de carregamento ( $\omega = 20^\circ$ ).

Tabela 4.8. Acurácia dos métodos de dimensionamento em porcentagem: Subestimativa (-) ou Superestimativa (+) do valor de  $T_{m\acute{a}x}$  medido em cada camada de reforço nos muros com inclinação de face  $\omega = 20^\circ$  ao final de carregamento.

Método	Observações								
	Face de blocos Base livre			Face envelopada Base lubrificada			Face envelopada Base não lubrificada		
	R1	R2	R3	R1	R2	R3	R1	R2	R3
Allen e Bathurst (2015)	-86	-43	24	-23	-10	56	181	212	104
Ehrlich e Mirmoradi (2016)	-74	-2	99	-58	-54	-25	54	60	-2
Simplificado AASHTO (2017)	-83	-37	27	-73	-70	-52	-1	2	-37
Wang et al. (2018)	-63	42	189	-39	-33	9	123	132	43

#### **4.7. Comparação entre resultados medidos e calculados considerando o efeito do tipo de sobrecarga aplicada (uniforme e variável) no topo do muro**

Como foi mostrado (subitem 4.6), no cálculo de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  pelos métodos Allen e Bathurst (2015), Ehrlich e Mirmoradi (2016), Simplificado AASHTO (2017) e Wang *et al.* (2018) não se considera o efeito combinado da inclinação de face e a sobrecarga aplicada uniformemente no topo do muro, e, portanto, o grau de conservadorismo dos métodos diminui com o acrescentamento destes fatores. Este efeito pode ser negligenciado em muros com faceamento mais verticalizados ( $\omega \leq 6^\circ$ ) em razão de que sobrecargas uniformes melhor representam o carregamento das camadas localizadas acima. No entanto, em muros com maiores inclinações da face com a vertical, como o caso dos muros avaliados com  $\omega = 15^\circ$  e  $\omega = 20^\circ$ , uma sobrecarga uniforme deixa de ser representativa, o que leva a uma perda de acurácia dos métodos. Considerando sobrecargas alinhadas com a inclinação de face, ter-se-ia uma melhor representatividade entre modelos e métodos de análise. Porém, é importante ressaltar que a aplicação de sobrecargas variáveis foi uma simplificação em laboratório de carregamentos que seguem o alinhamento da face, como mostrado nas Figuras 3.28 e 3.30 (modelagens de carregamento Q1 e Q2, respectivamente), mas, seria interessante para futuras pesquisas implementar um sistema de aplicação de sobrecargas que seguem o alinhamento da face com a finalidade de representar melhor as condições de carregamento junto a face existentes em campo.

A seguir apresentam-se os resultados medidos e calculados de somatório da tensão de tração máxima no reforço ao final de construção e durante a aplicação de sobrecarga considerando carregamentos variáveis (Q1 e Q2).

Na Figura 4.63, para muros com face de blocos com inclinação  $\omega = 15^\circ$  com a vertical e base livre sob carregamento variável Q1, observa-se que o método Ehrlich e Mirmoradi (2016) apresentou subestimativas de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  ao início de carregamento (média de 20%) e posteriormente levou a estimativas a favor da segurança (superestimativa média de 18% até o final de carregamento). Já os métodos Allen e Bathurst (2015) e Simplificado AASHTO (2017) apresentaram subestimativas médias de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  durante o carregamento de 16% e 43%, respectivamente. Entretanto, o método Wang *et al.* (2018) superestimou significativamente os valores de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  (superestimativa média durante o

carregamento de 64%). Além disso, note-se que comparativamente os cálculos com o método Wang *et al.* (2018) para muros com carregamento variável Q1 levaram a leves subestimativas (10% ao final de carregamento) em relação aos valores medidos no muro com carregamento uniforme Qt.

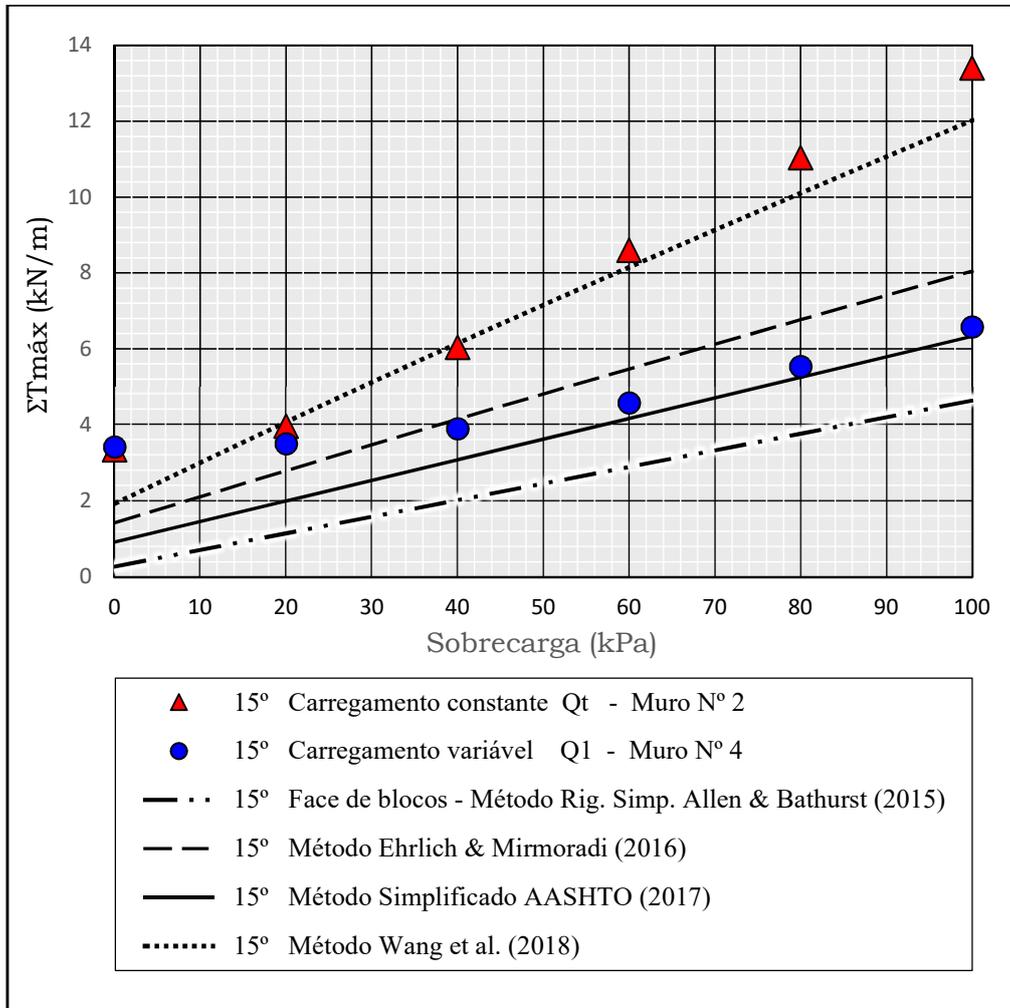


Figura 4.63. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços em muros com face de blocos e base livre com carregamento variável Q1 ( $\omega = 15^\circ$ ).

Na Figura 4.64, apresenta-se para muros com carregamento variável Q1 a comparação de resultados medidos e calculados para a condição final de carregamento. Observa-se que o método Ehrlich e Mirmoradi (2016) e Wang *et al.* (2018) superestimaram o valor de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  em 22% e 83%, respectivamente. Enquanto, os métodos Allen e Bathurst (2015) e Simplificado AASHTO (2017) levaram a uma subestimativa de 4% e 30%, respectivamente.

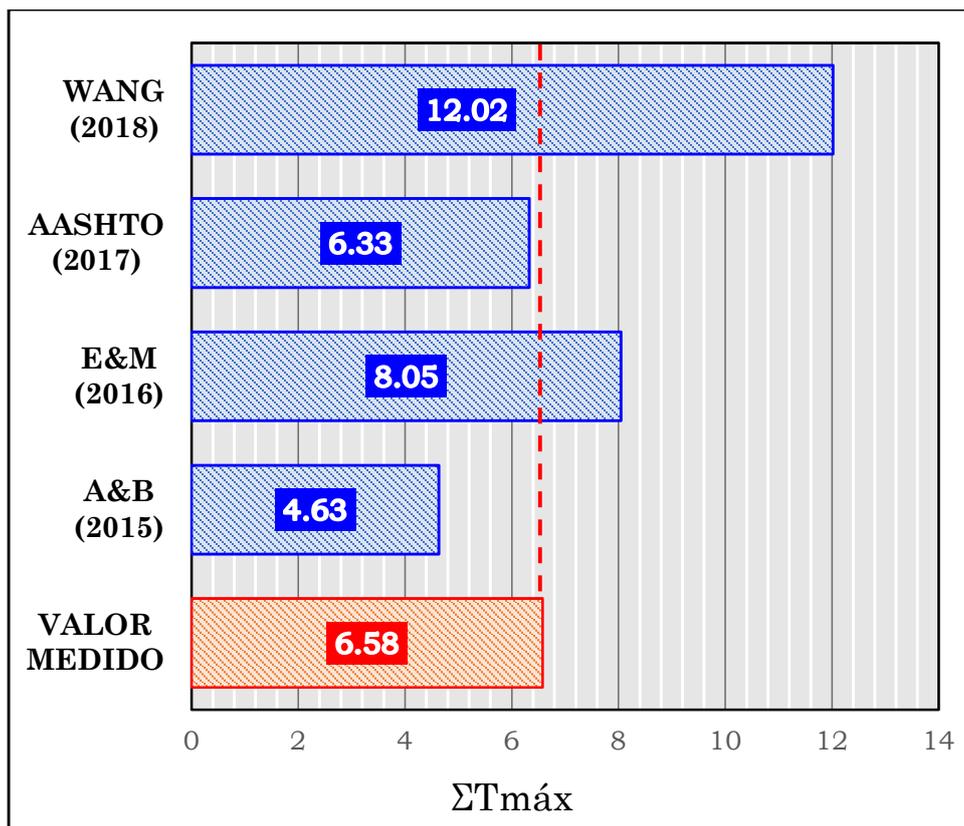


Figura 4.64. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços ao final de carregamento – Muro com face em blocos ( $\omega = 15^\circ$ ) e base livre com carregamento variável Q1.

Na Figura 4.65, para muros com face de blocos com inclinação  $\omega = 15^\circ$  com a vertical e base livre sob carregamento variável Q1, observa-se que o método Ehrlich e Mirmoradi (2016) apresentou subestimativas de  $\Sigma T_{máx}$  ao início de carregamento (média de 20%) e posteriormente levou a estimativas a favor da segurança (superestimativa média de 8% até o final de carregamento). Já os métodos Allen e Bathurst (2015) e Simplificado AASHTO (2017) apresentaram subestimativas médias de  $\Sigma T_{máx}$  durante o carregamento de 27% e 51%, respectivamente. Entretanto, o método Wang *et al.* (2018) superestimou significativamente os valores de  $\Sigma T_{máx}$  (superestimativa média durante o carregamento de 43%). Além disso, note-se que comparativamente os cálculos com o método Wang *et al.* (2018) para muros com carregamento variável Q1 levaram a uma subestimativa de 18% ao final de carregamento em relação aos valores medidos no muro com carregamento uniforme Qt.

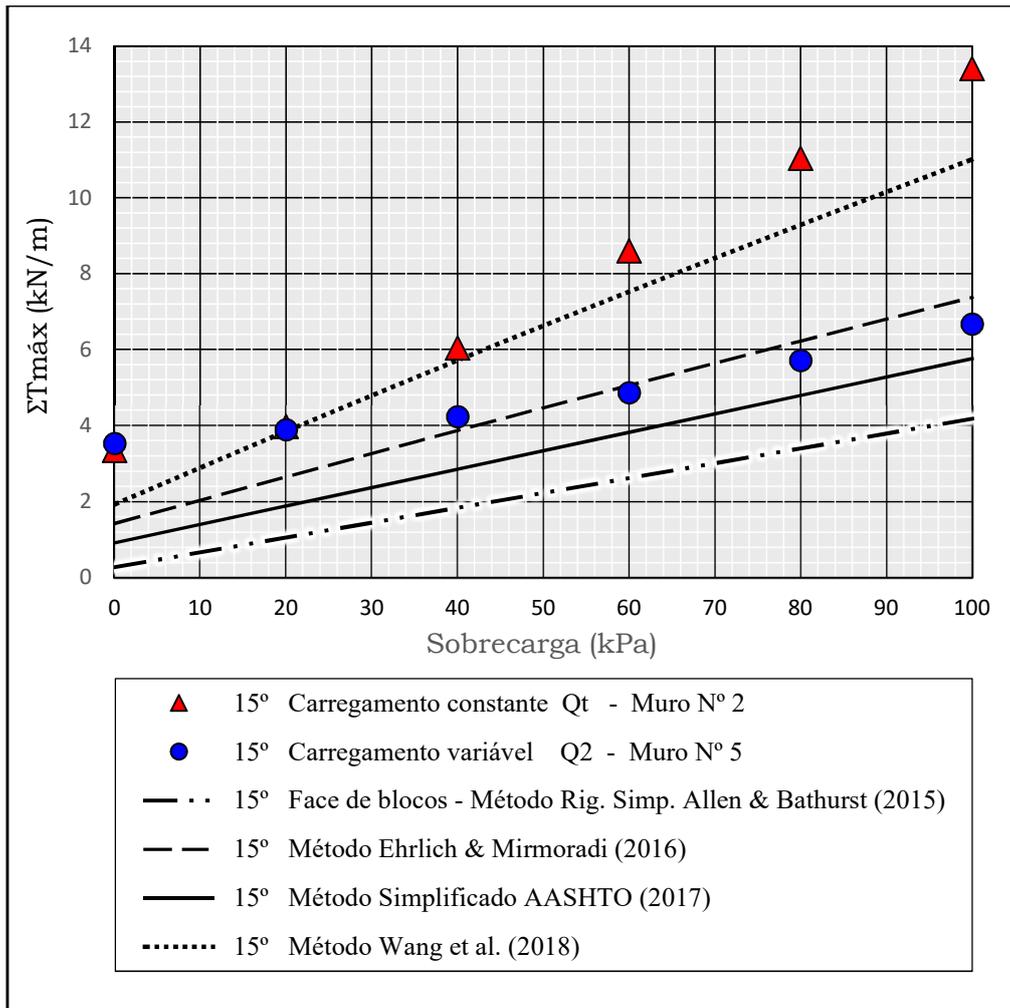


Figura 4.65. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços em muros com face de blocos e base livre com carregamento variável Q2 ( $\omega = 15^\circ$ ).

Na Figura 4.64, apresenta-se para muros com carregamento variável Q2 a comparação de resultados medidos e calculados para a condição final de carregamento. Observa-se que o método Ehrlich e Mirmoradi (2016) e Wang *et al.* (2018) superestimaram o valor de  $\Sigma T_{m\acute{a}x}$  em 10% e 65%, respectivamente. Enquanto, os métodos Allen e Bathurst (2015) e Simplificado AASHTO (2017) levaram a uma subestimativa de 14% e 37%, respectivamente.

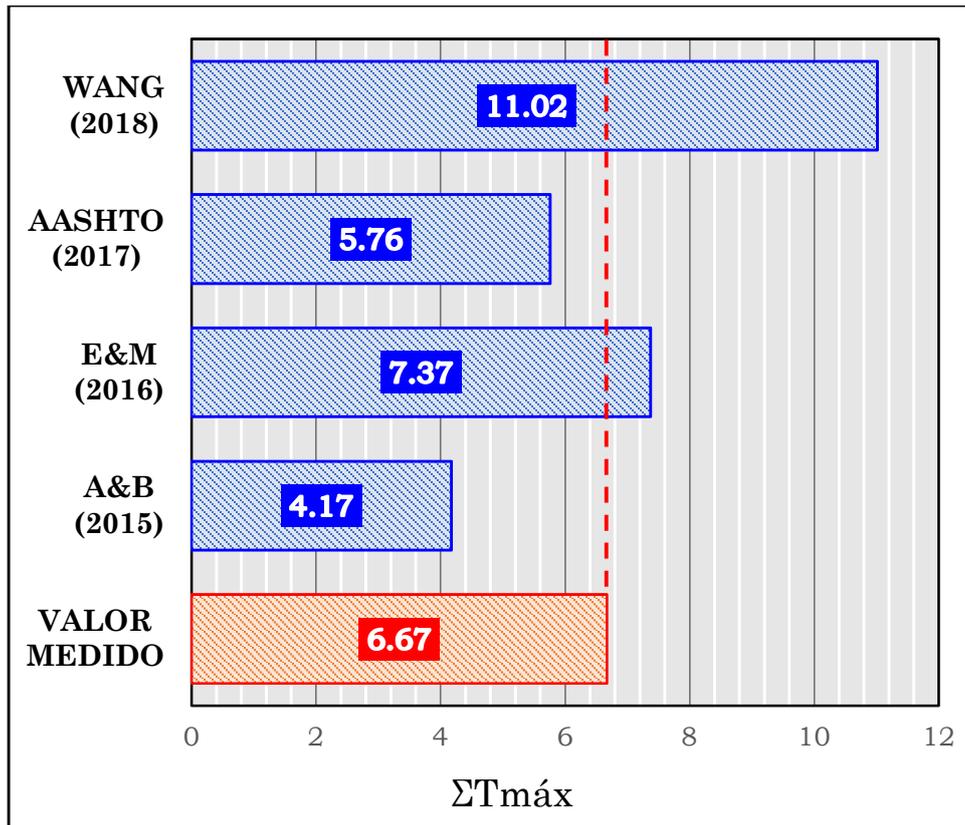


Figura 4.66. Comparação entre valores medidos e calculados do somatório de tensões máximas nos reforços ao final de carregamento – Muro com face em blocos ( $\omega = 15^\circ$ ) e base livre com carregamento variável Q2.

## CAPÍTULO V

### 5. Conclusões e Sugestões para Futuras Pesquisas

Na presente dissertação foram realizados ensaios experimentais objetivando a verificação do desempenho de muros de solo reforçado sob condições de trabalho. Avaliaram-se os efeitos da inclinação e rigidez da face, resistência na base e sobrecarga aplicada. Foram também efetuadas comparações entre valores de tensões nos reforços medidas experimentalmente com as calculadas pelos métodos Allen e Bathurst (2015), Ehrlich e Mirmoradi (2016), Simplificado AASHTO (2017) e Wang *et al.* (2018). Apresentam-se a seguir as conclusões deste trabalho e sugestões para futuras pesquisas:

#### 5.1. Conclusões

Os estudos nos modelos físicos e a comparação dos resultados experimentais com os obtidos por métodos de dimensionamento indicaram que:

- Em muros com face envelopada e base lubrificada, o acréscimo de  $T_{máx}$  durante o carregamento é mais significativo nos reforços situados próximos à base do muro. Contrariamente no caso de bases não lubrificadas, o acréscimo de  $T_{máx}$  durante o carregamento é mais significativo no topo do muro.
- Em muros com face de blocos e base livre, o acréscimo de  $T_{máx}$  durante o carregamento, independentemente da resistência na base (base livre ou fixa), apresenta-se sempre mais elevado na camada de reforço próxima à base do muro. Nesta camada de reforço, tanto ao final de construção como ao final de carregamento, o  $T_{máx}$  apresentou-se decrescente com a verticalização da face do muro.
- Em condição de base livre, em muros com face de blocos o empuxo horizontal atuante no tardo do muro próximo à base apresentou-se crescente com a inclinação da face com a vertical (muros avaliados com  $\omega = 15^\circ$  e  $20^\circ$ ). Observou-se também que tanto para os muros com base livre como para os com base fixa ( $\omega = 6^\circ$  e  $15^\circ$  construídos por Mirmoradi, 2015), os valores do empuxo de terra atuante próximo a base do muro são inferiores ao empuxo ativo de Rankine para muros com faceamento vertical.

- No caso de muros com face flexível, a restrição às movimentações da base pela não lubrificação levou à diminuição dos valores de deslocamentos horizontais da face e deslocamentos verticais no topo do muro.
- Com relação à inclinação da face pode-se sintetizar o seguinte:
  - (1) Em muros com face de blocos na condição de base livre e lubrificada foi observado que quanto maior é a inclinação da face com a vertical, maior é o acréscimo de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  durante o carregamento. Consequentemente os valores de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  ao final de carregamento apresentaram-se decrescentes com a verticalização da face dos muros. No caso de muros com face envelopada, o acréscimo de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  durante o carregamento no muro com  $\omega = 6^\circ$  foi superior ao correspondente no muro com  $\omega = 15^\circ$  e consideravelmente inferior ao correspondente no muro com  $\omega = 20^\circ$ .
  - (2) Independentemente da rigidez da face e da resistência mobilizada na base, quanto maior é a inclinação da face com a vertical, menor é o  $\Sigma T_{\text{máx}}$  ao final de construção. Isto concorda com resultados calculados pelos métodos Allen e Bathurst (2015), Ehrlich e Mirmoradi (2016), Simplificado AASHTO (2017) e Wang *et al.* (2018).
  - (3) Quando não há resistência na base, isto é, em muros com base livre, tanto em muros com faceamento em blocos como face envelopada, quanto maior é o ângulo de inclinação da face com a vertical, menores são os deslocamentos horizontais observados na face.
- A distribuição de  $T_{\text{máx}}$  com a profundidade é função da inclinação e rigidez da face, e resistência na base. Conforme a condição da base, pode-se observar uma distribuição razoavelmente trapezoidal (base fixa e/ou base não lubrificada) ou uma distribuição triangular (base livre e/ou base lubrificada). Essa diferença de comportamento cresce com o aumento da rigidez da face e da inclinação da face com a vertical. Mirmoradi (2015) mostrou que o efeito da rigidez da face e a resistência na base na distribuição de  $T_{\text{máx}}$ , limita-se a 4 m de altura a partir da base do muro.

- Independentemente da inclinação da face, quando a resistência na base desaparece, o valor de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  aumenta significativamente tanto no muro com face de blocos como no muro com face envelopada.
- A distribuição da sobrecarga aplicada no topo do muro é significativa nas tensões mobilizadas nos reforços, no empuxo horizontal do solo no tardo do muro, nos deslocamentos horizontais da face e nos deslocamentos verticais no topo do muro. Os máximos valores foram verificados quando a sobrecarga aplicada foi uniformemente distribuída em toda a superfície do terrapleno do muro. Sobrecargas variáveis no topo do muro levaram a significativas reduções das tensões mobilizadas nos reforços e nos deslocamentos horizontais da face. Diferentemente do muro com sobrecarga uniforme, os deslocamentos verticais no topo do muro com sobrecargas variáveis foram mais elevados nos pontos mais afastadas da face.
- Muros de solo reforçado com face inclinada podem ser fortemente impactados pelo efeito da sobrecarga aplicada (uniforme ou variável). Quando tal efeito não é considerado no dimensionamento dos muros, as previsões de tensões nos reforços podem resultar em valores excessivamente conservadores (sobrecargas variáveis) ou contra segurança (sobrecargas uniformes). Foi mostrado que na condição de aplicação de sobrecargas variáveis em muros com faceamento em blocos ( $\omega = 15^\circ$ ) e base livre, o método Ehrlich e Mirmoradi (2016) apresentou as melhores estimativas de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  ao final do carregamento de 100 kPa (superestimativa máxima de 18%). Para muros mais verticalizados ( $\omega = 6^\circ$ ), este método apresentou resultados ainda mais acurados.
- Em linhas gerais, no cálculo de tensões máximas de tração utilizando-se os métodos Allen e Bathurst (2015), Ehrlich e Mirmoradi (2016), Simplificado AASHTO (2017) e Wang *et al.* (2018), o grau de conservadorismo diminui com o aumento da inclinação de face com a vertical e com a aplicação da sobrecarga uniforme. Tal fato é decorrente da não consideração do efeito combinado de ambos fatores pelos métodos utilizados. Além disso, o uso do ângulo de atrito correspondente à condição de deformação plana ( $\phi=50^\circ$ ) resultou em valores de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  a favor da segurança em muros com resistência na base. Se for utilizado o ângulo de atrito correspondente à condição triaxial ( $\phi=42^\circ$ ), os valores estimados de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  tornam-se ainda mais conservadores.

Especificamente com relação à movimentação da base durante a aplicação da sobrecarga observou-se que:

(a) Muros com movimentação livre da base

- Nos muros com face envelopada, durante a fase construtiva os valores de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  apresentaram-se inferiores aos observados nos muros com face em blocos com a mesma inclinação de face. A diferença encontrada pode ser atribuída ao fato de que os muros com face envelopada apresentaram restrições às movimentações horizontais durante o processo construtivo. Entretanto, na construção de muros com faceamento em blocos não foram aplicadas restrições às movimentações horizontais da face. Com a aplicação da sobrecarga, o acréscimo de tensões acontece tal que ao final de carregamento os valores de  $\Sigma T_{\text{máx}}$  nos muros com diferente tipo de face tenderam a se aproximar, tal como indicado em Ehrlich e Mirmoradi (2013), Mirmoradi (2015), Mirmoradi e Ehrlich (2015b) e Mirmoradi e Ehrlich (2017).
- Independentemente da inclinação da face, os deslocamentos horizontais da face foram mais elevados nos muros com face envelopada em relação aos muros com face de blocos. Esta diferença aumentou com o acréscimo do carregamento.
- Nos muros com face de blocos os deslocamentos verticais no topo do muro aumentaram com a inclinação da face.

(b) Muros com restrições à movimentação da base.

- Para muros com face flexível (face envelopada com base não lubrificada), os deslocamentos horizontais da face diminuíram com o aumento da inclinação da face com a vertical. Contrariamente, os deslocamentos verticais no topo do muro aumentaram com a inclinação da face com a vertical.
- Para muros com face rígida (face de blocos com base fixa), independentemente da inclinação da face, observaram-se valores de deslocamentos horizontais da face próximos entre si.

## 5.2. Sugestões para futuras pesquisas

- Ampliação do escopo do presente trabalho incluindo modelagem física de muros com compactação pesada sob diferentes inclinações e rigidezes de face, e verificação da acurácia de métodos de dimensionamento na análise de tal condição.
- Verificar o efeito combinado de sobrecargas variáveis com a rigidez da face e a restrição à movimentação da base em muros sob condições operacionais.
- De forma a completar as análises desenvolvidas no presente trabalho, construir dois muros adicionais: (1) Face de blocos com base fixa  $\omega = 20^\circ$ ; e, (2) Face envelopada com base não lubrificada  $\omega = 6^\circ$ . Efetuar comparação com resultados de modelagem numérica.
- No caso de muros de solo reforçado com face envelopada, aprofundar o estudo sobre os efeitos de restrições de movimentações laterais da face durante o processo construtivo. Sugere-se que sejam executados muros considerando diferentes processos construtivos.
- Realizar ensaios de repetibilidade correspondentes aos muros construídos na presente dissertação.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO (2002). Standard Specifications for Highway Bridges, 17th ed. American Association of State Highway and Transportation Officials Washington, DC, USA.

AASHTO (2010). LRFD Bridge Design Specifications, 5th ed. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., USA.

AASHTO (2014). LRFD Bridge Design Specifications, 7th ed. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, USA.

AASHTO (2017). LRFD Bridge Design Specifications, 8th ed. American Association of State Highway and Transportation Officials Washington, D.C., USA.

Adams, M. T., Lillis, C. P., Wu, J. T. H., Ketchart, K. (2002). Vegas Mini Pier experiment and postulate of zero volume change. Proc., 7<sup>th</sup> Int. Conf. Geosynthetics, Swets and Zeitlinger, Lisse, Netherlands, pp. 389–394.

Allen, T.M., Holtz, R.D. (1991). Design of Retaining Walls Reinforced with Geosynthetics. State of the Art Paper, session 8A on Earth Reinforcement, Geotechnical Engineering Congress 1991, ASCE Geotechnical Special Publication, v. 2(27), pp. 970-987.

Allen, T.M., Bathurst, R.J. (2001). Application of the Ko-Stiffness Method to Reinforced Soil Wall Limit State Design. Final Research Report to Washington State Department of Transportation, Seattle, WA.

Allen, T.M., Bathurst, R.J., Berg, R.R. (2002). Global Level of Safety and Performance of Geosynthetic Walls: An Historical Perspective. Geosynthetics International, v. 9(5-6), pp. 395-450.

Allen, T. M., Bathurst, R. J. (2002). Soil Reinforcement Loads in Geosynthetic Walls at Working Stress Conditions. Geosynthetics International, v. 9(5–6), pp. 525–566.

Allen, T.M., Bathurst, R.J., Holtz, R.D., Walters, D.L., Lee, W.F. (2003). A new working stress method for prediction of reinforcement loads in geosynthetic walls. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 40(5), pp. 976–994.

Allen, T.M., Bathurst, R.J., Lee, W.F., Holtz, R.D., Walters, D.L. (2004). New method for prediction of loads in steel reinforced walls. *Journal of geotechnical Engineering, ASCE*, v. 130(11), pp. 1109–1120.

Allen, T.M., Bathurst, R.J. (2015). Improved Simplified Method for Prediction of Loads in Reinforced Soil Walls. *Journal of geotechnical Engineering, ASCE*, v. 141(11), 04015049.

Ardah A., Abu-Farsakh M., Voyiadjis, G. (2017). Numerical evaluation of the performance of a Geosynthetic Reinforced Soil-Integrated Bridge System (GRS-IBS) under different loading conditions. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 45(6), pp. 558-569.

Barboza Junior, J.C. (2003). Estudo através de modelos físicos da influência da face e da compactação em muros de solo reforçado. *Dissertação de M. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.*

Bathurst R.J., Walters D., Vlachopoulos N., Burgess P., Allen T.M. (2000). Full Scale Testing of Geosynthetic Reinforced Walls. *Geo Denver Conference, GSP 103 Advances in Transportation and Geoenvironmental Systems Using Geosynthetics, August 5-8, Denver, Colorado, United States, 17p.*

Bathurst, R.J., Vlachopoulos, N., Walters, D.L., Burgess, P.G., Allen, T.M. (2006). The influence of facing stiffness on the performance of two geosynthetic reinforced soil retaining walls. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 43(12), pp. 1225-1237.

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

Bathurst, R.J., Nernheim, A., Walters, D.L., Allen, T.M., Burgess, P., Saunders, D.D. (2009). Influence of reinforcement stiffness and compaction on the performance of four geosynthetic reinforced soil walls. *Geosynthetics International*, v. 16(1), pp. 43–59.

Bathurst, R.J., Miyata, Y., Konami, T., Miyatake H. (2015). Stability of multi-anchor soil walls after loss of toe support. *Géotechnique* v. 65(11), pp. 945–951.

Bell, J.R., Steward, J.E. (1977). Construction and observation of fabric retained soil walls. *Proceedings of the International Conference on the Use of Fabrics in Geotechnics*, April, 20-22, Paris, France, v. 1, pp. 123-128.

Benjamim, C.V.S., Bueno, B.S., Zornberg J.G. (2007). Field monitoring evaluation of geotextile-reinforced soil-retaining walls. *Geosynthetics International*, v. 14(2), pp. 100-118.

Berg, R.R., Allen, T.M., Bell, J.R. (1998). Design Procedures for Reinforced Soil Walls - A Historical Perspective. *Proceedings of the Sixth International Conference on Geosynthetics*, IFAI, Atlanta, Georgia, USA, v. 2, pp. 491-496.

Berg, Ryan R., Christopher, Barry R., Samtani, Naresh C. (2009). Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes. National Highway Institute, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation Washington, D.C., FHWA GEC 011-Vol I, 332p.

Bommer C., Schneider H.R. (2015). Case histories: comparative behavior of geocomposite reinforced earth systems. *Proceedings of the XVI ECSMGE, Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development*.

Bueno, B.S. (2005). Geosynthetic-Reinforced Soil Walls and Slopes: Brazilian Perspectives. *Geo-Frontiers Congress*, Austin, Texas, United States, ASCE.

Carvalho, P.A.S., Pedrosa, J.A.B.A., Wolle, C.M. (1986). Aterro reforçado com geotêxteis – Uma opção alternativa para a Engenharia Geotécnica. VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Porto Alegre, Brasil, v. 4, pp. 169-178.

Chen, J.F., Bathurst, R.J. (2013). Investigation of interface toe sliding of reinforced soil block face walls using FLAC. Proceedings of Continuum and Distinct Element Numerical Modeling in Geomechanics, Itasca International, Shanghai, China, 15p.

Chou, N.N. Wu, J.T. (1993). Investigating Performance of Geosynthetic Reinforced Soil walls. Colorado Dept. of Transportation, CDOT-DTD-93-21, 197 p.

Christopher, B. R., Gill, S. A., Giroud, J. P., Mitchell, J. K., Schlosser, F., Dunicliff, J. (1990). Reinforced soil structures. Vol. 1: Design and construction guidelines. Rep. No. FHWA-RD 89-043, Federal Highway Administration, Washington, DC.

Christopher B.R., Leshchinsky D. e Stulgis R. (2005). Geosynthetic-Reinforced Soil Walls and Slopes: US Perspective Geotechnical Frontiers Congress. GSP 141 International Perspectives on Soil Reinforcement Applications, January 24-26, Austin, Texas, United States, 12p.

Costa, R.S. (2005). Um novo equipamento triaxial para ensaios de solos na condição de deformação plana. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

Dantas, B.T., Ehrlich, M. (2000). Método de análise de taludes reforçados sob condições de trabalho. Solos e Rochas, São Paulo, v. 23(2), pp. 113-133.

Dantas, B.T., Ehrlich, M. (2001). Parametric FE studies on reinforced soil slopes. Proceedings of the fifteenth international conference on soil mechanics and geotechnical engineering, XVth ICSMGE, Istanbul, 27- 31 August.

Delmas, Ph., Blivet, J.C., Matichard, Y. (1987). Geotextile-Reinforced Retaining Structures: A Few Instrumented Examples, Application of Polymeric Reinforcement in Soil Retaining Structures. Jarrett, P.M. and McGown, A., Editors, Kluwer Academic Publishers, 1988, Proceedings of a NATO Advanced Research Workshop held in Kingston, Ontario, Canada, June 1987, pp. 285-311.

Department of Transport (1977). Reinforced earth retaining walls for embankments including abutments. Tech. Mem. BE (Interim), Dept. of Environment, Highways Directorate.

Duncan, J.M., Seed, R. B. (1986). Compaction induced earth pressure under K0-condition. Journal of geotechnical Engineering, ASCE, v. 112(1), pp. 1-22.

Eddine B.S., Mekki M. (2017). Influence of Parameters the Wall on Reinforced Soil Segmental Walls. Civil Engineering Journal, v. 3(6), 17p.

Ehrlich, M., Mitchell, J.K. (1994). Working stress design method for reinforced soil walls. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v. 120(4), pp. 625-645.

Ehrlich, M., Mitchell, J.K. (1995). Working stress design method for reinforced soil walls – closure. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v. 121(11), pp. 820–821.

Ehrlich, M., Vidal, D., Carvalho, P.A. (1996). Performance of two geotextile reinforced slopes. Recent developments in soil and pavements mechanics, Balkema, Rotterdam, pp. 415-420.

Ehrlich, M. (1999). Análise de muros e taludes de solos reforçados. Proceedings 1st South American Symposium on Geosynthetics, pp.73-84, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Ehrlich, M., Mirmoradi, S.H., Saramago, R.P. (2012). Evaluation of the effect of compaction on the behavior of geosynthetic-reinforced soil walls. Geotextiles and Geomembranes, v. 34, pp. 108-115.

Ehrlich, M., Mirmoradi, S. H. (2013). Evaluation of the effects of facing stiffness and toe resistance on the behavior of GRS walls. *Geotextile and Geomembranes*, v. 40, pp. 28–36.

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

Ehrlich, M., Mirmoradi, S.H., Xu, D.S. (2017). A simplified working stress design method for reinforced soil walls. *Géotechnique*, v. 67(11), pp. 1029-1032.

Elias, V., Christopher, B.R., Berg, R.R. (2001). *Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes. Design and Construction Guidelines*, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington DC, USA, FHWA-NHI-00-043, 418p.

Giroud, J. P. (1989). *Geotextile engineering workshop-design examples*. Rep. No. FHWA-HI-89-002, Federal Highway Administration, Washington, DC.

Gourc, J.P., Matichard, Y. (1992). *Development of Geotextile Reinforcement Techniques in France. Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls*, Wu, J.T.H., Editor Balkema, *Proceedings of the International Symposium on Geosynthetic - Reinforced Soil Retaining Walls*, Denver, Colorado, USA, August 1991, pp. 131-152.

Guedes, V.C. (2004). *Estudo da influência da compactação, do tipo e inclinação da face no comportamento de muros de solo reforçado*. Dissertação de M. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

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

Hatami, K., Witthoeft, A.F., Jenkins, L.M. (2008). 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 2045 (2045), pp. 85–94.

Holtz, R.D., Christopher, B.R., Berg, R.R., FHWA, (2008). Geosynthetic Design and Construction Guidelines. Federal Highway Administration, Washington, D.C., USA, FHWA NHI-07-092.

Holtz, R. D. (2017). 46th Terzaghi Lecture: Geosynthetic Reinforced Soil: From the Experimental to the Familiar. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, v. 143(9), 21p.

Huang, B., Bathurst, R.J., Hatami, K., Allen, T.M. (2010). Influence of toe restraint on reinforced soil segmental walls. Canadian Geotechnical Journal, v. 47(8), pp. 885–904.

Huesker (2017a). Fortrac, Geogrelhas flexíveis de baixa deformação para as mais exigentes soluções geotécnicas. Disponível em: <<http://www.huesker.com.br/>>, Acesso em 28 de julho de 2017.

Huesker (2017b). Muros Terrae, Sistema de contenção em blocos segmentais e geogrelhas forttrac. Disponível em: <<http://www.huesker.com.br/>>, Acesso em 28 de julho de 2017.

Jacobs F., Ruiken A., Ziegler M. (2016). Investigation of kinematic behavior and earth pressure development of geogrid reinforced soil walls. Transportation Geotechnics, v. 8, pp. 57-68.

Jewell, R. A., Milligan, G. W. E. (1989). Deformation calculation for reinforced soil walls. Proc., 12th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, v. 2, Taylor & Francis, Abingdon, U.K., pp.1259–1262.

Jones, C.J.F.P. (2002). Guide to Reinforced Fill Structures and Slope Design. Geoguide 6, Geotechnical Engineering Office, Civil Engineering Department the Government of Hong Kong Special Administrative Region, 236p.

Karpurapu, R. (2017). The Geosynthetics for Sustainable Construction of Infrastructure Projects. *Indian Geotechnical Journal*, v 47(2).

Kerisel, J. (1985). The history of geotechnical engineering up until 1700. Proc., 11th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, A.A. Balkema, Rotterdam, Netherlands, pp. 3–93.

Khosrojerdi, M., Xiao M., Qiu T., Nicks J. (2017). Evaluation of Prediction Methods for Lateral Deformation of GRS Walls and Abutments. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 143(2).

Knochenmus G., Bretelle S., Schlosser F. (1997). TALREN Stability analysis program for the design of complex reinforced soil structures: Important case histories Ground improvement geosystems Densification and reinforcement, pp. 389-397.

Kongkitkul, W., Tatsuoka, F., Hirakawa, D., Sugimoto, T., Kawahata, S., Ito, M. (2010). Time histories of tensile force in geogrid arranged in two full-scale high walls. *Geosynthetics International*, v. 17(1), pp. 12–33.

Leclercq, B., Schaeffner, M., Delmas, Ph., Blivet, J.C., Matichard, Y. (1990). Durability of Geotextiles: Pragmatic Approach Used in France. Proceedings of Fourth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, Balkema, The Hague, Netherlands, May 1990, v. 2, pp. 679-684.

Lee, Kevin Z.Z., Wu, Jonathan T.H. (2004). A synthesis of case histories on GRS bridge supporting structures with flexible facing. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 22(4), pp. 181–204.

Leflaive, E. (1988). Durability of Geotextiles: The French Experience. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 7(1-2), pp. 23-31.

Leshchinsky D., Vahedifard F. (2012). Impact of toe resistance in reinforced masonry block walls: design dilemma. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, v. 138(2), pp. 236–40.

Liu, H., Won, M.S. (2014). Stress dilatancy and reinforcement load of vertical-reinforced soil composite: analytical method. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, v. 140(3), pp. 630–639.

Liu, H. (2016). Nonlinear elastic analysis of reinforcement loads for vertical reinforced soil composites without facing restriction. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, v. 142(6), 04016013.

Liu H. (2017). Time-Dependent Load Redistribution in Geosynthetic-Reinforced Soil Walls Considering the Strain Softening of Backfill Soils. *Geotechnical Frontiers Congress, ASCE, GSP 278 Walls and Slopes, March 12–15, Orlando, Florida, 10p.*

Maccaferri (2012). Construction of new airport at Pakyong. Sikkim, India, CH/ INT/ SR007-IN, Rev 01.

Mirmoradi, S.H., Ehrlich, M. (2014a). Modeling of the compaction-induced stresses in numerical analyses of GRS walls. *International Journal of Computational Methods (IJCM)*, v. 11(2), 1342002, 14p.

Mirmoradi, S.H., Ehrlich, M. (2014b). Geosynthetic reinforced soil walls: experimental and numerical evaluation of the combined effects of facing stiffness and toe resistance on performance. *Proceedings 10th International Conference on Geosynthetics, International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE), London.*

Mirmoradi, S.H. (2015). Evaluation of the behavior of reinforced soil walls under working stress conditions. *Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.*

Mirmoradi, S.H., Ehrlich, M. (2015a). Modeling of the compaction-induced stress on reinforced soil walls. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 43(1), 82–88.

Mirmoradi, S.H., Ehrlich, M. (2015b). Numerical evaluation of the behavior of GRS walls with segmental block facing under working stress conditions. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, v. 141(3), 04014109.

Mirmoradi S.H., Ehrlich M., Dieguez C. (2016). Evaluation of the combined effect of toe resistance and facing inclination on the behavior of GRS walls. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 44(3), pp. 287-294.

Mirmoradi S.H., Ehrlich M. (2016a). Evaluation of the effect of toe restraint on GRS walls. *Transportation Geotechnics*, v. 8, pp. 35-44, ISSN 2214-3912.

Mirmoradi, S.H., Ehrlich, M. (2016b). Investigation of the prediction capability of the AASHTO simplified method under working stress conditions. 3rd Pan-American Conference on Geosynthetics, Miami, USA.

Mirmoradi S.H., Ehrlich M. (2017). Effects of facing, reinforcement stiffness, toe resistance, and height on reinforced walls. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 45(1), pp. 67–76.

Mirmoradi S.H., Ehrlich M. (2018a). Numerical simulation of compaction-induced stress for the analysis of RS walls under working conditions. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 46, pp. 354-365.

Mirmoradi S.H., Ehrlich M. (2018b). Experimental evaluation of the effect of compaction near facing on the behavior of GRS walls. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 46, pp. 566-574.

Mirmoradi S.H., Ehrlich M. (2018c). Investigation of the Prediction Capability of the EM Design Method Under Working Stress Conditions. In: Farid A., Chen H. (eds) *Proceedings of GeoShanghai 2018 International Conference: Geoenvironment and Geohazard*. GSIC 2018. Springer, Singapore, pp 527-536.

Mitchell, J.K., Zornberg, J.G. (1995). Reinforced Soil Structures with Poorly Draining Backfills. Part II: Case Histories and Applications. *Geosynthetics International*, v. 2(1), pp. 265-307.

Miyata, Y., Bathurst, R.J., Miyatake, H. (2015). Performance of three geogrid-reinforced soil walls before and after foundation failure. *Geosynthetics International*, v. 22(4), pp. 311–326.

Morsy A.M., Leshchinsky D., Zornberg J. G. (2017). Effect of Reinforcement Spacing on the Behavior of Geosynthetic-Reinforced Soil. *Geotechnical Frontiers Congress, GSP 278 Walls and Slopes*, March 12–15, Orlando, Florida, 14p.

National Concrete Masonry Association NCMA (2009). *Design manual for segmental retaining walls*. Third Edition, M. Bernardi, ed., Herndon, VA, USA.

Nicks J. E., Esmaili D., Adams M. T. (2016). Deformations of geosynthetic reinforced soil under bridge service loads. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 44(4), pp 641-653.

Puig, J., Blivet, J.C., Pasquet, P., (1977). *Earth Fill Reinforced with Synthetic Fabric*. International Conference on the Use of Fabrics in Geotechnics, Paris, France, v. 1, pp. 85-90.

Rahmouni, O., Mabrouki, A., Benmeddour, D., Mellas M. (2016). A numerical investigation into the behavior of geosynthetic-reinforced soil segmental retaining walls. *International Journal of Geotechnical Engineering*, v. 10(5), pp. 435-444.

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*, v. 42 (2), pp. 127-138.

Rowshanzamir M.A. Aghayarzadeh M. (2016). Comprehensive study of geogrid-reinforced soil retaining walls with tilted face and reinforcements. *Australian Journal of Civil Engineering*, v. 13(1), pp. 48-63.

Ruiken A, Ziegler M, Ehrenberg H, Höhny S. (2010). Determination of the soil confining effect of geogrids. *Proc. 14th danube-European conference on geotechnical engineering*, Bratislava, Slovak Republic.

Saramago, R.P. (2002). Estudo da influência da compactação no comportamento de muros de solo reforçado com a utilização de Modelos Físicos. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Skempton, A.W. (1985). A History of Soil Properties, 1717–1927. Proceedings, XI International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, Golden Jubilee Volume, A. A. Balkema, pp. 95–121.

Tatsuoka, F. (1992). Roles of facing rigidity in soil reinforcing. Keynote Lecture, Proc. Earth Reinforcement Practice, ISKyushu 92, Ochiai *et al.* eds., 2, 831–870.

Tatsuoka, F., Tateyama, M, Uchimura, T. Koseki, J. (1997). Geosynthetic-reinforced soil retaining walls as important permanent structures. *Geosynthetic International*, v. 4(2), pp. 81–136.

Tatsuoka, F., Tateyama, M., Mohri, Y. Matsushima, K. (2007). Remedial treatment of soil structures using geosynthetic-reinforcing technology. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 25(4-5), pp. 204-220.

Tatsuoka, F. (2008). Recent practice and research of geosynthetic-reinforced earth structures in Japan. *Journal of GeoEngineering*, v. 3(3), pp. 77-100.

Uchimura, T., Tateyama, M., Koga, T. Tatsuoka, F. (2003). Performance of a preloaded-prestressed geogrid-reinforced soil pier for a railway bridge. *Soils and Foundations*, v. 43(6), pp. 33–50.

VanBuskirk, C.D. (2010). Adoption and Implementation of GRS Design Concepts, A Consultant's Perspective, Vancouver Geotechnical Society Symposium 2010 Proceedings.

Wang, L., Liu, H., Wang C. (2018). Earth pressure coefficients for reinforcement loads of vertical geosynthetic - reinforced soil retaining walls under working stress conditions. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 46(4), pp. 486–496.

Wu, J. T. (1994). Design and construction of low cost retaining walls: The next generation in technology. Rep. No. CTI-UCD-1-94, Colorado Transportation Institute, Denver, CO.

Wu, J.T., Pham, T.Q., Adams, M.T. (2013). Composite behavior of geosynthetic reinforced soil mass. FHWA Rep. No. FHWA-HRT-10-077, McLean, VA.

Yako, M.A., Christopher, B.R. (1987). Polymeric reinforced retaining walls and slopes in North America. Proceedings of the NATO Advanced Research Workshop on the Application of Polymeric Reinforcement in Soil Retaining Structures, Kingston, Ontario, Canada, pp. 239-84.

Yang G.Q., Zhou Q.Y., Zhang B.J., Ding J.X. (2010). Applications of Geogrid Reinforced Soil Retaining Wall with Wrap-Around Facing in Railway. In: Chen Y., Zhan L., Tang X. (eds) Advances in Environmental Geotechnics. Springer, Berlin, Heidelberg.

Yu Y., Bathurst, R. J., Allen T. M. (2017). Numerical modelling of two full-scale reinforced soil wrapped-face walls. Geotextiles and Geomembranes, v. 45(4), pp. 237-249.

Zhang F., Gao Y., Leshchinsky D., Yang S., Dai G. (2018). 3D effects of turning corner on stability of geosynthetic-reinforced soil structures. Geotextiles and Geomembranes, v. 46(4), pp. 367-376.

## **APÉNDICE**

## A. Resultados experimentais

### A.1. Teste N° 1. Muro com face em blocos ( $\omega = 17^\circ$ ) – Base livre lubrificada

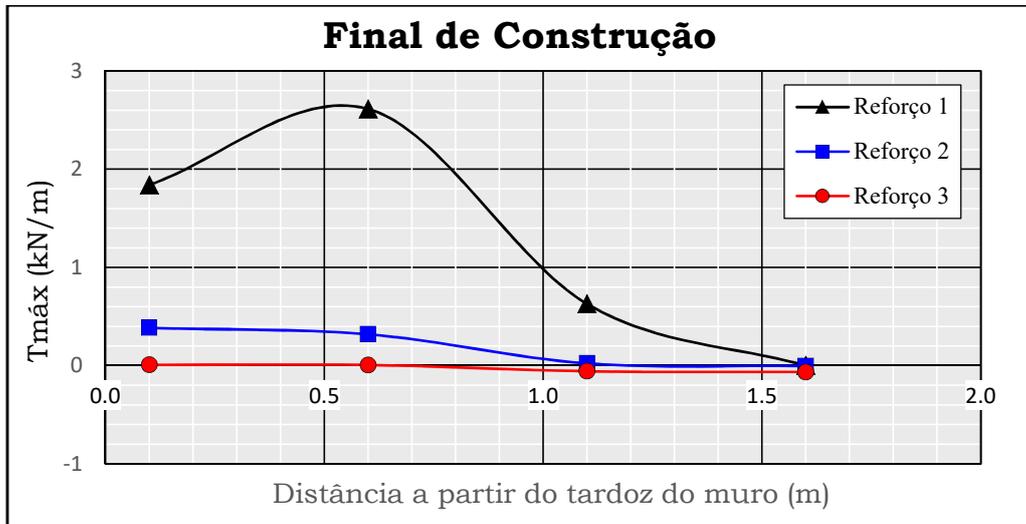


Figura A.1. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço ao final de construção.

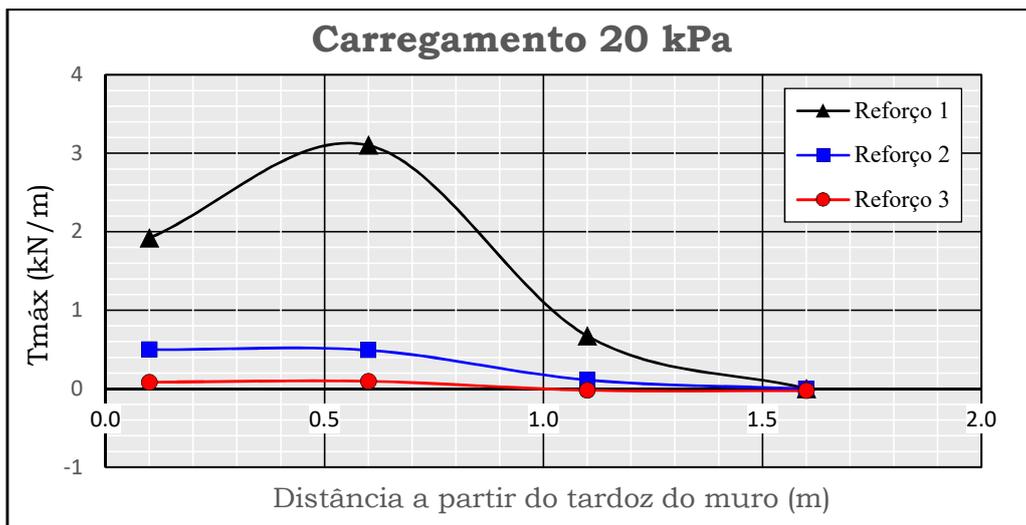


Figura A.2. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço com uma sobrecarga de 20 kPa.

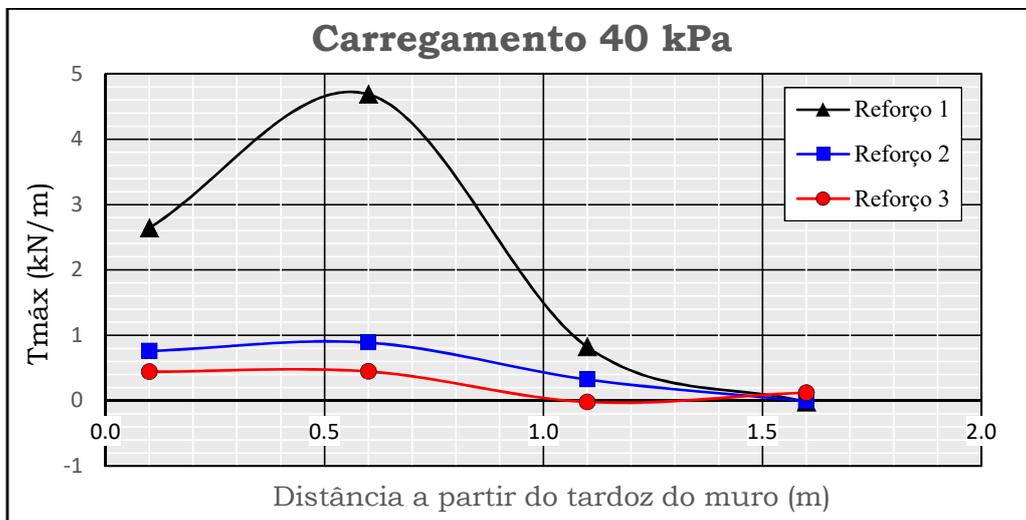


Figura A.3. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço com uma sobrecarga de 40 kPa.

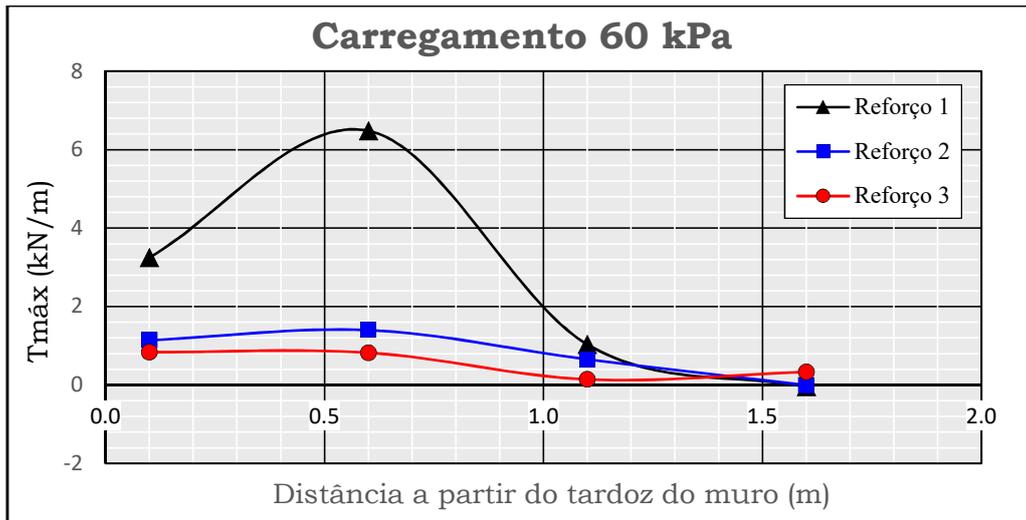


Figura A.4. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço com uma sobrecarga de 60 kPa.

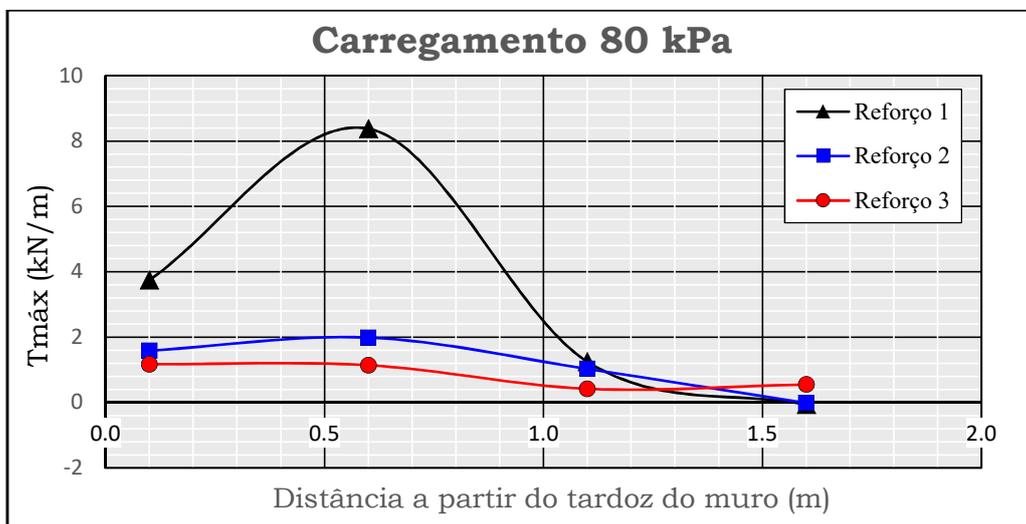


Figura A.5. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço com uma sobrecarga de 80 kPa.

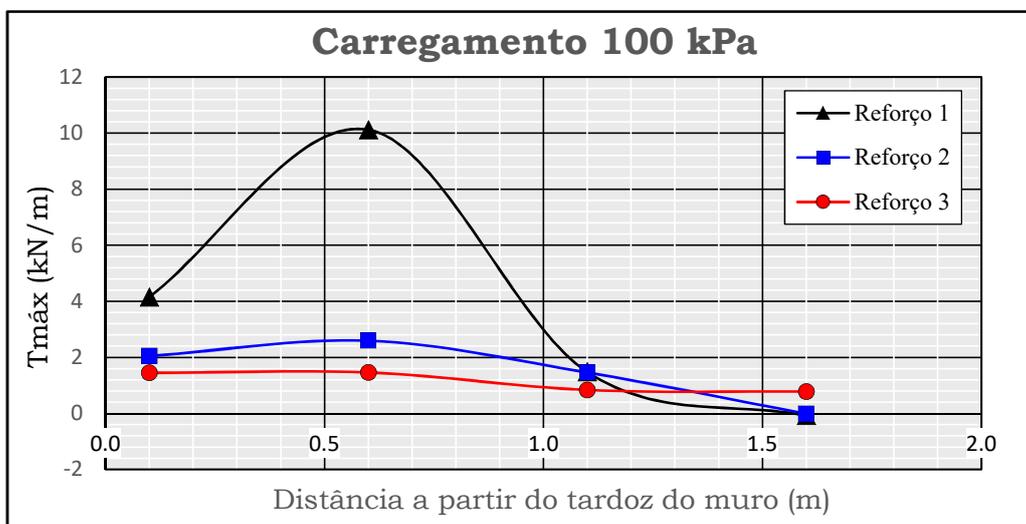


Figura A.6. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço ao final de carregamento.

## A.2. Teste N° 2. Muro com face em blocos ( $\omega = 15^\circ$ ) – Base livre lubrificada

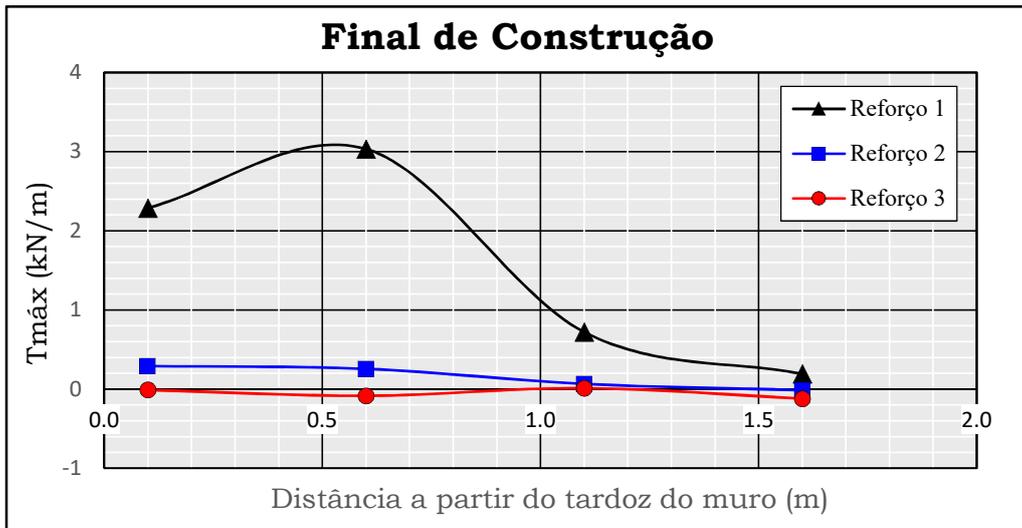


Figura A.7. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço ao final de construção.

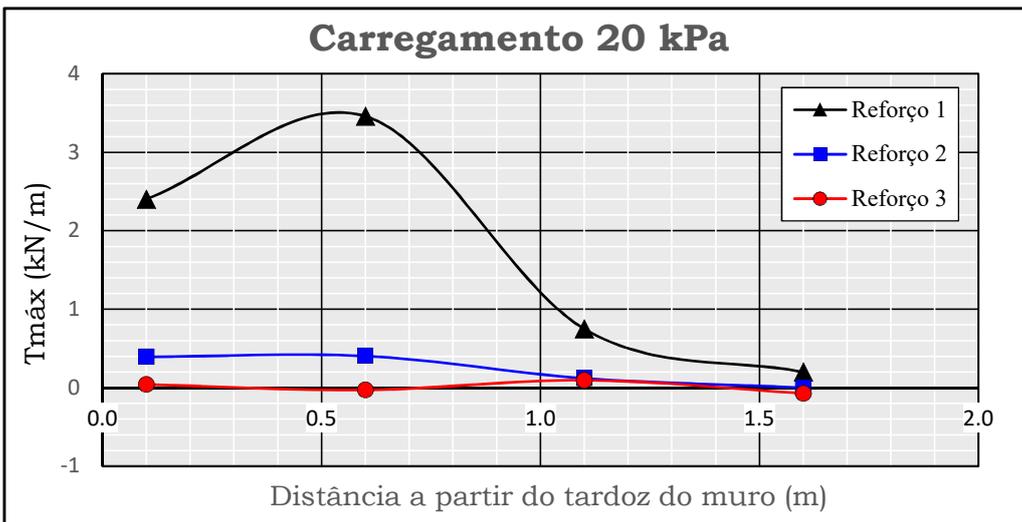


Figura A.8. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço com uma sobrecarga de 20 kPa.

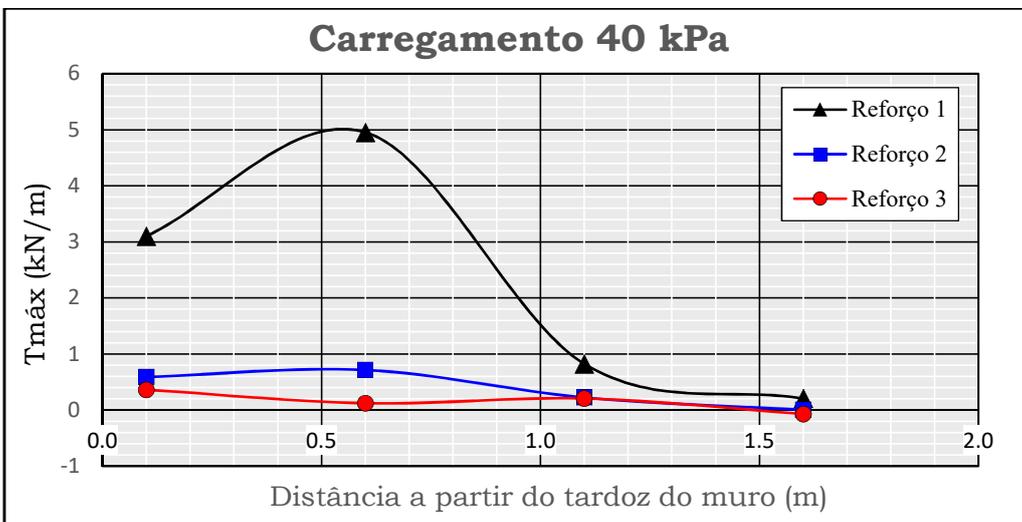


Figura A.9. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço com uma sobrecarga de 40 kPa.

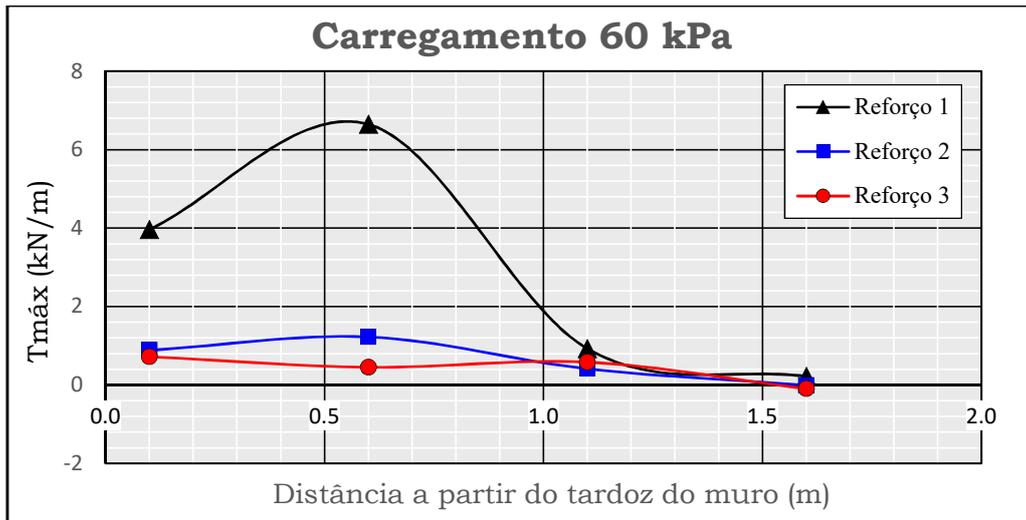


Figura A.10. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço com uma sobrecarga de 60 kPa.

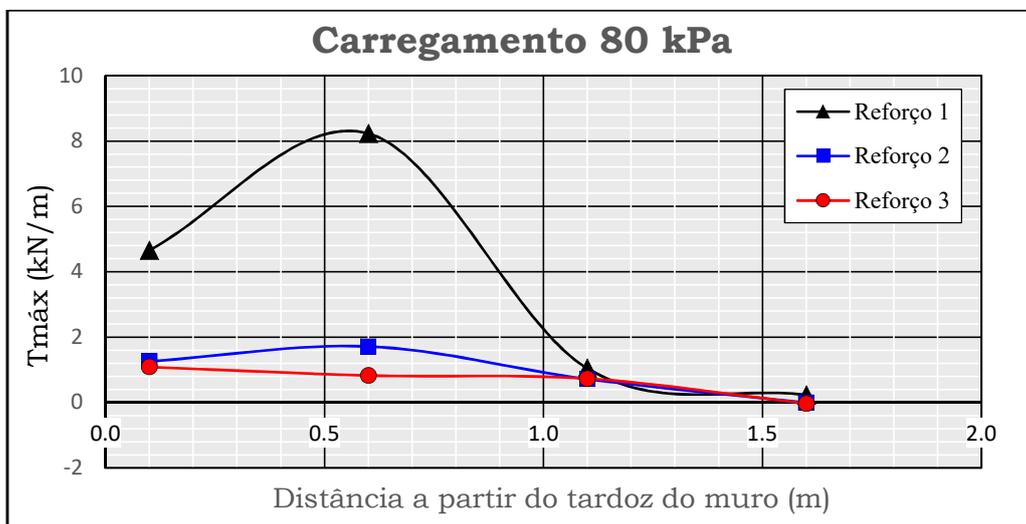


Figura A.11. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço com uma sobrecarga de 80 kPa.

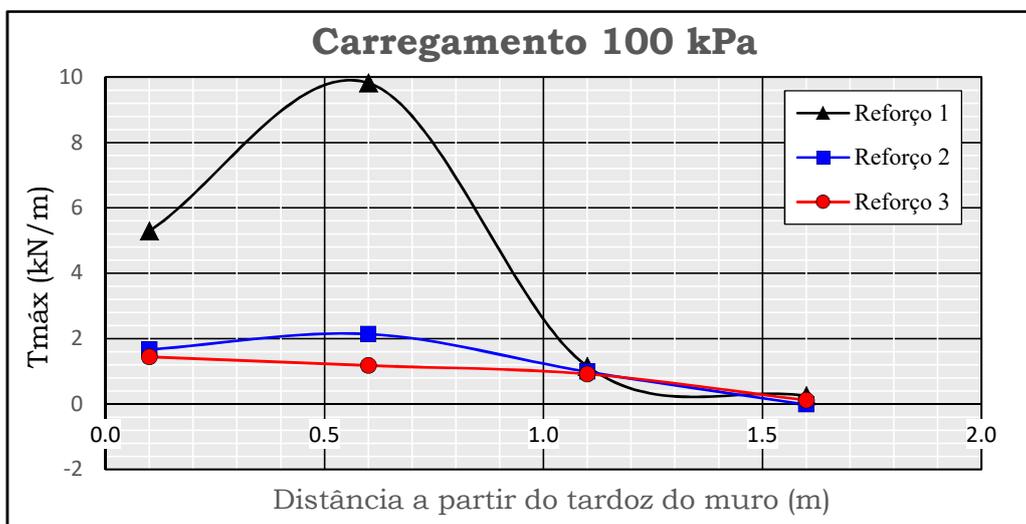


Figura A.12. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço ao final de carregamento.

### A.3. Teste N° 3. Muro com face em blocos ( $\omega = 20^\circ$ ) – Base livre lubrificada

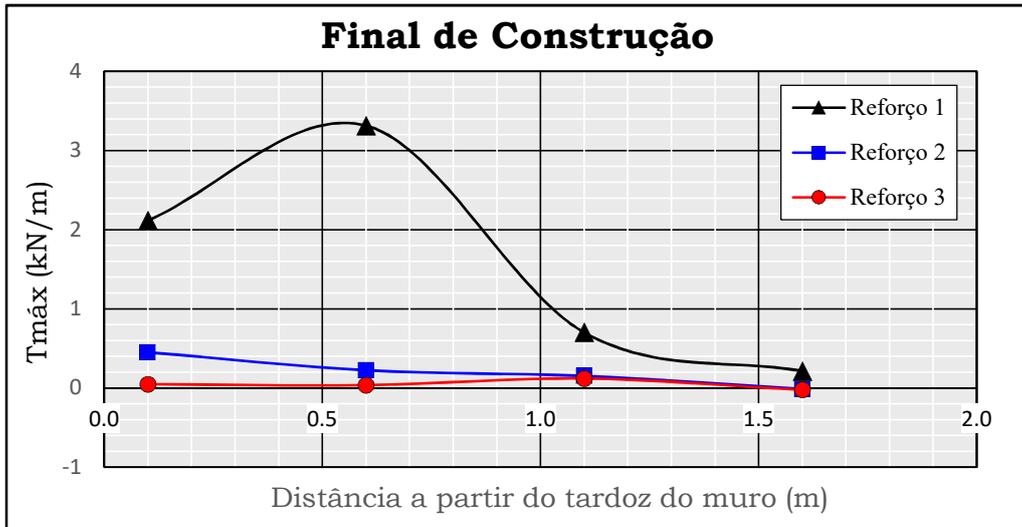


Figura A.13. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço ao final de construção.

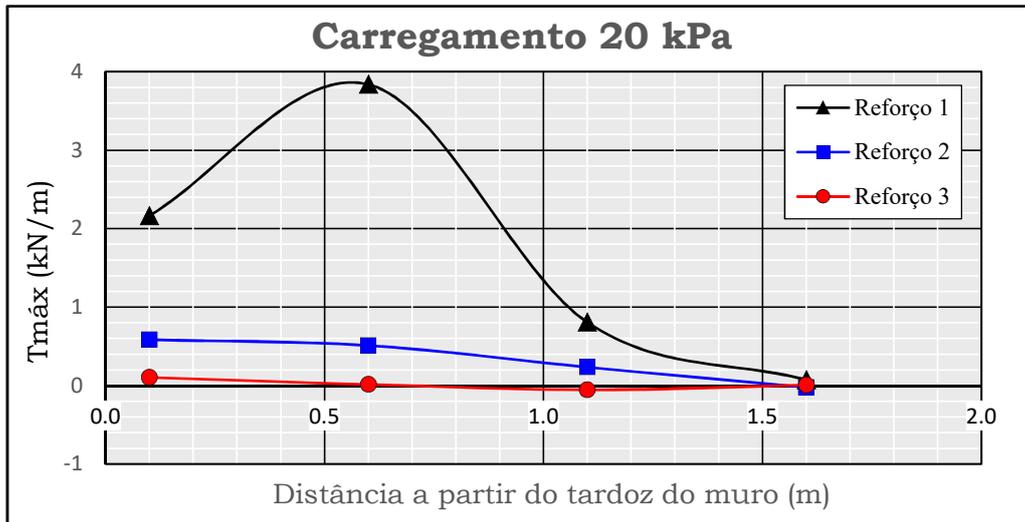


Figura A.14. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço com uma sobrecarga de 20 kPa.

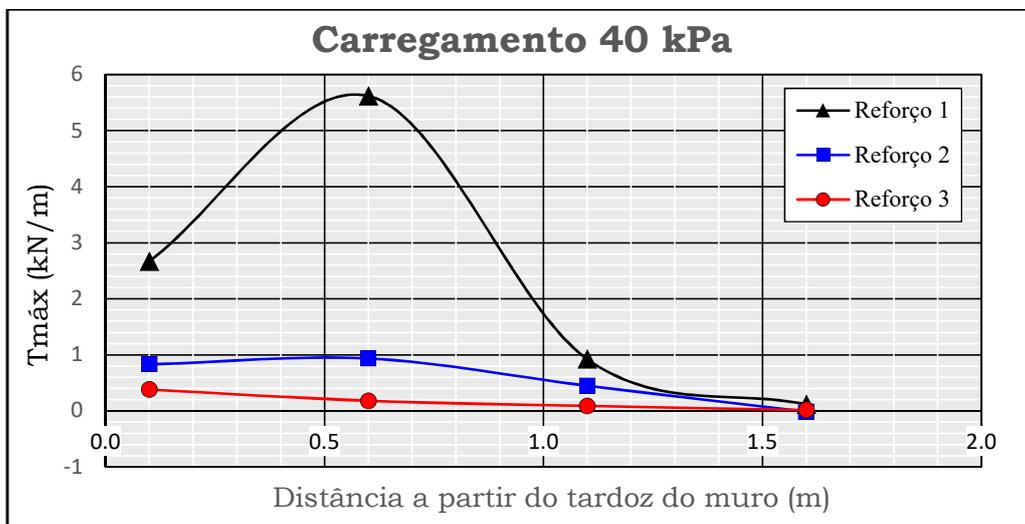


Figura A.15. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço com uma sobrecarga de 40 kPa.

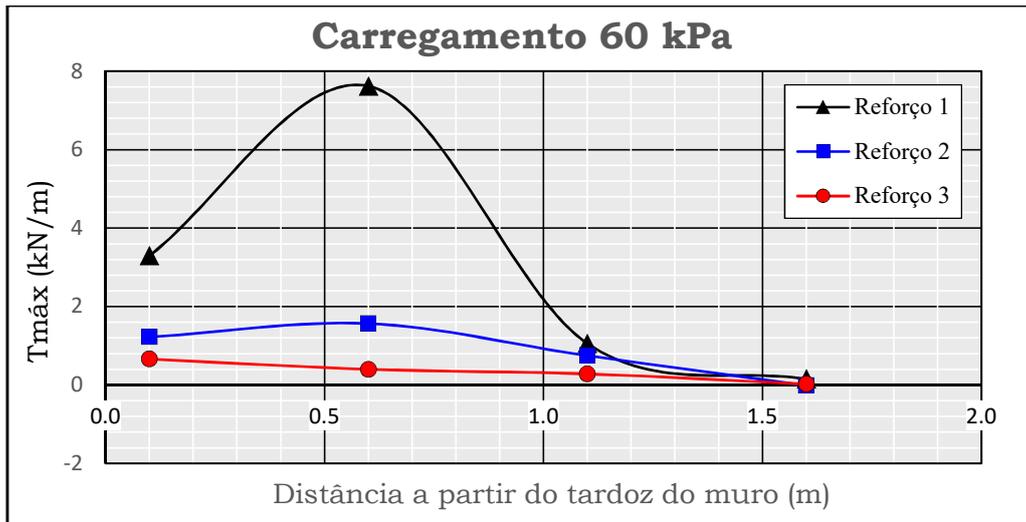


Figura A.16. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço com uma sobrecarga de 60 kPa.

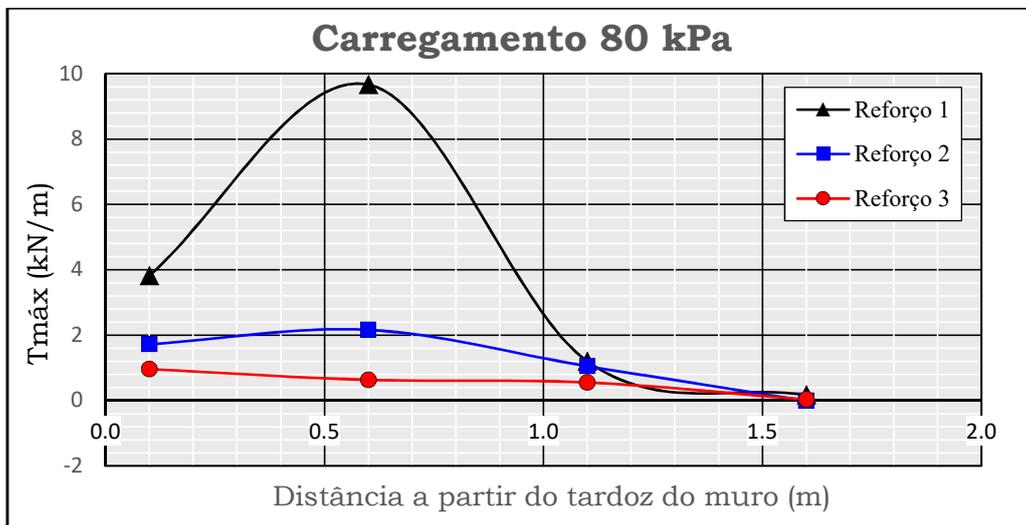


Figura A.17. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço com uma sobrecarga de 80 kPa.

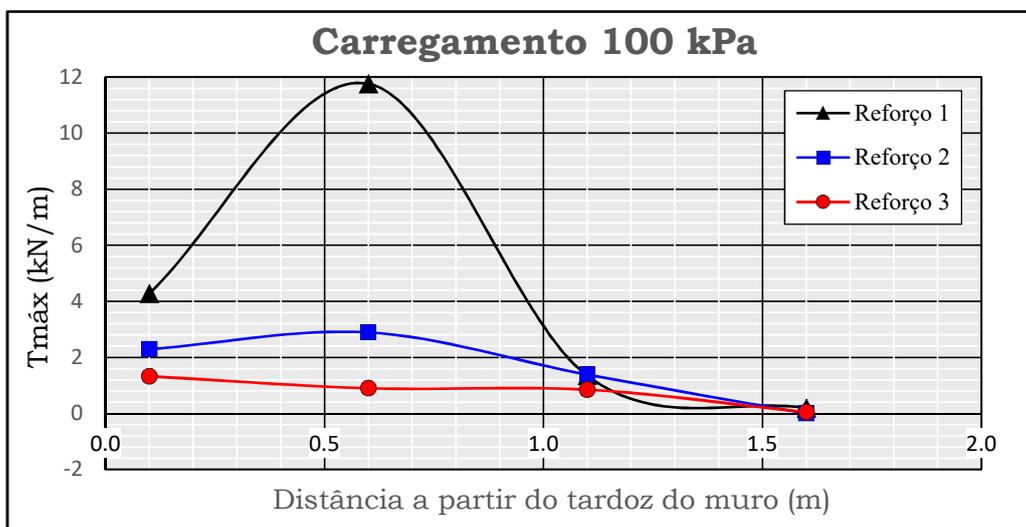


Figura A.18. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço ao final de carregamento.

**A.4. Teste N° 4. Muro com face em blocos ( $\omega = 15^\circ$ ) – Base livre lubrificada (Q1)**

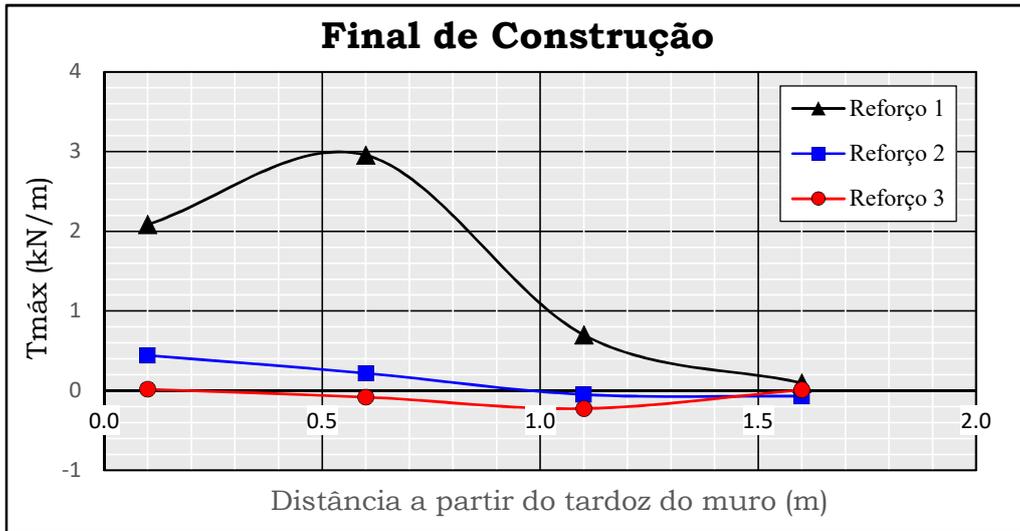


Figura A.19. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço ao final de construção.

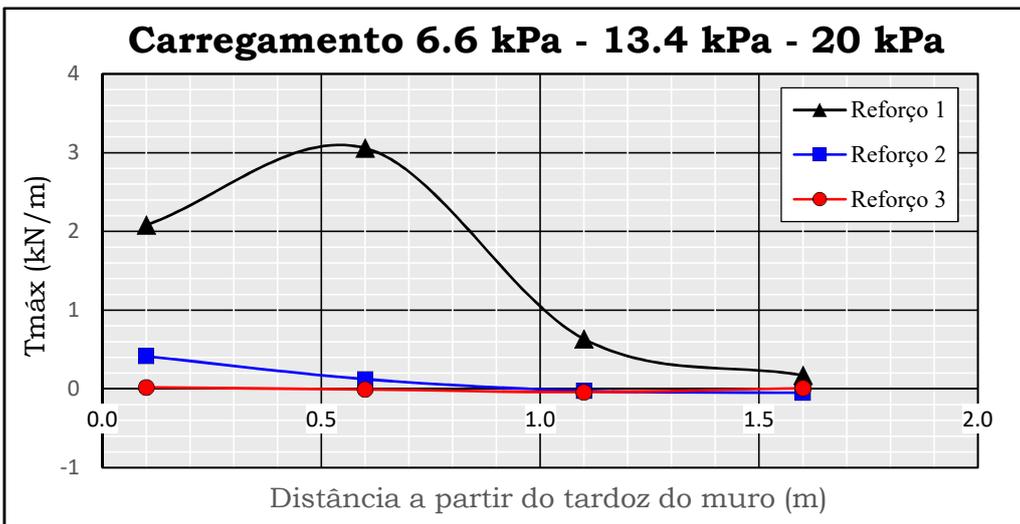


Figura A.20. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço com uma sobrecarga maior de 20 kPa.

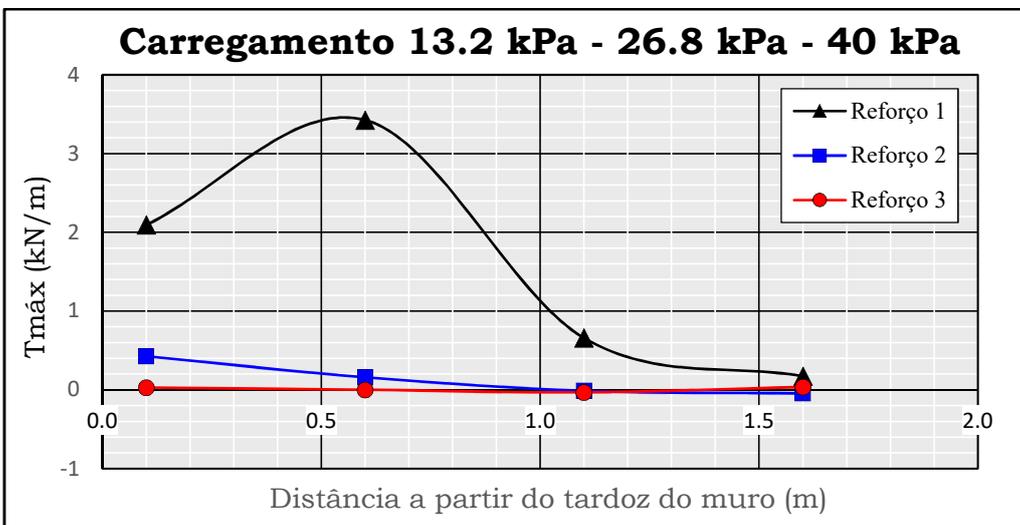


Figura A.21. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço com uma sobrecarga maior de 40 kPa.

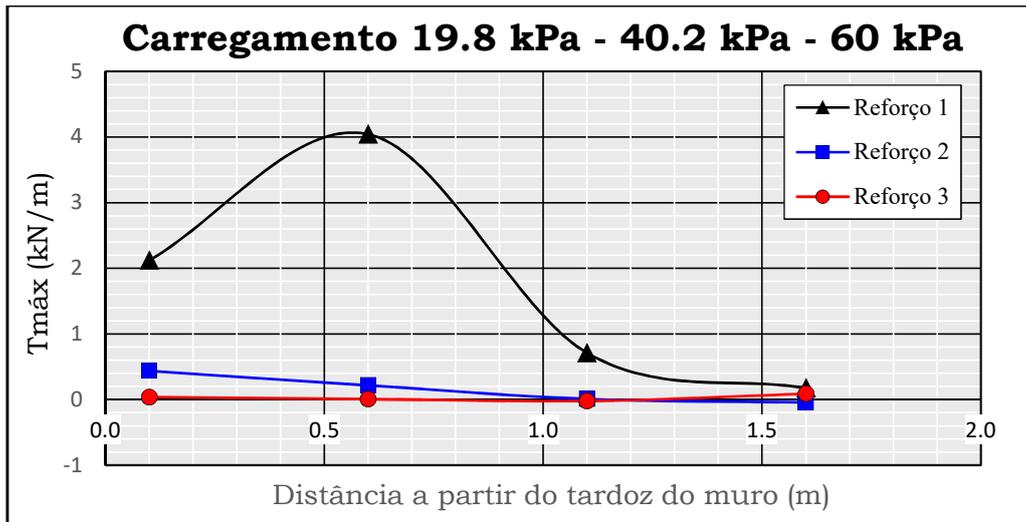


Figura A.22. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço com uma sobrecarga maior de 60 kPa.

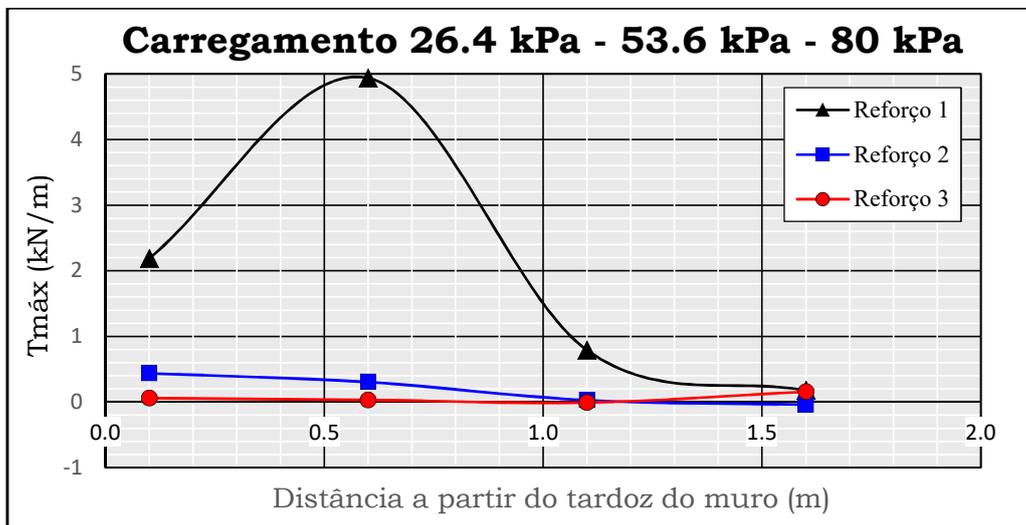


Figura A.23. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço com uma sobrecarga maior de 80 kPa.

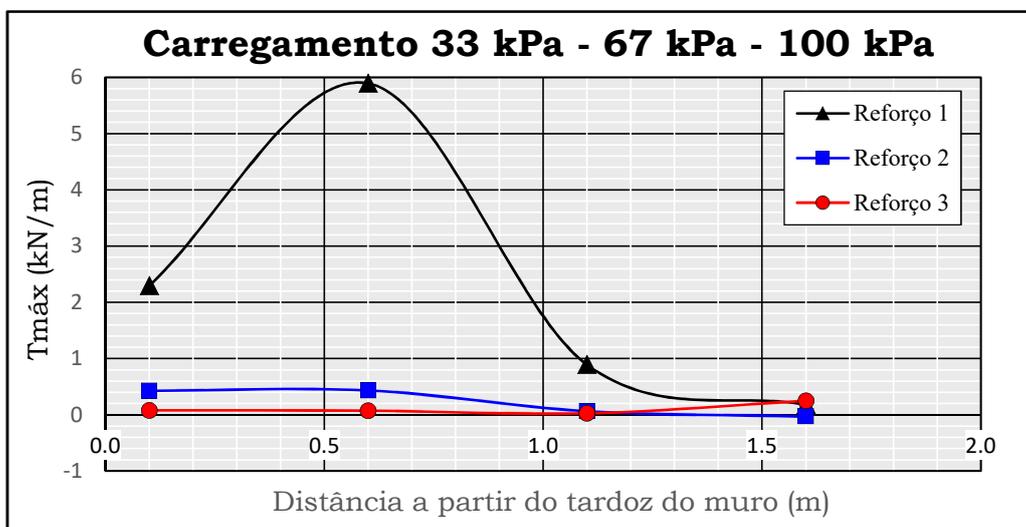


Figura A.24. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço ao final de carregamento.

**A.5. Teste N° 5. Muro com face em blocos ( $\omega = 15^\circ$ ) – Base livre lubrificada (Q2)**

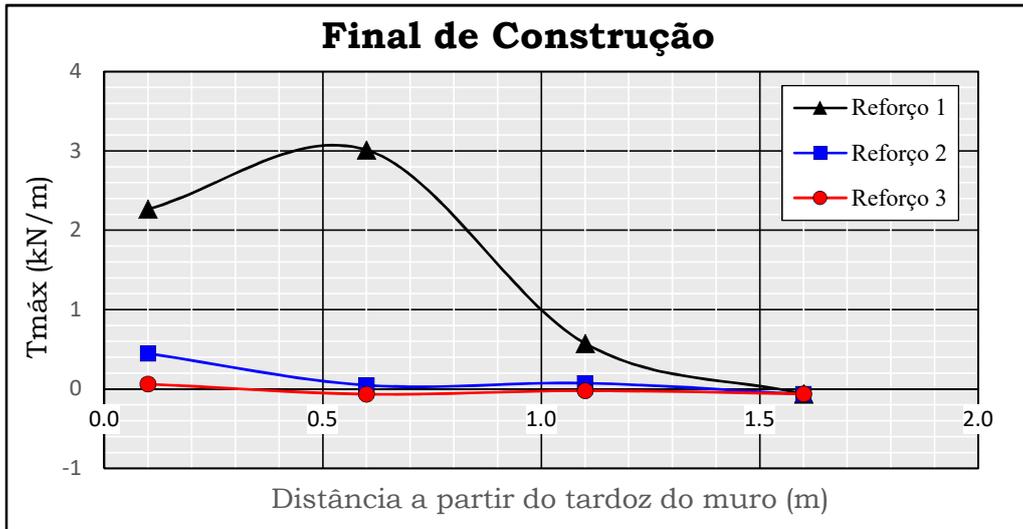


Figura A.25. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço ao final de construção.

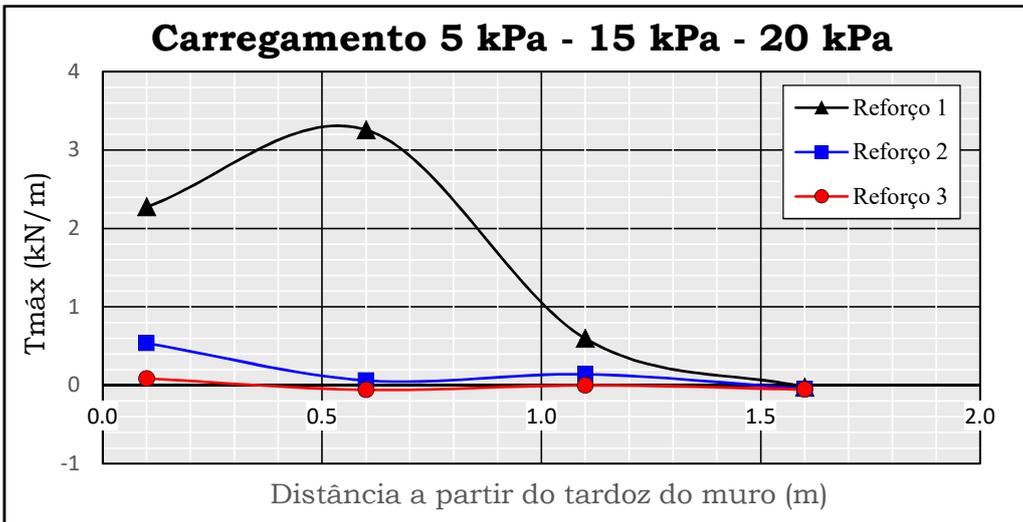


Figura A.26. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço para uma sobrecarga maior de 20kPa.

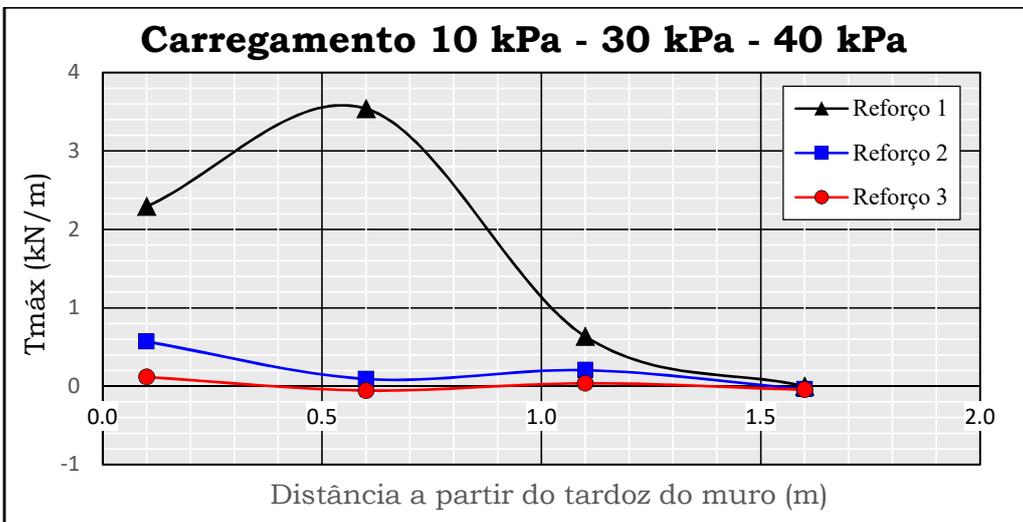


Figura A.27. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço para uma sobrecarga maior de 40kPa.

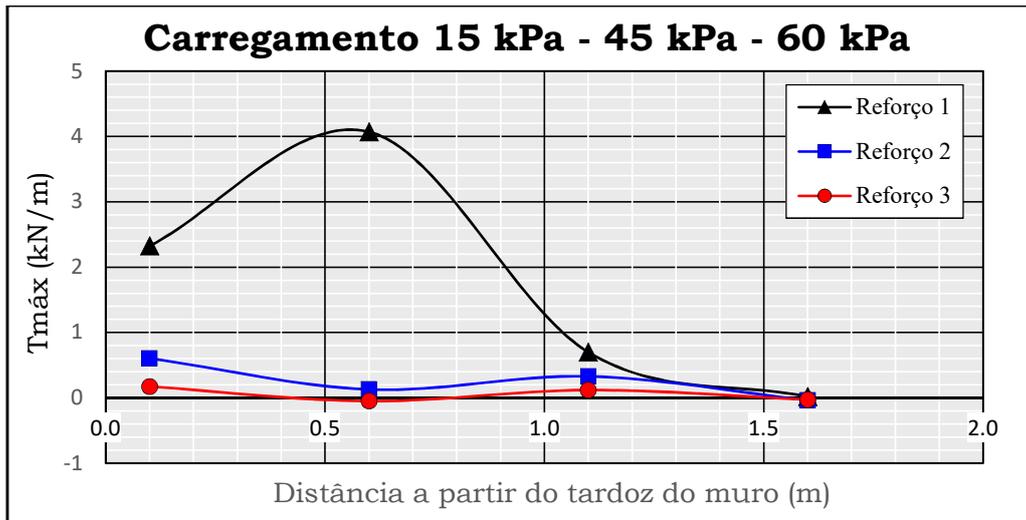


Figura A.28. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço para uma sobrecarga maior de 60kPa.

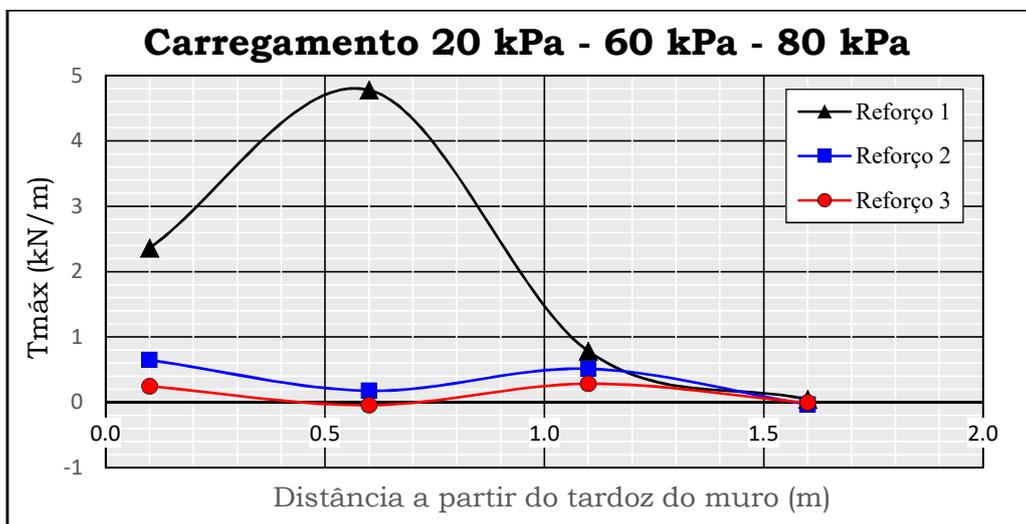


Figura A.29. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço para uma sobrecarga maior de 80kPa.

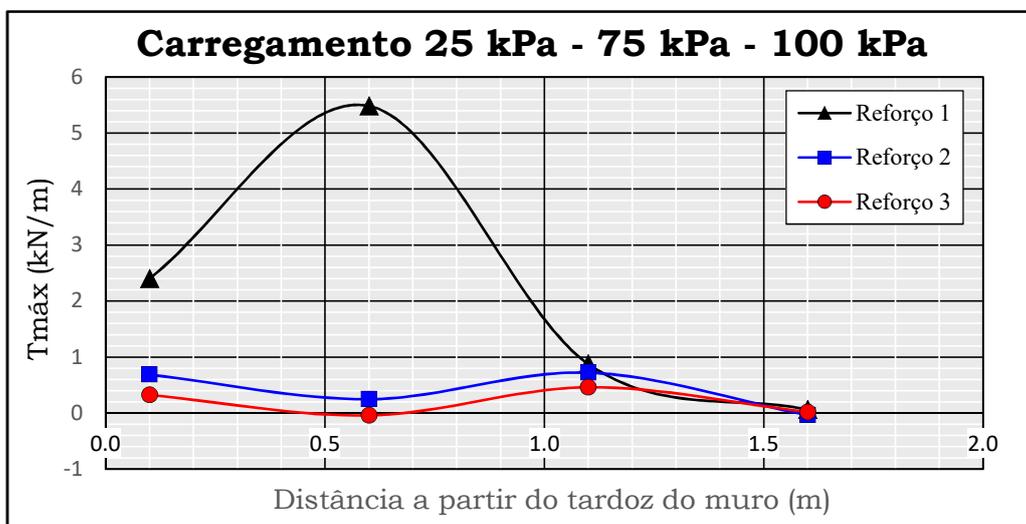


Figura A.30. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço ao final de carregamento.

**A.6. Teste N° 6. Muro com face envelopada ( $\omega = 20^\circ$ ) – Base livre lubrificada.**

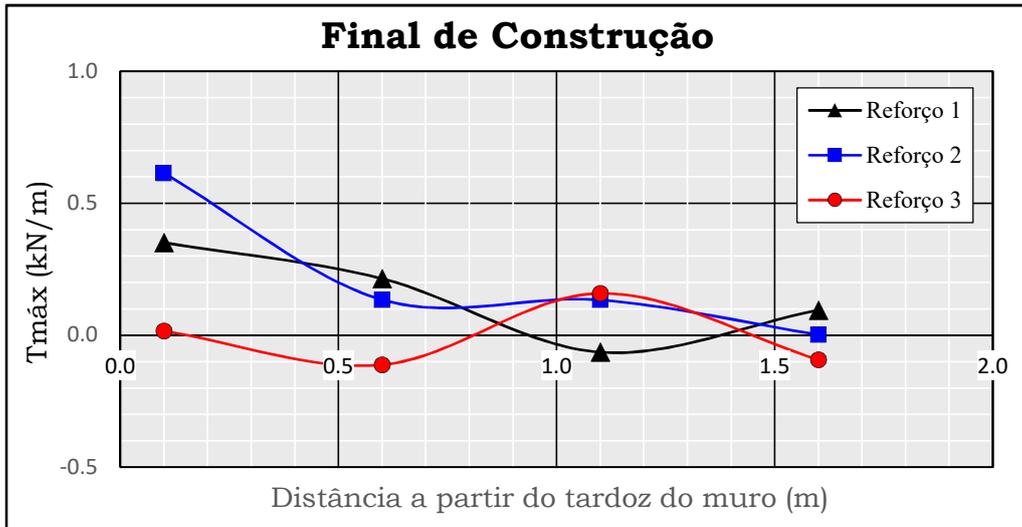


Figura A.31. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço ao final de construção.

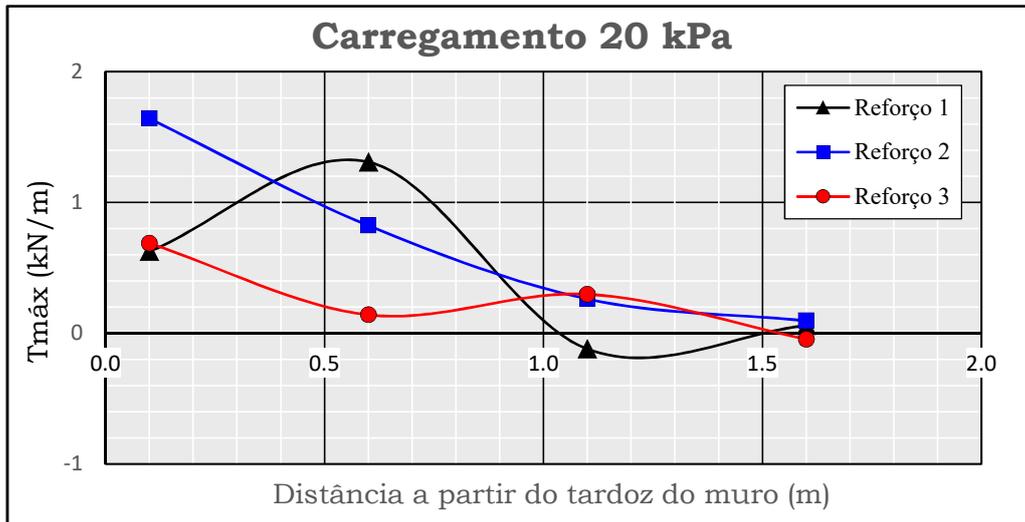


Figura A.32. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço com uma sobrecarga de 20 kPa.

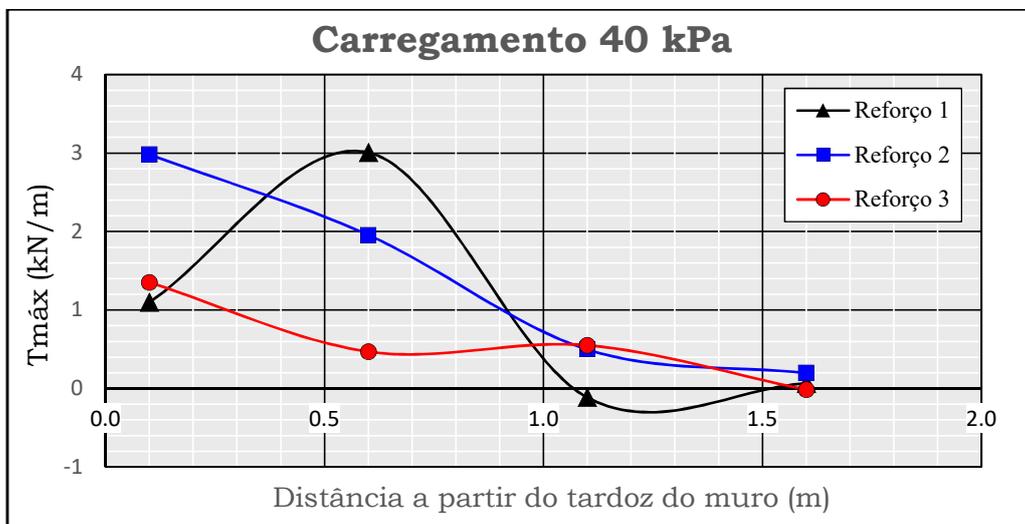


Figura A.33. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço com uma sobrecarga de 40 kPa.

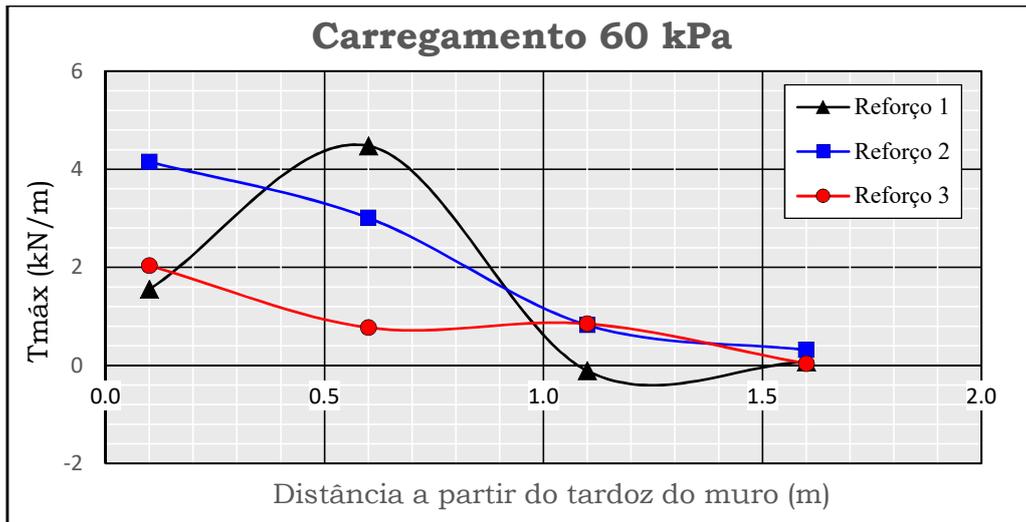


Figura A.34. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço com uma sobrecarga de 60 kPa.

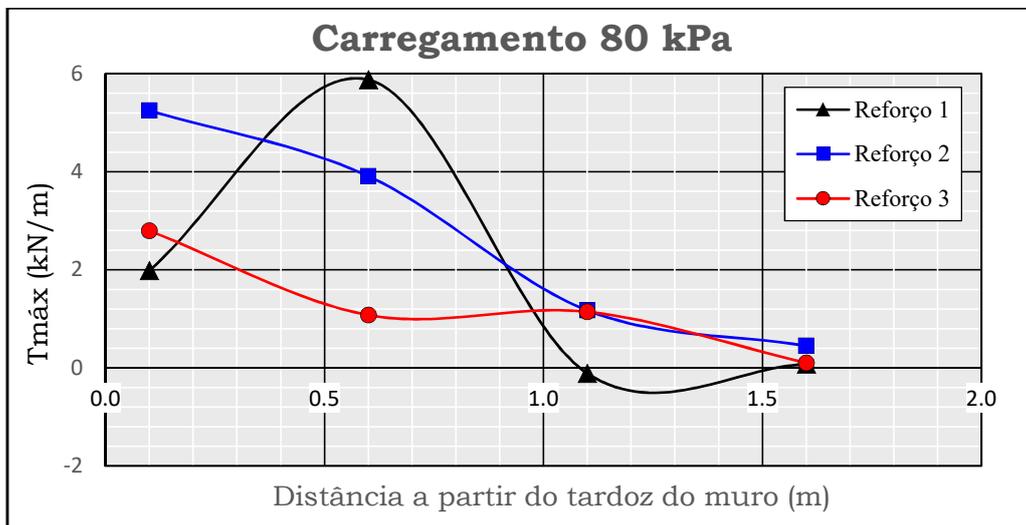


Figura A.35. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço com uma sobrecarga de 80 kPa.

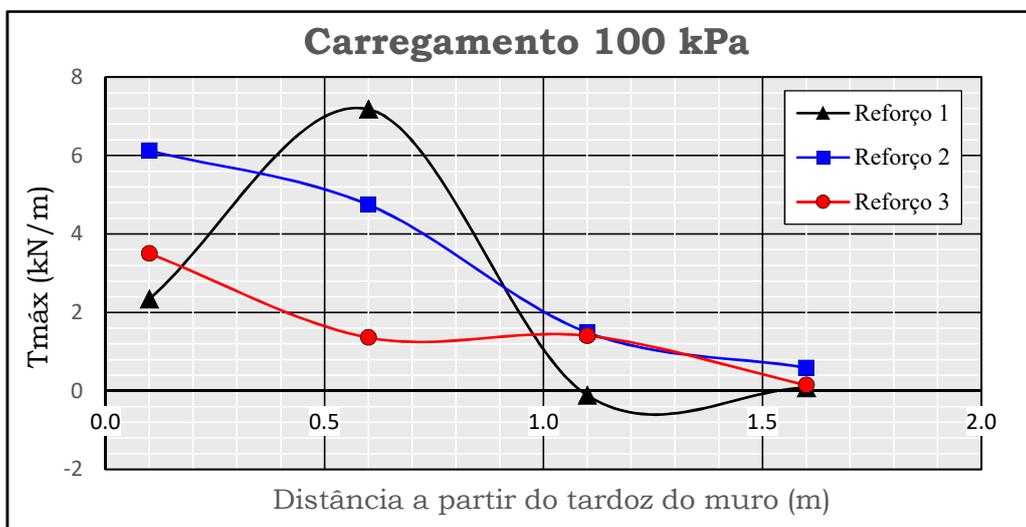


Figura A.36. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço ao final de carregamento.

**A.7. Teste N° 7. Muro com face envelopada ( $\omega = 20^\circ$ ) – Base livre não lubrificada.**

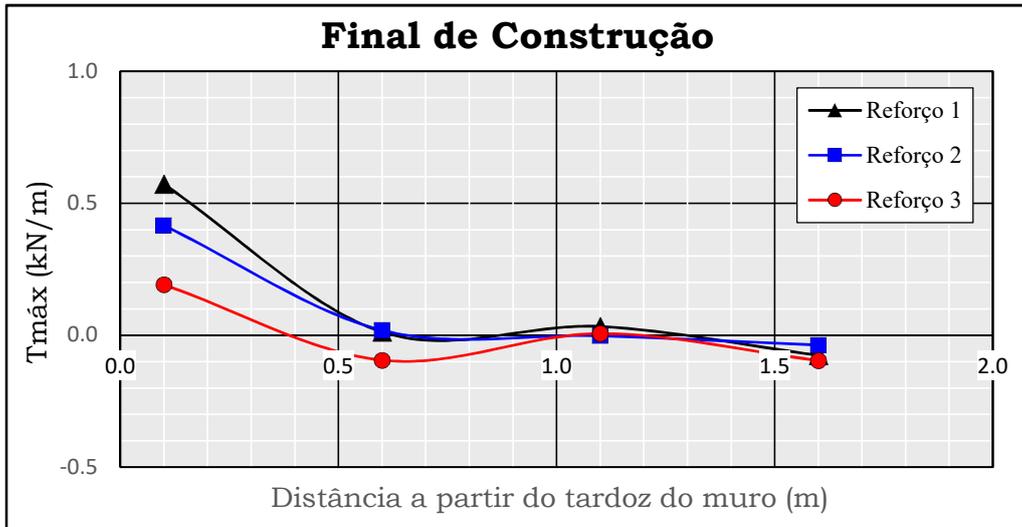


Figura A.37. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço ao final de construção.

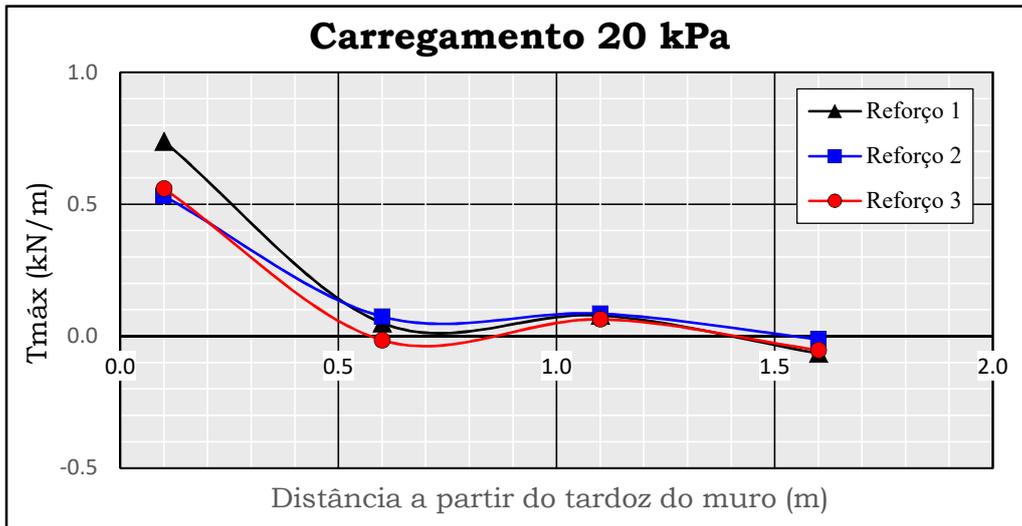


Figura A.38. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço com uma sobrecarga de 20 kPa.

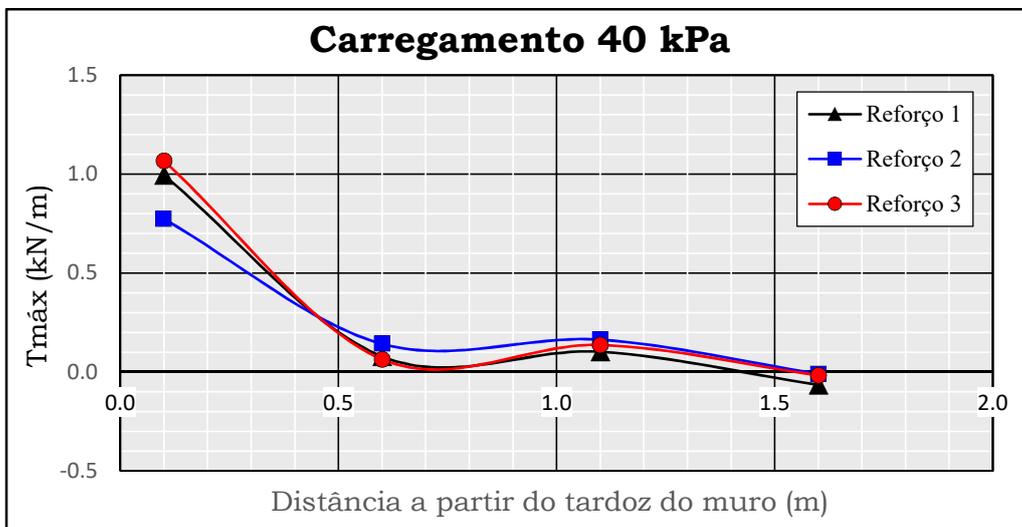


Figura A.39. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço com uma sobrecarga de 40 kPa.

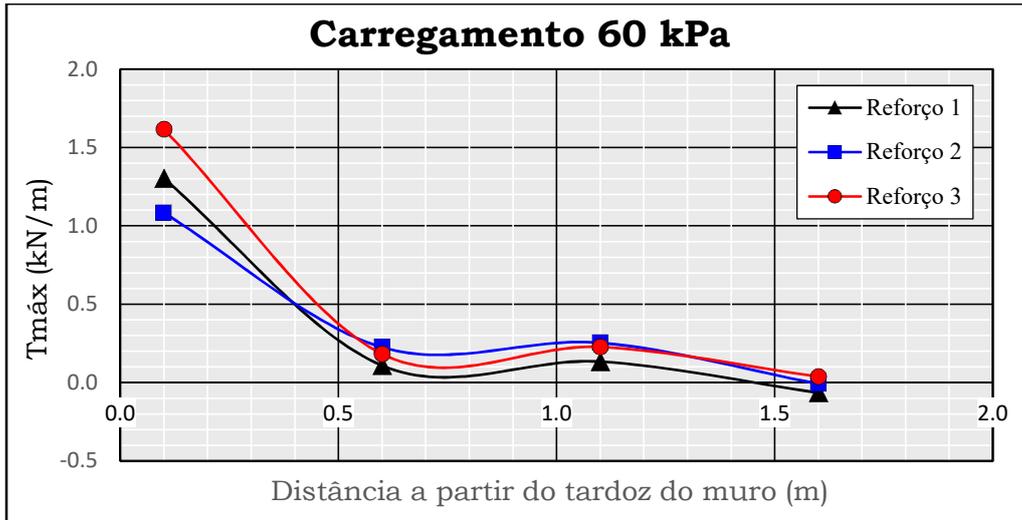


Figura A.40. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço com uma sobrecarga de 60 kPa.

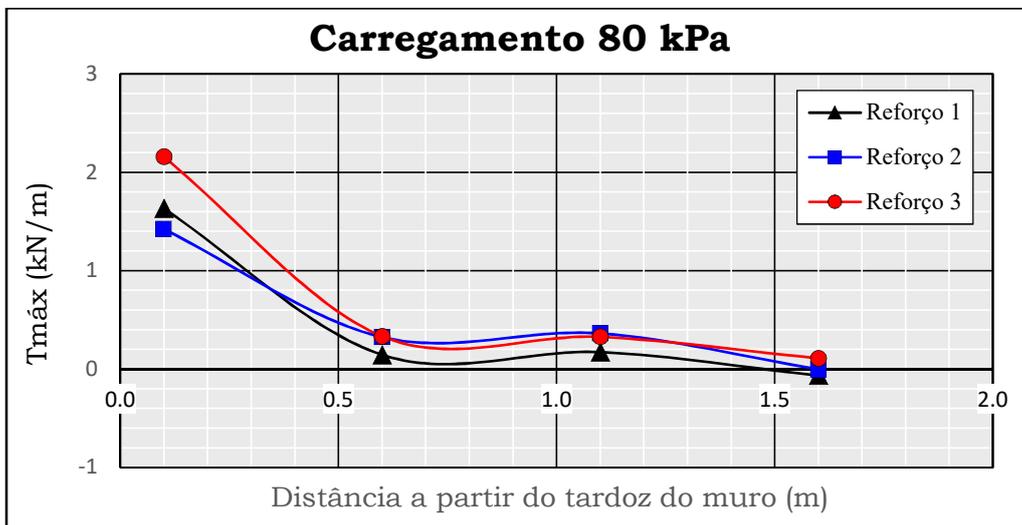


Figura A.41. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço com uma sobrecarga de 80 kPa.

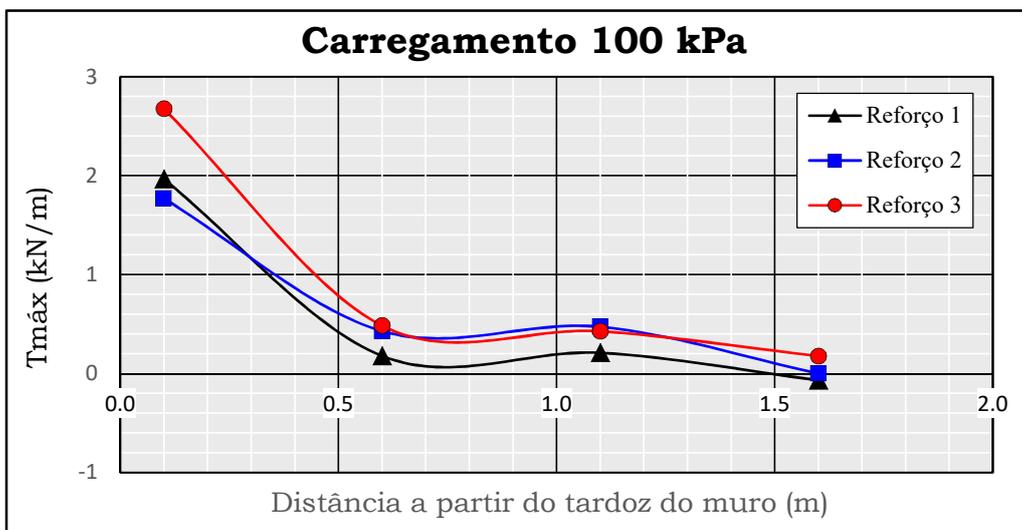


Figura A.42. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço ao final de carregamento.

**A.8. Teste N° 8. Muro com face envelopada ( $\omega = 15^\circ$ ) – Base livre não lubrificada.**

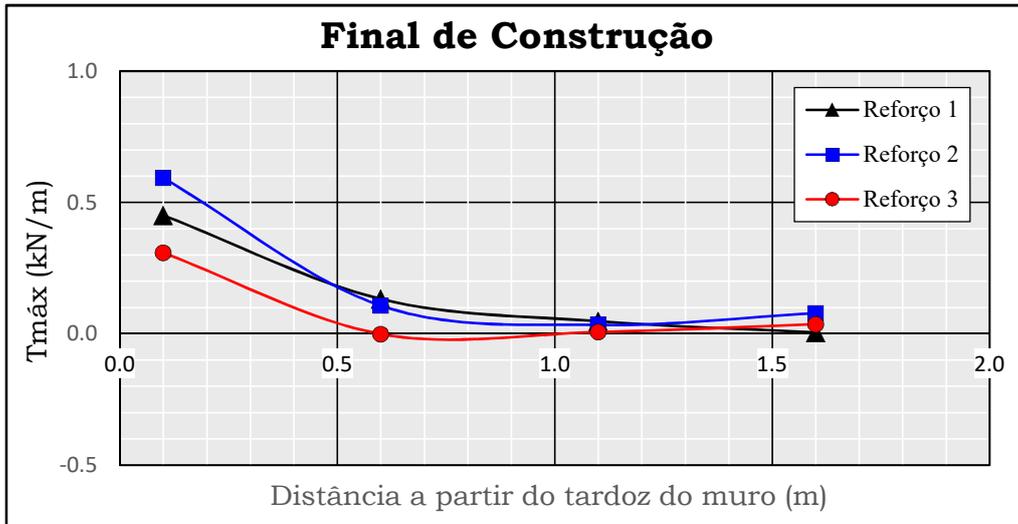


Figura A.43. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço ao final de construção.

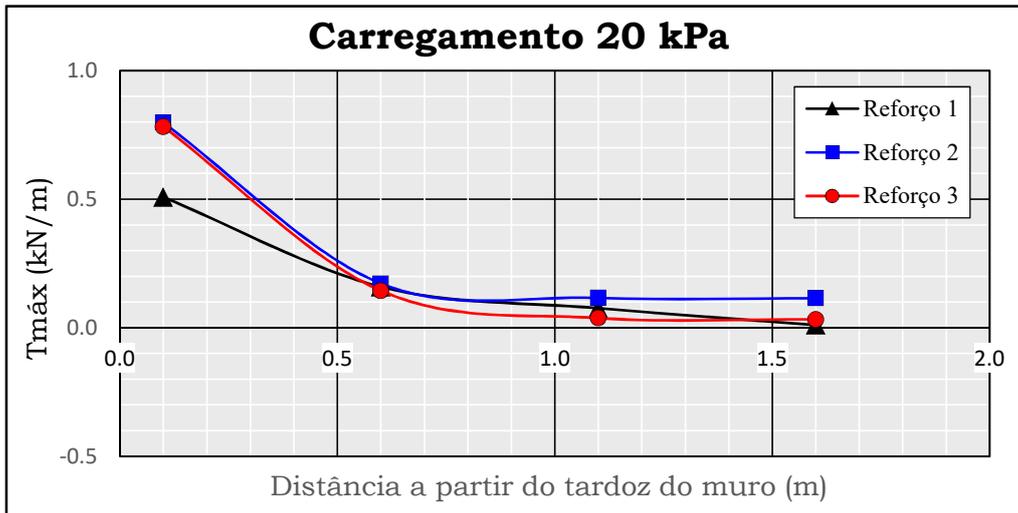


Figura A.44. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço com uma sobrecarga de 20 kPa.

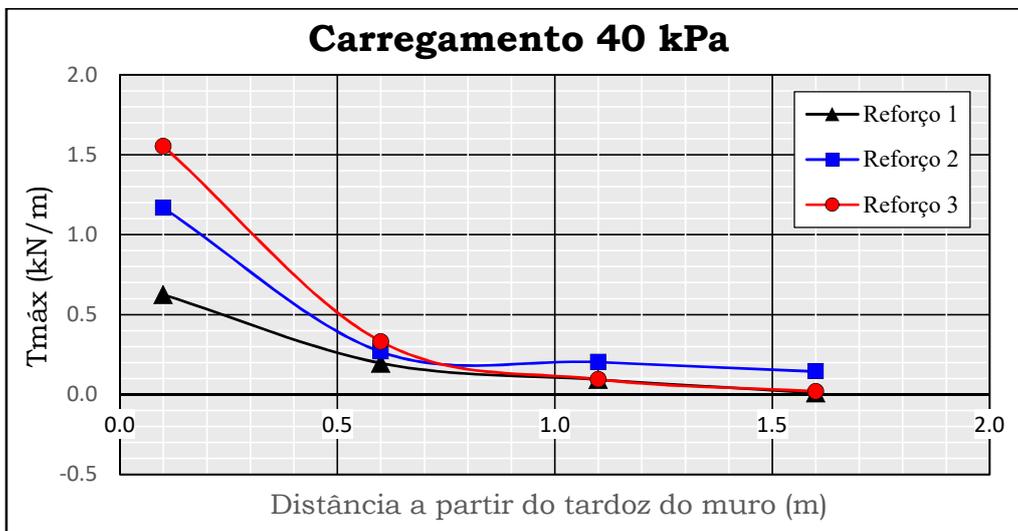


Figura A.45. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço com uma sobrecarga de 40 kPa.

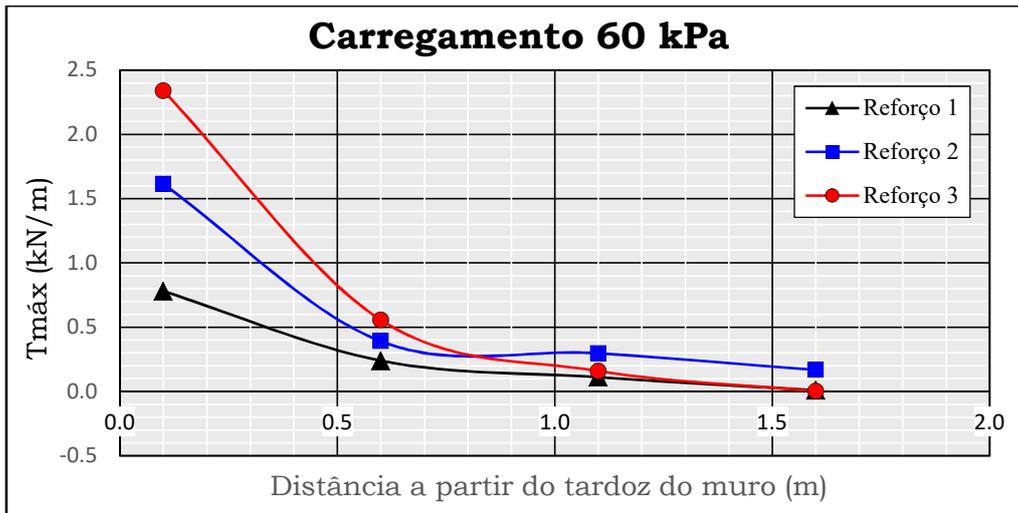


Figura A.46. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço com uma sobrecarga de 60 kPa.

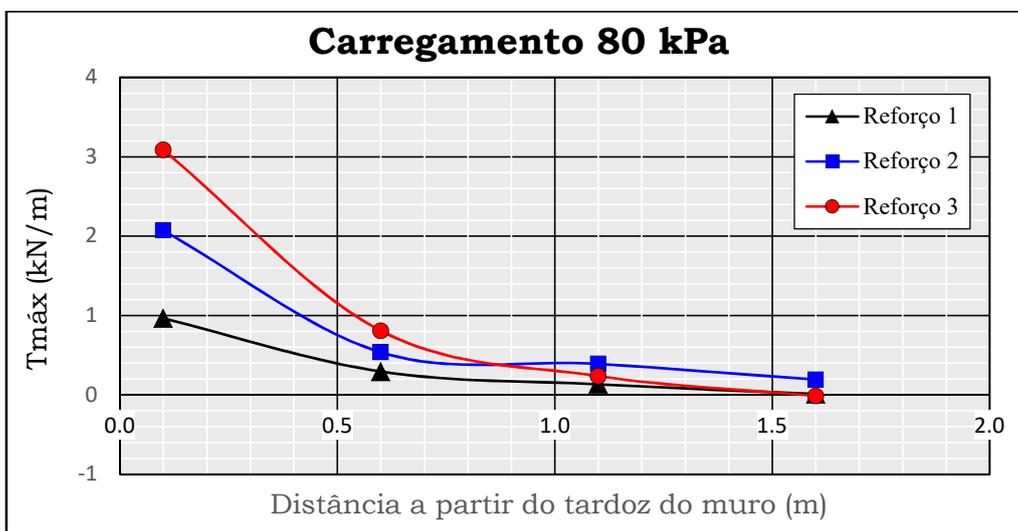


Figura A.47. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço com uma sobrecarga de 80 kPa.

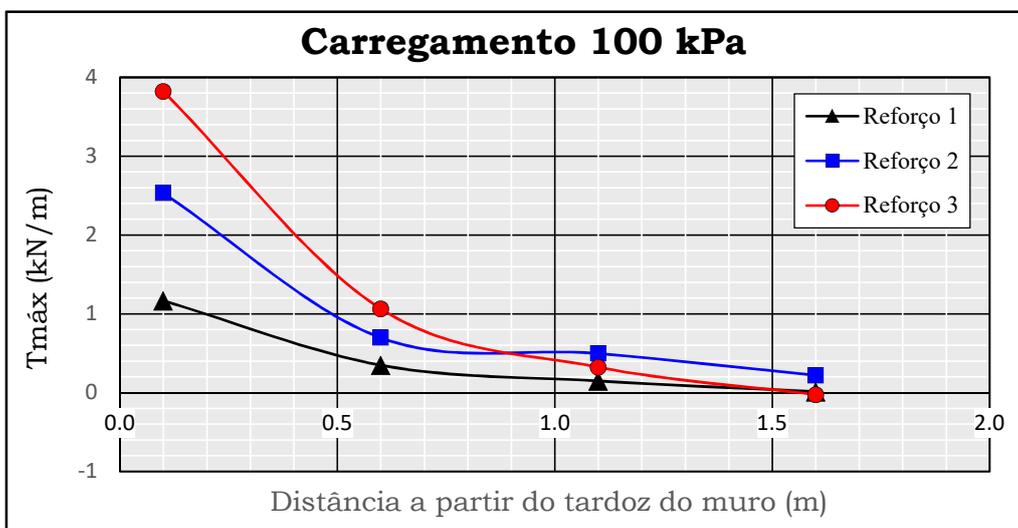


Figura A.48. Tensão mobilizada ao longo das camadas de reforço ao final de carregamento.

## B. Resultados de calibração dos instrumentos de medição

### B.1. Células de Carga

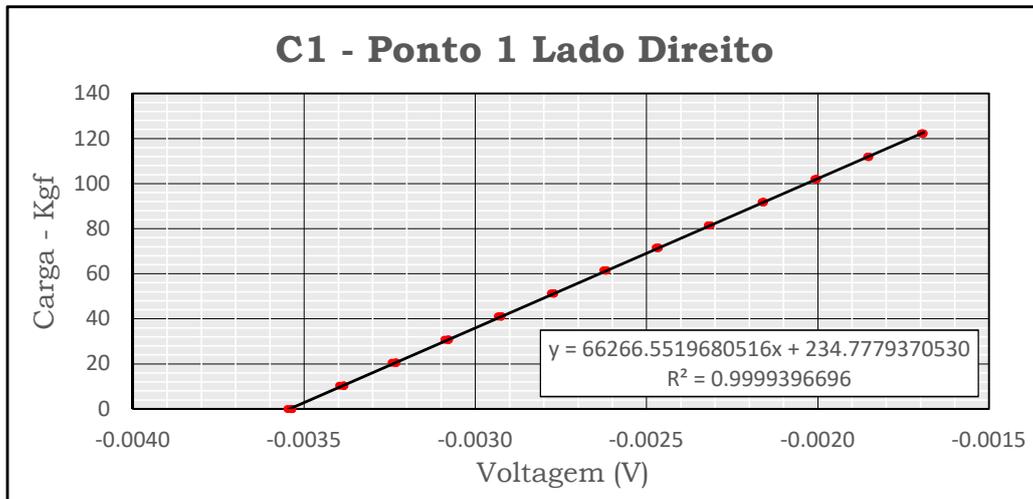


Figura B.1. Resultados de calibração da célula de carga Nº 1 - Reforço 1.

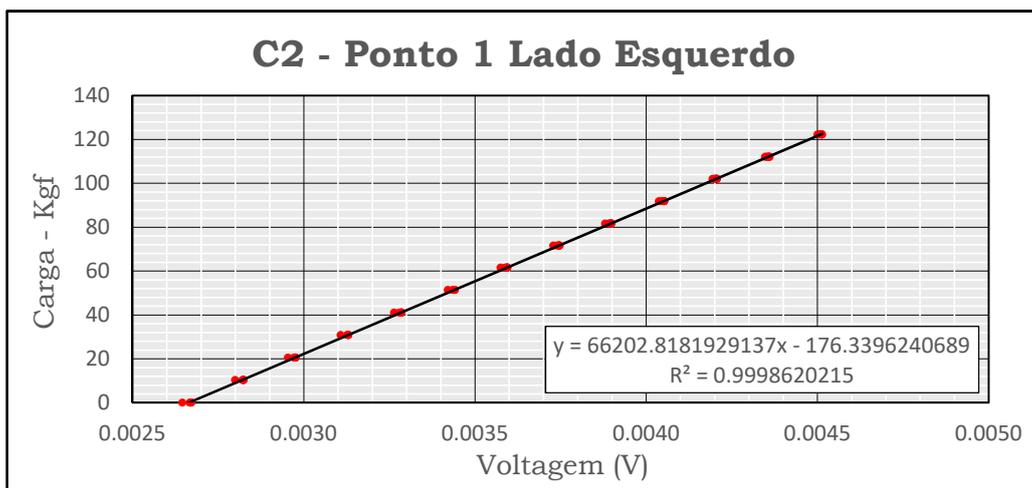


Figura B.2. Resultados de calibração da célula de carga Nº 2 - Reforço 1.

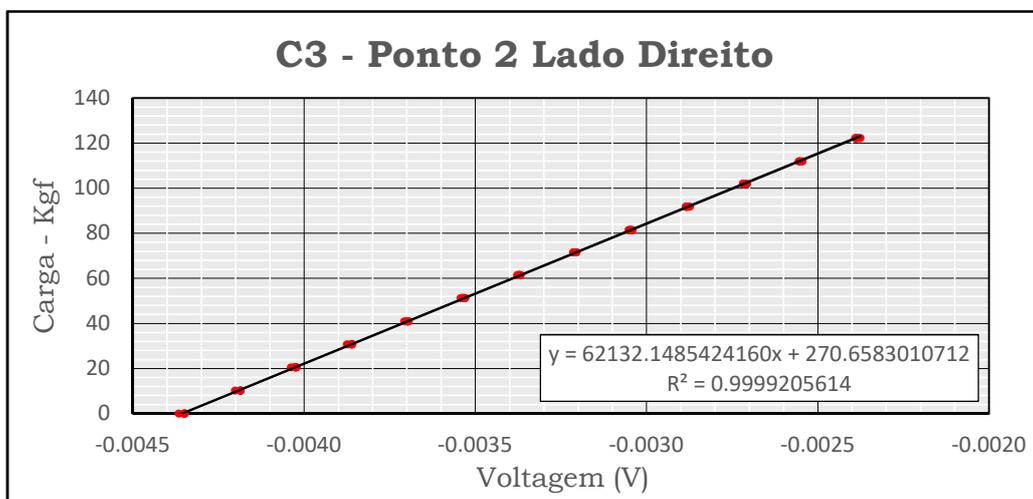


Figura B.3. Resultados de calibração da célula de carga Nº 3 - Reforço 1.

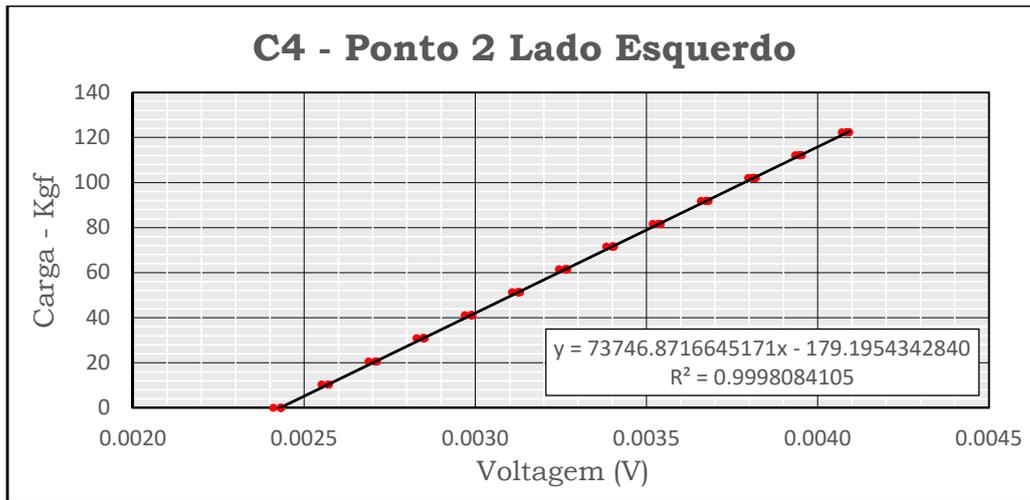


Figura B.4. Resultados de calibração da célula de carga Nº 4 - Reforço 1.

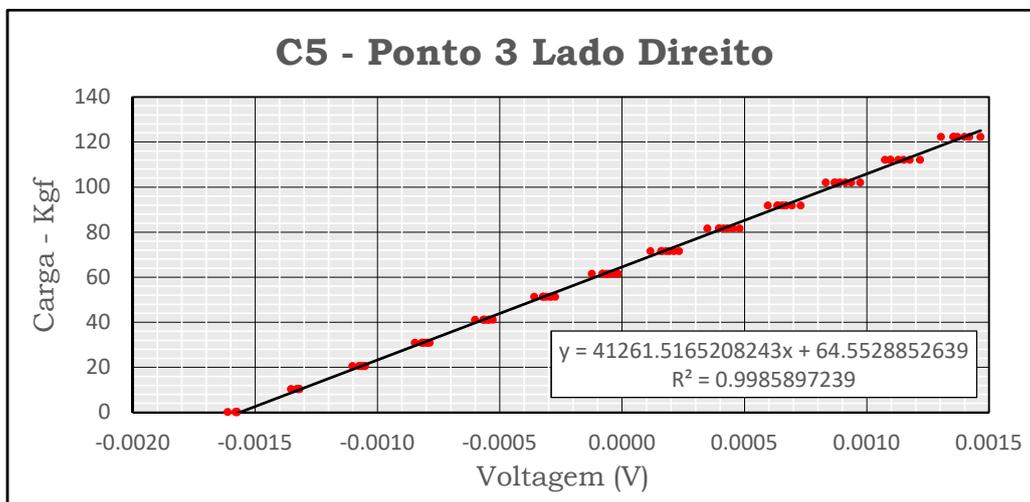


Figura B.5. Resultados de calibração da célula de carga Nº 5 - Reforço 1.

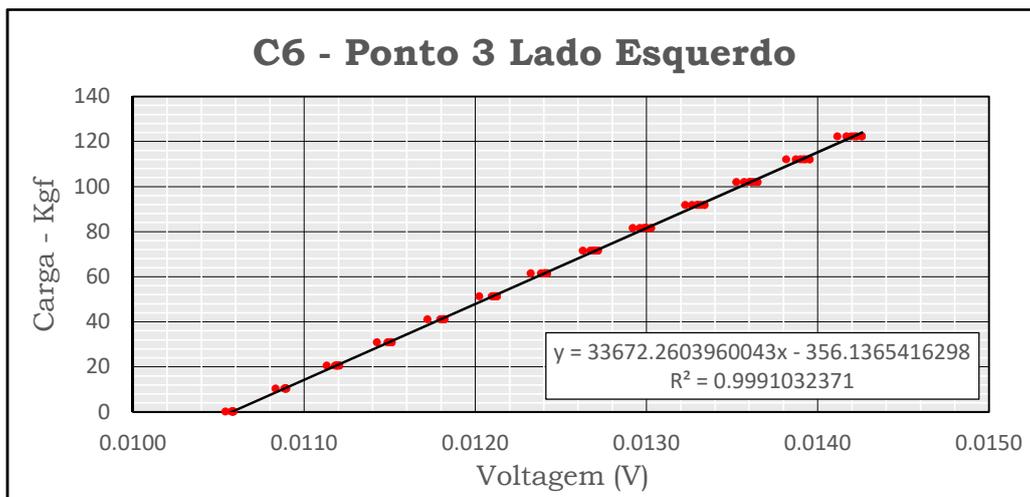


Figura B.6. Resultados de calibração da célula de carga Nº 6 - Reforço 1.

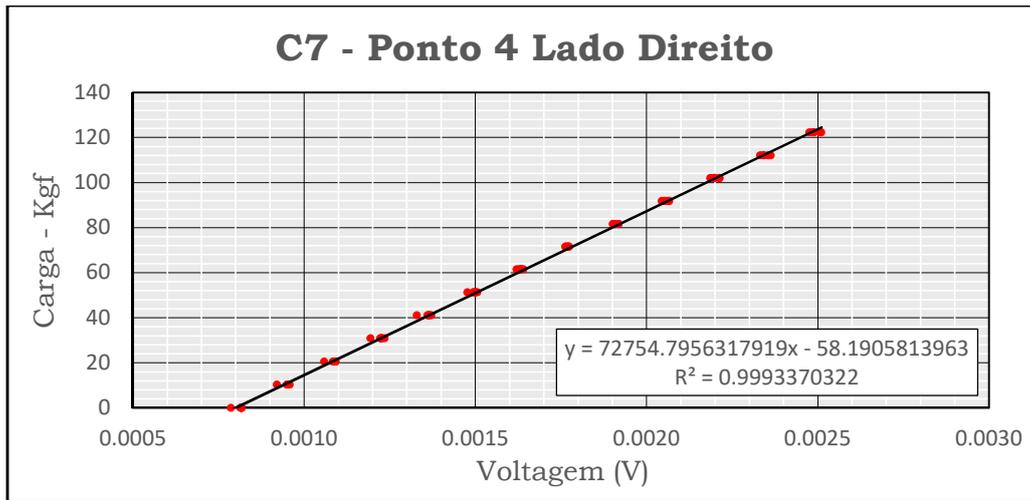


Figura B.7. Resultados de calibração da célula de carga Nº 7 - Reforço 1.

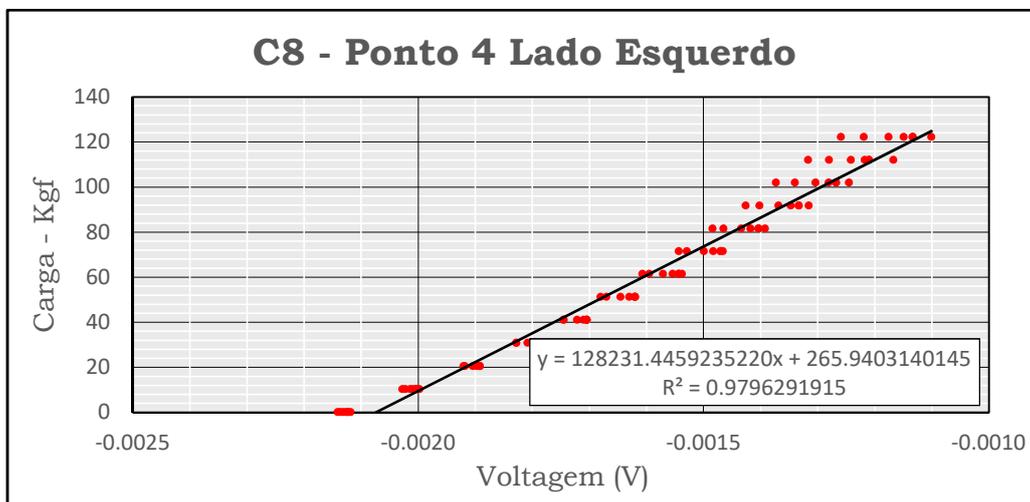


Figura B.8. Resultados de calibração da célula de carga Nº 8 - Reforço 1.

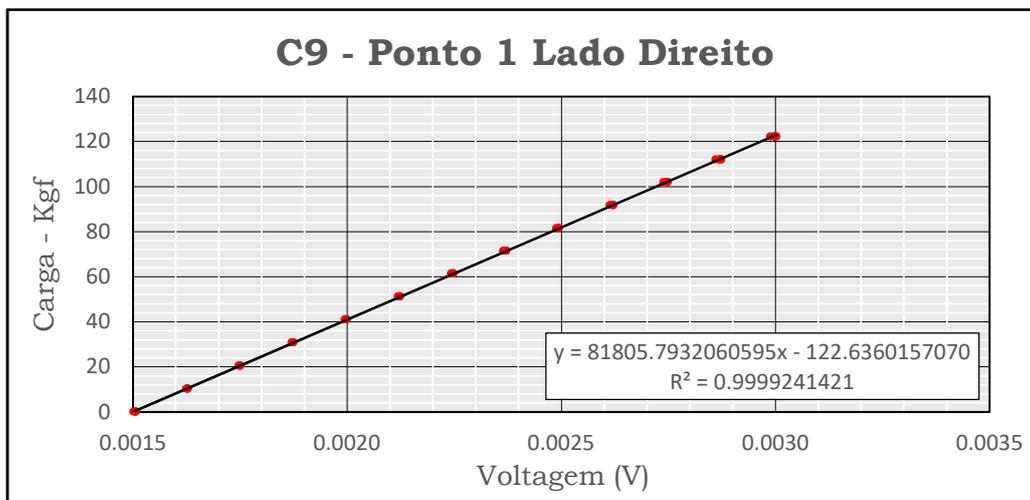


Figura B.9. Resultados de calibração da célula de carga Nº 9 - Reforço 2.

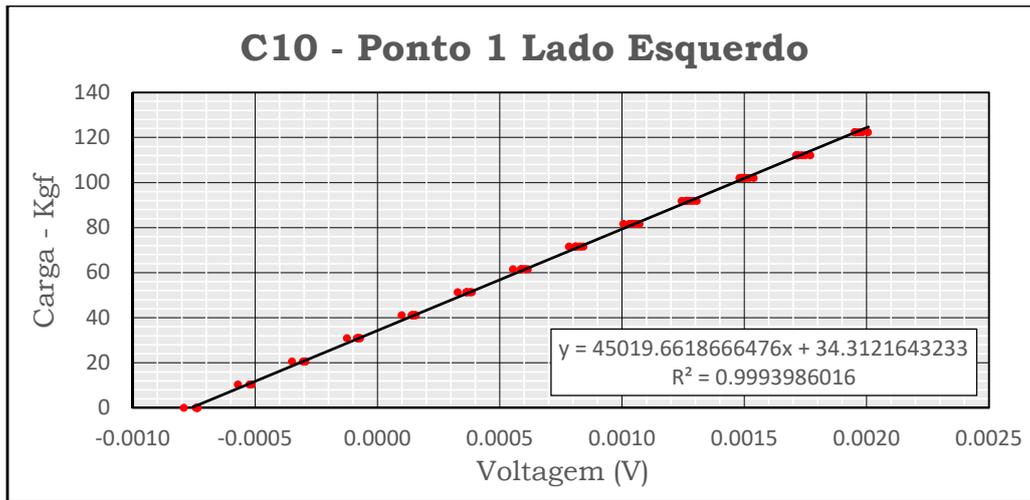


Figura B.10. Resultados de calibração da célula de carga Nº 10 - Reforço 2.

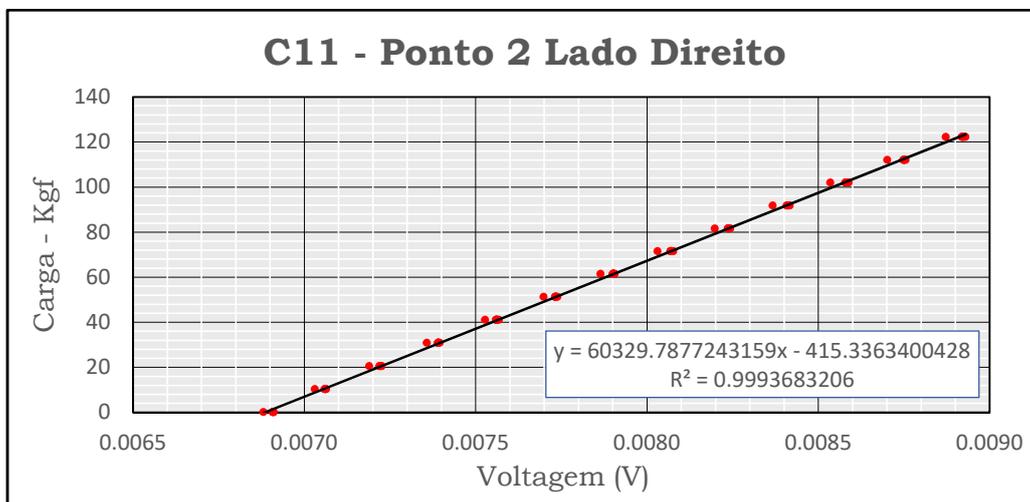


Figura B.11. Resultados de calibração da célula de carga Nº 11 - Reforço 2.

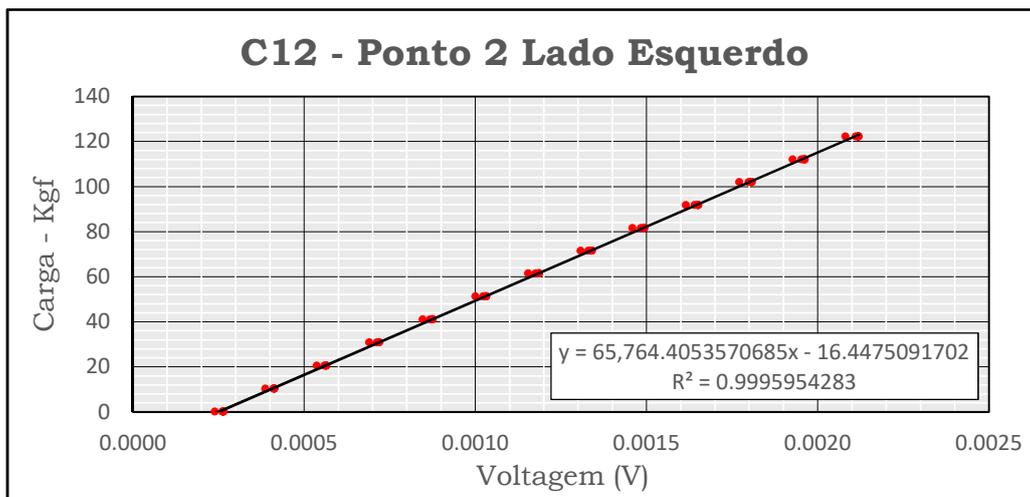


Figura B.12. Resultados de calibração da célula de carga Nº 12 - Reforço 2.

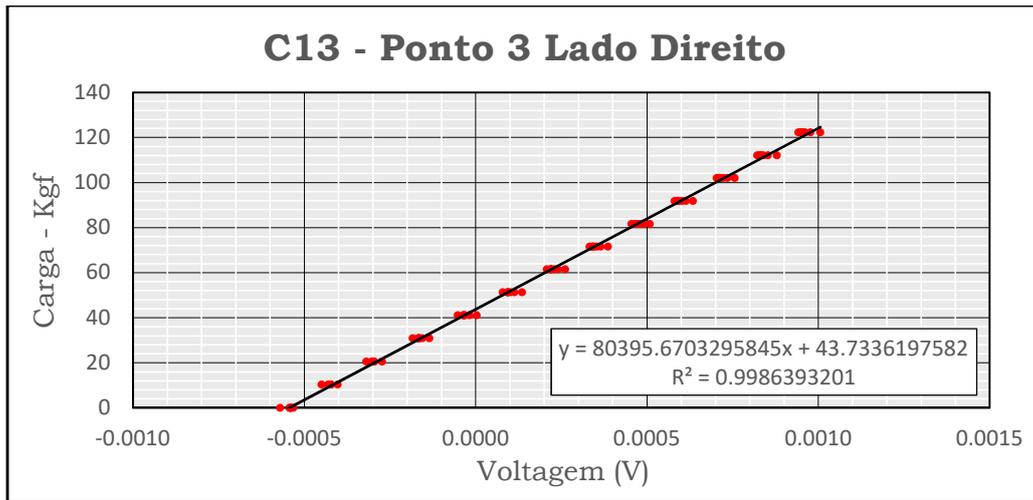


Figura B.13. Resultados de calibração da célula de carga Nº 13 - Reforço 2.

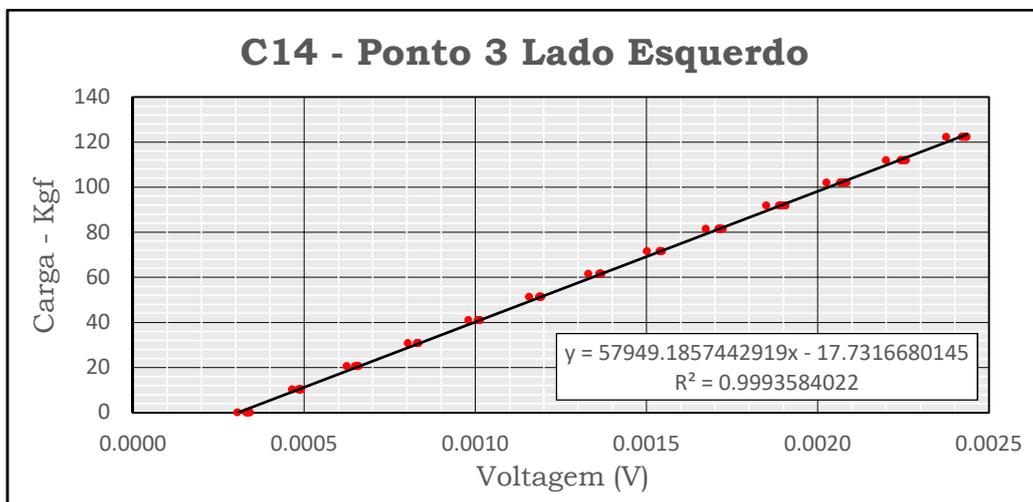


Figura B.14. Resultados de calibração da célula de carga Nº 14 - Reforço 2.

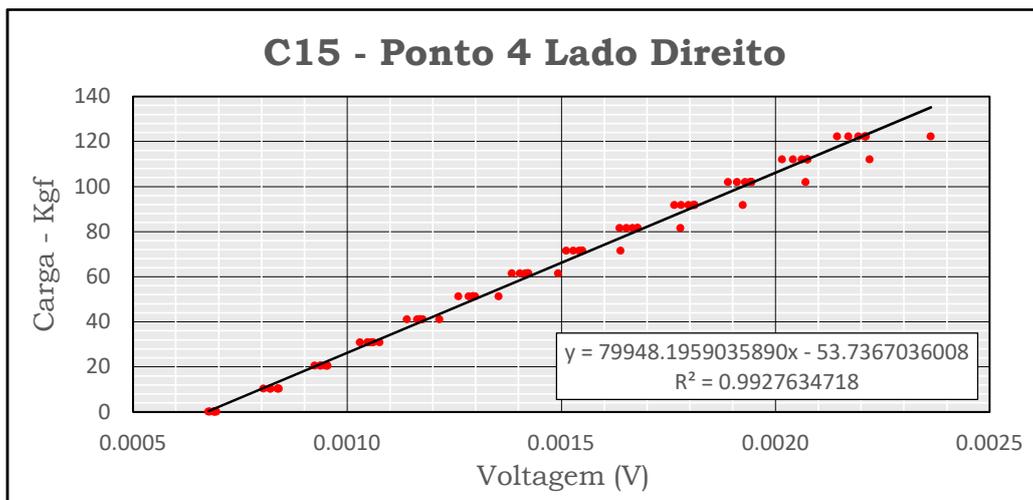


Figura B.15. Resultados de calibração da célula de carga Nº 15 - Reforço 2.

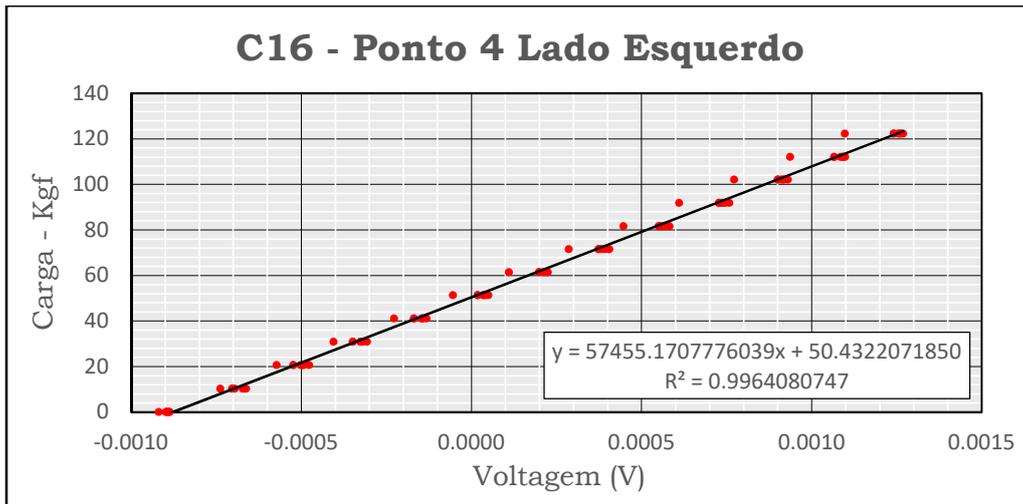


Figura B.16. Resultados de calibração da célula de carga Nº 16 - Reforço 2.

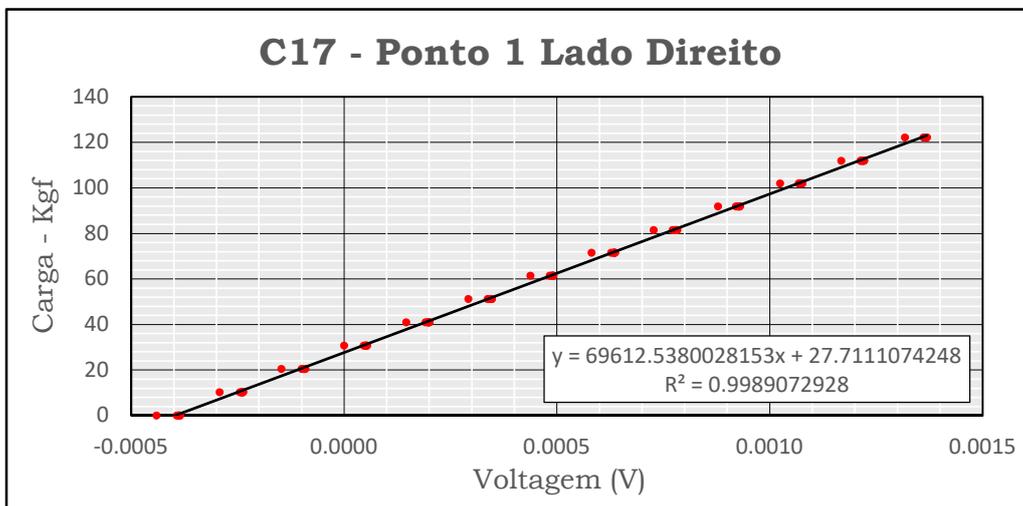


Figura B.17. Resultados de calibração da célula de carga Nº 17 - Reforço 3.

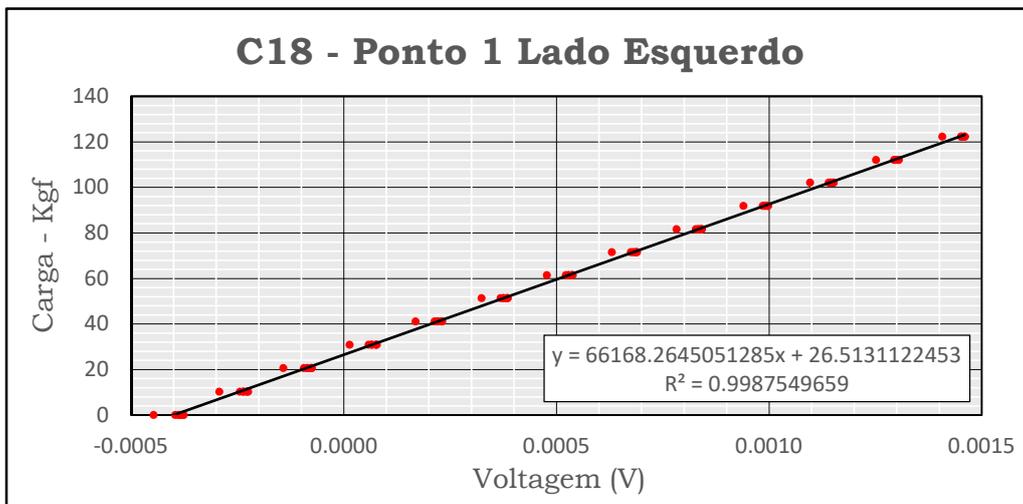


Figura B.18. Resultados de calibração da célula de carga Nº 18 - Reforço 3.

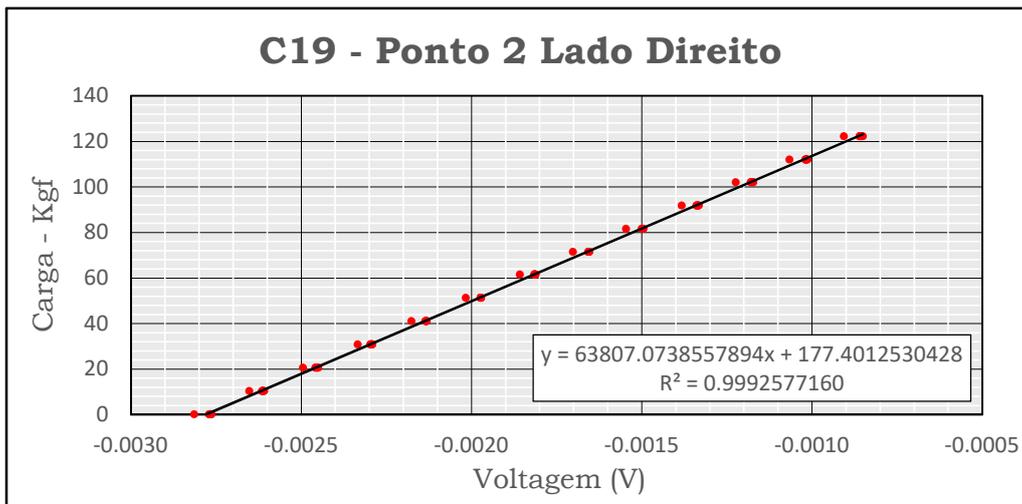


Figura B.19. Resultados de calibração da célula de carga Nº 19 - Reforço 3.

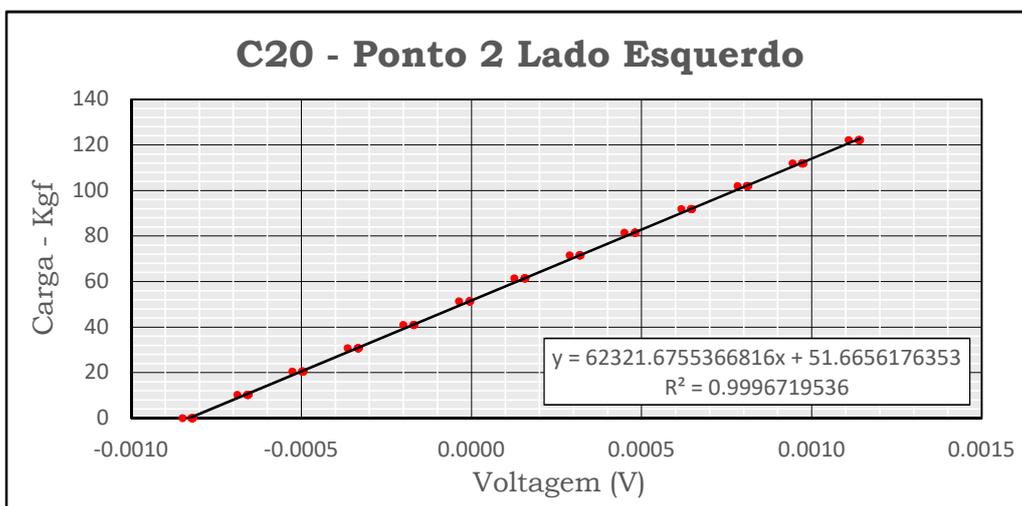


Figura B.20. Resultados de calibração da célula de carga Nº 20 - Reforço 3.

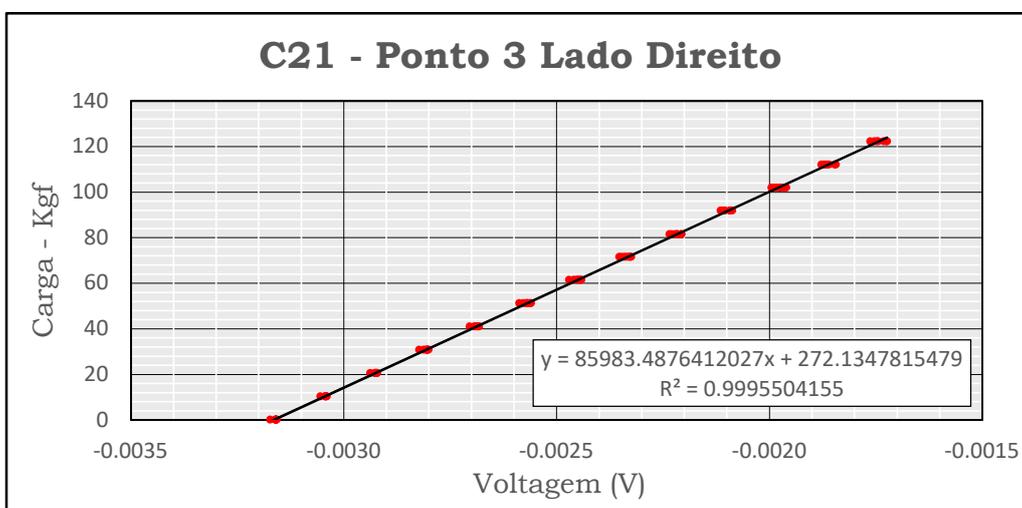


Figura B.21. Resultados de calibração da célula de carga Nº 21 - Reforço 3.

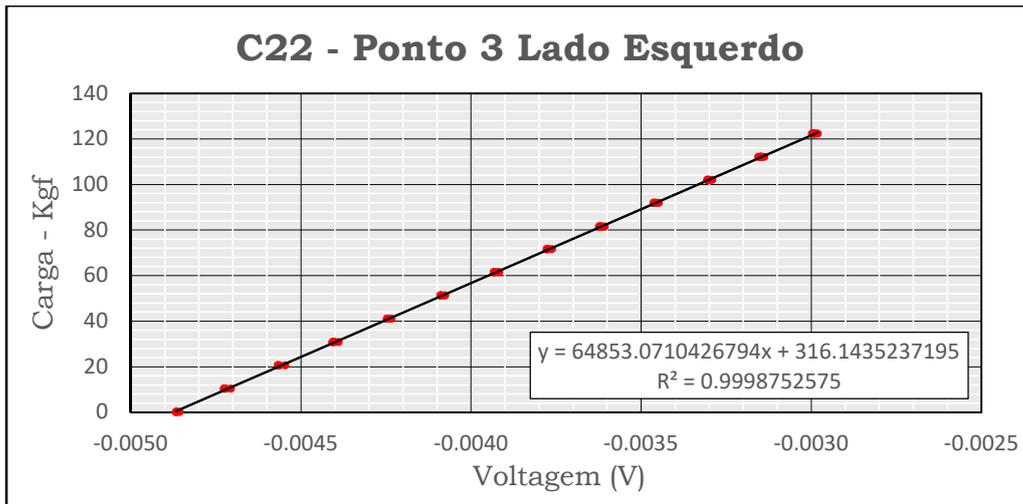


Figura B.22. Resultados de calibração da célula de carga Nº 22 - Reforço 3.

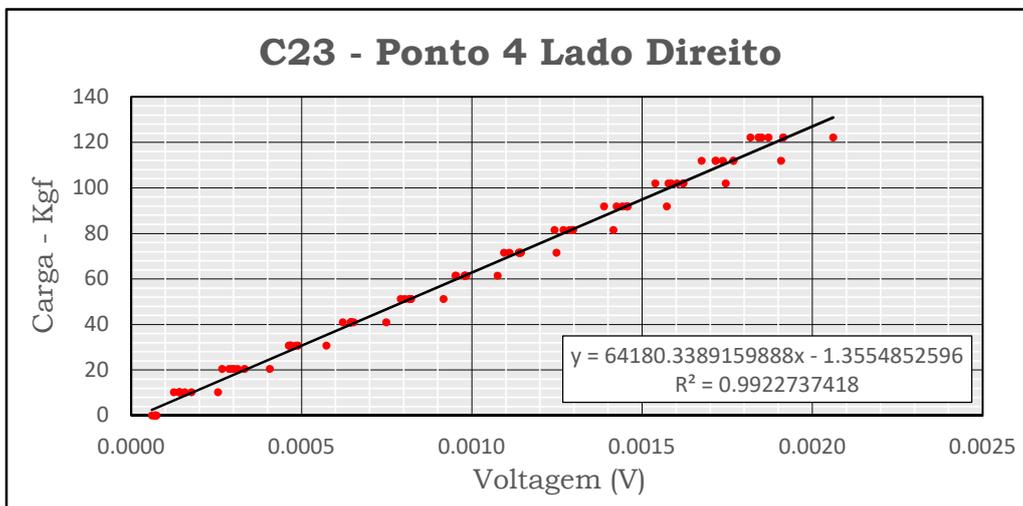


Figura B.23. Resultados de calibração da célula de carga Nº 23 - Reforço 3.

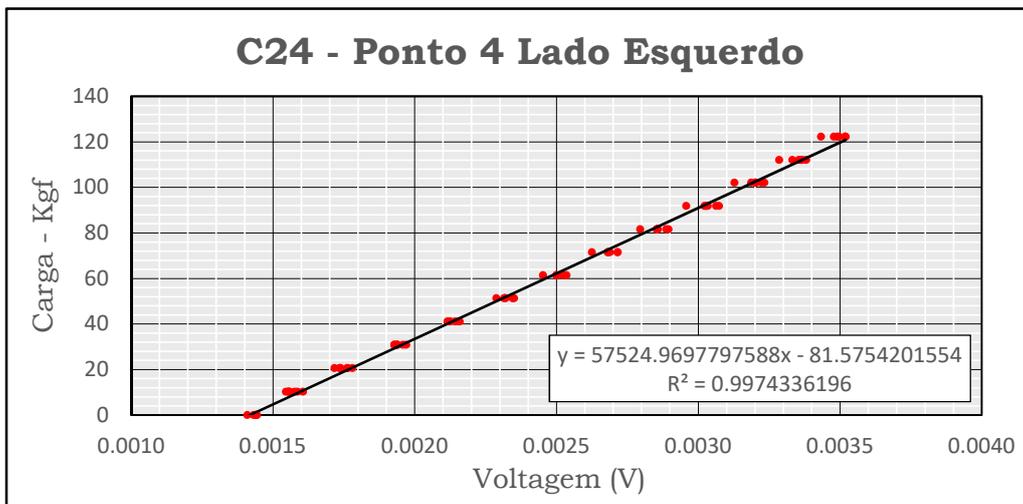


Figura B.24. Resultados de calibração da célula de carga Nº 24 – Reforço 3.

## B.2. Transdutores de pressão de solo - CTT's

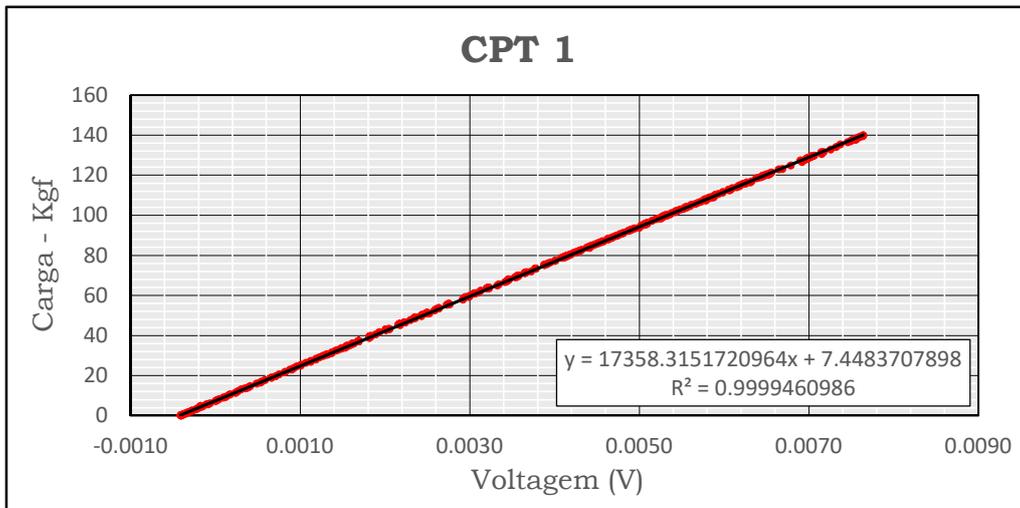


Figura B.25. CTT N° 1 – Segunda camada de solo.

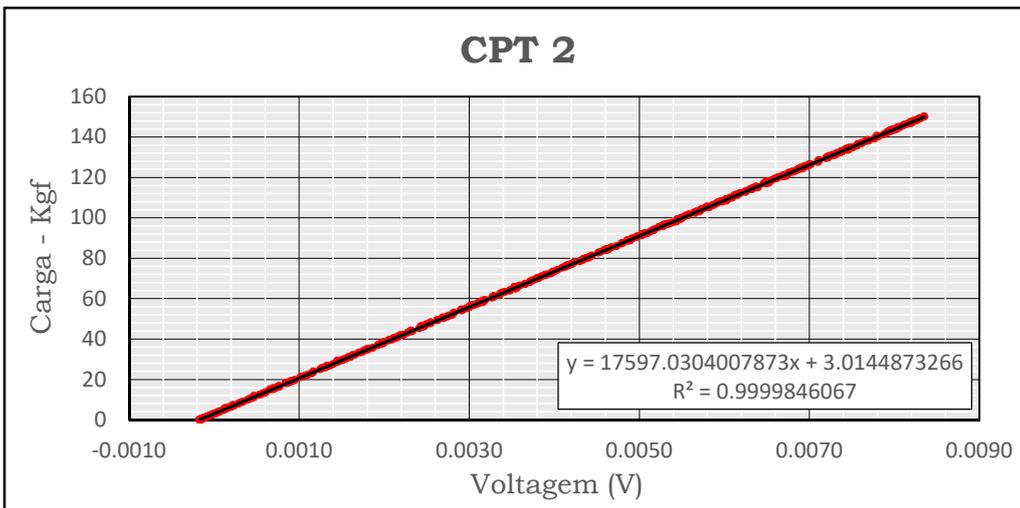


Figura B.26. CTT N° 2 – Quarta camada de solo.

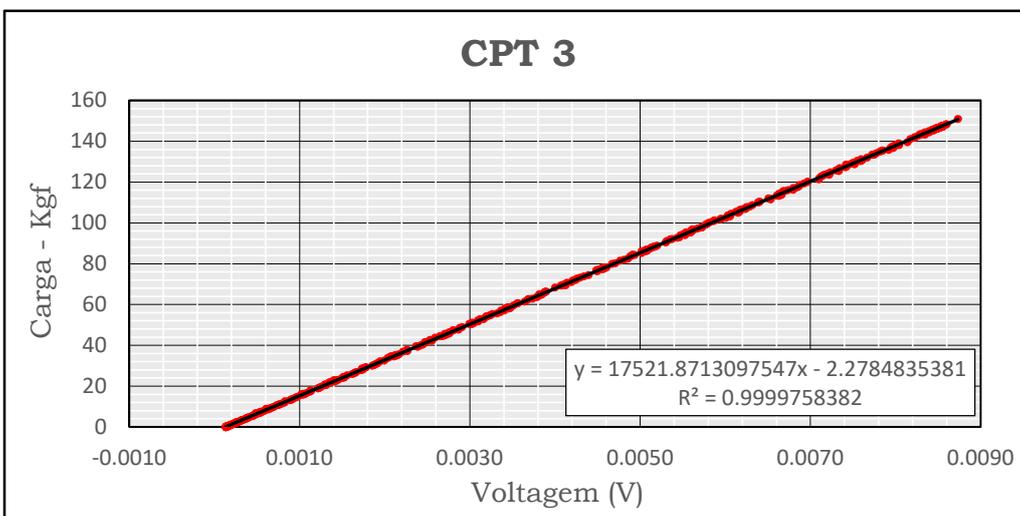


Figura B.27. CTT N° 3 – Sexta camada de solo.