

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA

EDNA LIZETH ARDILA MONTILLA

**ESTUDO DO DESEMPENHO DE ESTRUTURAS PORTANTES
DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS GRS-IBS
SOB A AÇÃO DE SISMOS**

Versão corrigida.
Original se encontra disponível na Unidade que aloja o Programa.

São Carlos

2023

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Prof. Dr. Sérgio Rodrigues Fontes da EESC/USP com os dados inseridos pelo(a) autor(a).

A676e Ardila-Montilla, Edna-Lizeth
ESTUDO DO DESEMPENHO DE ESTRUTURAS PORTANTES DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS GRS-IBS SOB A AÇÃO DE SISMOS / Edna-Lizeth Ardila-Montilla; orientador Edmundo Esquivel. São Carlos, 2023.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Geotecnia -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2023.

1. Estruturas GRS-IBS. 2. Solo reforçado com geossintéticos. 3. Análise Sísmica. I. Título.

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA

**ESTUDO DO DESEMPENHO DE ESTRUTURAS PORTANTES
DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS GRS-IBS
SOB A AÇÃO DE SISMOS**

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como requisito para a obtenção do Título de Mestre em Ciências, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Edmundo Rogério Esquivel

São Carlos
2023

*Dedicado a mi padre
Cesar Hernando Ardila
29/11/1964 – 13/05/2020*

*La llama que apagó tu vida jamás
extinguirá el fuego de tu existencia*

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Prof. Edmundo Esquivel, pelo acolhimento, disposição, confiança, paciência, apoio, conselhos e conhecimento transmitido durante o desenvolvimento do mestrado e pesquisa.

Ao coorientador, Prof. Fernando Portelinha, pela motivação, ideias, disponibilidade, disponibilização de literatura, orientações técnicas e valiosas sugestões para levar a cabo a presente pesquisa. Sem suas contribuições este trabalho não seria possível.

A minha família, meu pai Cesar Ardila, minha mãe Dina Montilla, minha irmã Stefhany Ardila e meu irmão Cesar Ardila apoiam com grande esforço cada um dos meus projetos e sempre acreditaram em mim. São a maior motivação, amor e força da minha vida.

Ao meu namorado e melhor amigo, Renato Reis, pela troca de conhecimento, explicações, contribuição técnica, motivação, parceria, apoio, compreensão e incentivo, especialmente nos momentos mais difíceis.

Aos amigos e colegas que me apoiaram e que de alguma forma contribuíram no desenvolvimento deste mestrado, especialmente Laura Guerrero, Jose Carlos Ribeiro, Bruno Novais, Gabriel Santos, Sina Javankhoshdel, Cristina Schmidt, Evan Stevenson, Thagylla Salomão, Adriana Alves, Patrícia Pedras, Vinicius Monteiro, Lucas Viera, Guilherme Mafia e Fernando Ruiz.

Aos professores, técnicos, funcionários e colegas do departamento de geotecnia da EESC, por todos os conhecimentos transmitidos, que foram essenciais para minha formação.

À Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), pelo financiamento da pesquisa mediante a bolsa de estudos. Assim como às políticas públicas do governo brasileiro que me permitiram o acesso gratuito à educação de alta qualidade e a diversos benefícios como estudante que tornaram viável minha estada neste país.

E principalmente a Deus por sempre iluminar meu caminho com infinitas bênçãos e oportunidades.

RESUMO

ARDILA-MONTILLA, E. L. ESTUDO DO DESEMPENHO DE ESTRUTURAS PORTANTES DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS GRS-IBS SOB A AÇÃO DE SISMOS. 2023. 136 P. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.

A tecnologia muros portantes em solo reforçado com geossintéticos aplicados a encontro de pontes, conhecido na literatura internacional como *Geosynthetic Reinforced Soil Integrated Bridge System* (GRS-IBS) surgiu como uma inovação na construção de pontes com facilidade de construção, benefícios econômicos, tempos de execução relativamente curtos e vantagens ambientais. Esta técnica substitui o uso de tubulões gerando um sistema de melhor integração aos aterros de aproximação na ponte, evitando recalques diferenciais e, conseqüentemente, promovendo a melhoria do conforto dos usuários de rodovias. Embora o desempenho estático e sísmico bem-sucedido das estruturas de pontes GRS tenha sido demonstrado, e várias pesquisas tem mostrado o potencial técnico das estruturas GRS-IBS em condição estática, poucos estudos foram conduzidos avaliando o comportamento do GRS-IBS sob carregamento sísmico. Por se tratar de uma estrutura mais flexível em comparação ao uso de integração de ponte no muro reforçado com geossintéticos com estruturas de fundações, pode-se melhor comportamento sísmico. Por tanto, devem-se formular estudos para compreender como o GRS-IBS e seus componentes se desempenhariam na condição sísmica. O presente estudo apresenta estudo numérico de estruturas de solo reforçado com geossintéticos desenvolvidas no *software* de elementos finitos RS2 (Rocscience®) com o intuito de analisar o seu desempenho na aplicação de pontes rodoviárias sob carregamento estático e carregamento sísmico, focado principalmente no sistema GRS-IBS. Na primeira fase foi modelada e validada uma estrutura do tipo GMSE (Solo mecanicamente estabilizado com geossintéticos) na condição estática, onde foi avaliado o desempenho da estrutura enquanto deslocamentos, deformações do reforço, pressão na base e o comportamento do solo através dos modelos constitutivos de solo Elastoplástico de *Mohr Coulomb*, Elástico no linear de *Duncan Chang*, Hiperbólico *Hardening Soil* e Hiperbólico *Hardening Soil with Small Strain Stiffness* validados com teste triaxiais. Como resultado, verificou-se que os modelos numéricos simulados com RS2 tem uma boa previsão no comportamento do solo e a estrutura comparando os resultados de tensão deformação em testes triaxiais do solo, dos deslocamentos da face, a deformação do reforço e a pressão normalizada na fundação com relação ao modelo físico de referência (Bathurst *et al.*, 2006). Na segunda

fase foi modelada e validada uma estrutura do tipo GRS-IBS na condição sísmica, sendo avaliado o desempenho da estrutura enquanto deslocamentos, forças no reforço e o comportamento do solo através dos modelos constitutivos de solo Elasto plástico de *Finn-Byrne*. Como resultado, verificou-se que os modelos numéricos tem uma boa previsão no comportamento do solo e a estrutura sob carregamento sísmico comparando os resultados das respostas supracitadas com relação ao modelo físico de referência desta fase (Xu *et al.*, 2020). Por fim, foi estabelecida uma análise paramétrica a partir de uma estrutura GRS-IBS de escala real, avaliando o efeito do carregamento sísmico, carregamento operacional e rigidez do solo da fundação. Foram estudadas as respostas de deslocamento lateral da face, recalque no topo da estrutura e deformações no reforço geossintético. Os resultados demonstraram que o carregamento sísmico afeta o desempenho da estrutura, no entanto é menos significativo que o carregamento operacional. Por outro lado, o efeito da fundação resultou relevante na geração de deslocamentos da face e o recalque da estrutura.

Palavras-chave: Solo reforçado com geossintéticos, Estruturas GRS-IBS, Estruturas GMSE, Análise Sísmica, Muro portante. Modelagem numérica, Geossintéticos,

ABSTRACT

ARDILA-MONTILLA, E. L. STUDY OF PERFORMANCE OF GEOSYNTHETIC REINFORCED SOIL INTEGRATED BRIDGE SYSTEM GRS-IBS UNDER THE EFFECT OF EARTHQUAKES. 2023. 136 P. Master Thesis. School of Engineering of São Carlos. University of São Paulo.

The geosynthetic reinforced soil bearing wall technology applied to bridge abutments, known in the international literature as Geosynthetic Reinforced Soil Integrated Bridge System (GRS-IBS) has emerged as an innovation in bridge construction with ease of construction, economic benefits, relatively short execution times, and environmental advantages. This technique replaces the use of culverts generating a better integration system to the approach embankments on the bridge, avoiding differential settlements and consequently promoting the improvement of road users' comfort. Although the successful static and seismic performance of GRS bridge structures has been demonstrated, and several researches have shown the technical potential of GRS-IBS structures under static condition, few studies have been conducted evaluating the behavior of GRS-IBS under seismic loading. Because it is a more flexible structure compared to the use of bridge integration in the geosynthetic reinforced wall with foundation structures, better seismic behavior can be achieved. Therefore, studies should be formulated to understand how the GRS-IBS and its components would perform in the seismic condition. The present study presents a numerical study of geosynthetic reinforced soil structures developed in RS2 finite element software (Rocscience®) in order to analyze their performance in the application of highway bridges under static loading and seismic loading, focusing mainly on the GRS-IBS system. In the first phase a GMSE (Mechanically Stabilized Soil with Geosynthetics) type structure was modeled and validated in the static condition, where the performance of the structure was evaluated as displacements, reinforcement strains, base pressure and soil behavior through the constitutive models of Elastic Plastic Mohr Coulomb, Elastic No Linear Duncan Chang, Hyperbolic Hardening Soil and Hyperbolic Hardening Soil with Small Strain Stiffness validated with triaxial tests. As a result, it was found that the numerical models simulated with RS2 have a good prediction in the behavior of the soil and the structure by comparing the results of stress-strain in triaxial soil tests, of the face displacements, the reinforcement strain and the normalized pressure in the foundation with respect to the reference physical model (Bathurst *et al.*, 2006). In the second phase a GRS-IBS type structure was modeled and validated in the seismic condition, being evaluated the performance of the structure as displacements, forces in

the reinforcement and the soil behavior through the constitutive models of elasto-plastic soil of Finn- Byrne. As a result, it was found that the numerical models have a good prediction in the behavior of the soil and the structure under seismic loading by comparing the results of the aforementioned responses with respect to the reference physical model of this stage (Xu *et al.*, 2020). Finally, a parametric analysis was established from a full-scale GRS-IBS structure, evaluating the effect of seismic loading, operational loading, and foundation soil stiffness. Lateral displacement responses of the face, settlement at the top of the structure, and deformations in the geosynthetic reinforcement were studied. The results showed that seismic loading affects the performance of the structure, but is less significant than operational loading. On the other hand, the effect of the foundation resulted relevant in the generation of face displacements and the settlement of the structure.

Keywords: *Geosynthetic Reinforced Soil, GRS-IBS Structures, GMSE Structures, Seismic Analysis, Numerical modeling, Geosynthetics.*

SUMÁRIO

<u>1. INTRODUÇÃO.....</u>	<u>1</u>
1.1 OBJETIVOS	2
1.2 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	3
<u>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</u>	<u>5</u>
2.1 ESTRUTURAS PORTANTES EM SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS.....	5
2.1.1 GRS-IBS.....	10
2.2 EFEITO SÍSMICO EM ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO	14
2.2.1 METODOLOGIAS DE ANÁLISES SÍSMICAS.....	16
2.3 MODELOS EXPERIMENTAIS DE ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS SOB EFEITO SÍSMICO.....	22
2.3.1 MODELOS DE MESA SÍSMICA	22
2.3.2 MODELOS DE CENTRÍFUGA GEOTÉCNICA	26
2.3.3 MODELOS EM ESCALA REAL	28
2.4 MODELOS NUMÉRICOS DE ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO COM GEOSSINTÉTICOS SOB EFEITO SÍSMICO.....	30
<u>3 ANÁLISE ESTÁTICA: MODELAGEM E VALIDAÇÃO NUMÉRICA DO GMSE</u>	<u>39</u>
3.1 MODELO FÍSICO DE REFERÊNCIA	39
3.2 MODELAGEM NUMÉRICA	42
3.2.1 MODELAGEM DO SOLO	44
3.2.2 MODELAGEM DO REFORÇO DE GEOSSINTÉTICO.....	47
3.2.3 MODELAGEM DA FACE	48
3.3 VALIDAÇÃO DAS ANÁLISES NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DO SOLO	49
3.4 VALIDAÇÃO DAS ANÁLISES NUMÉRICAS DO COMPORTAMENTO DO GMSE	51

4 ANÁLISE SÍSMICA: MODELAGEM E VALIDAÇÃO NUMÉRICA DO GRS-IBS

57

4.1	MODELO FÍSICO DE REFERÊNCIA	57
4.2	MODELAGEM NUMÉRICA	60
4.2.1	MODELAGEM DO SOLO	63
4.2.2	MODELAGEM DOS REFORÇOS DE GEOSSINTÉTICO	65
4.2.3	MODELAGEM DA FACE	66
4.3	VALIDAÇÃO DAS ANÁLISES NUMÉRICAS DO COMPORTAMENTO DO SOLO	66
4.4	VALIDAÇÃO NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA GRS-IBS.....	67
4.4.1	DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS DA FACE	67
4.4.2	FORÇAS DE TRAÇÃO NOS REFORÇOS	69

5 ANÁLISE PARAMÉTRICA COM A ESTRUTURA GRS-IBS

71

5.1	EFEITO DO CARREGAMENTO SÍSMICO	74
5.2	EFEITO DO CARREGAMENTO OPERACIONAL	83
5.3	EFEITO DA RIGIDEZ DA FUNDAÇÃO	95

6 CONCLUSÕES

109

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

113

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Terremotos ocorridos nas últimas décadas	14
Tabela 2. Ensaio em mesa vibratória de modelos de estruturas de solo reforçadas com geossintéticos. Adaptado de Vieira (2008).....	23
Tabela 3. Ensaio em centrífuga sísmica de modelos de estruturas de solo reforçadas com geossintéticos. Adaptado de Vieira (2008).....	27
Tabela 4. Ensaio em escala real de modelos de estruturas de solo reforçadas com geossintéticos.....	29
Tabela 5. Modelos numéricos de estruturas de solo reforçadas com geossintéticos (Adaptado de Lee <i>et al.</i> , 2010).....	31
Tabela 6. Resposta sísmica no incremento de parâmetros de projeto de estruturas GRS. Adaptado de Lee e Chang (2012).....	35
Tabela 7. Propriedades do solo de aterro no GMSE.....	41
Tabela 8. Propriedades mecânicas do reforço geossintético (Adaptado de Bathurst <i>et al.</i> , 2009)	42
Tabela 9. Parâmetros de elasto plástico -bilinear para areia RMC (Huang <i>et al.</i> , 2009)	45
Tabela 10. Parâmetros adotados para o modelo Duncan-Chang	46
Tabela 11. Parâmetros adotados para o modelo <i>Hardening Soil with Small Strain Stiffness</i> ...	47
Tabela 12. Parâmetros adotados para o reforço.....	48
Tabela 13. Parâmetros adotados para a face.....	48
Tabela 14. Propriedades do solo de aterro GRS-IBS (Xu <i>et al.</i> , 2020).....	59
Tabela 15. Propriedades mecânicas dos reforços (Adaptado de Xu <i>et al.</i> , 2020).....	60
Tabela 16. Parâmetros de Finn-Byrne para areia modelo GRS-IBS	65

Tabela 17. Parâmetros do reforço no modelo numérico GRS-IBS	65
Tabela 19. Fatores de escala adotados no modelo numérico.....	71
Tabela 20. Propriedades adotadas para o solo de fundação	96

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Sistemas de contenção de terra. a) Muro de contenção de concreto; b) Muro reforçado; c) Talude reforçado; d) Talude sem reforço. (Zornberg <i>et al.</i> , 2007).....	6
Figura 2. Evolução dos muros portantes de solo reforçado aplicados a pontes e viadutos rodoviários. Adaptado de Máfia (2020).	9
Figura 3. Seção típica GRS-IBS. (Adaptado de Adams e Nicks, 2018).....	11
Figura 4. Fluxograma no projeto de estruturas GRS-IBS (Adaptado de Adams e Nicks, 2018)	12
Figura 5. Ponte GRS-IBS Maree Michel (Ardah <i>et al.</i> , 2018).....	13
Figura 6. Esquema de forças e geometria usada na análise sísmica pseudoestática. (Bathurst e Cai, 1995)	17
Figura 7. Esquema de muro de contenção com análise pseudo-dinâmica. (Choudhury e Nimbalkar, 2006).....	18
Figura 8. Esquema de muro com análise sísmico por deslocamentos. a) Acelerações b) diagrama de corpo livre. (Richards e Elms, 1979)	20
Figura 9. Esquema de muros modelados em mesa vibratória(Sherif <i>et al.</i> , 1982).....	22
Figura 10. Teste de mesa vibratóriaem estrutura GRS-IBS (Xu <i>et al.</i> , 2020).....	26
Figura 11. Esquema de centrífuga geotécnica (O´Reilly, 1991)	27
Figura 12. Esquema do modelo numérico de muro portante de solo reforçado com geossintético. (Adaptado de Fakharian e Attar, 2007)	34
Figura 13. Modelo numérico GRS-IBS. (Adaptado de Xu <i>et al.</i> , 2021).....	37
Figura 14. Modelo físico de estrutura de solo reforçado com geossintético GMSE (Adaptado de Bathurst <i>et al.</i> , 2006)	40
Figura 15. Geometria do modelo numérico.....	43

Figura 16. Malha adotada para o modelo numérico	43
Figura 17. Modelo numérico representando ensaios de compressão triaxial	44
Figura 18. Relação entre tensão e deformação no modelo elastoplástico bilinear	45
Figura 19. Curva tensão deformação do modelo Duncan-Chang (Adaptado de Rocscience, 2019).....	46
Figura 20. Curvas tensão-deformação correspondentes aos modelos numéricos dos ensaios triaxiais	49
Figura 21. Curva de deformação volumétrica da areia RMC a partir de ensaios triaxiais com tensões confinantes de: (a) 25 kPa; (b) 50 kPa; (c)100 kPa.	50
Figura 22. Deslocamentos da face no final da construção	51
Figura 23. Deslocamento da face após carregamentos de: (a) 40kPa; (b) 50kPa; (c) 60kPa; e (d) 70 kPa	52
Figura 24. Distribuição de deformações no reforço no final da construção.....	53
Figura 25. . Distribuição de deformações no reforço após a aplicação da sobrecarga de 50 kPa.	54
Figura 26. Pressão normalizada na base no final da construção	55
Figura 27. Modelo físico GRS-IBS (Adaptado de Xu <i>et al.</i> , 2020)	58
Figura 28. Instrumentação modelo físico GRS-IBS (Adaptado de Xu <i>et al.</i> , 2020).....	59
Figura 29. Esquema e malha do modelo numérico da estrutura GRS-IBS.	60
Figura 30. Movimento sísmico Kobe 1995 escalado: (a) 0,4-g; (b) 0,6-g; (c) 0,8-g (Xu <i>et al.</i> , 2020).....	62
Figura 31. Curva deformação volumétrica em função de ciclos de Byrne (Rocscience, 2019).	64

Figura 32. Curvas tensão-deformação referentes à modelagem numérica dos ensaios triaxiais e aos ensaios físicos realizados por Xu <i>et al.</i> (2020).....	66
Figura 33. Curvas deformação volumétrica <i>versus</i> deformações axiais referentes à modelagem numérica dos ensaios triaxiais e aos ensaios físicos realizados por Xu <i>et al.</i> (2020).....	67
Figura 35. Deslocamento da face após carregamentos sísmicos muro esquerdo	68
Figura 36. Deslocamento da face após carregamentos sísmicos muro direito	68
Figura 37. Deformação do reforço sob carregamento sísmico na altura Z=1,0 m	69
Figura 38. Deformação do reforço sob carregamento sísmico na altura Z=0,7m	70
Figura 39. Modelo numérico GRS-IBS: (a) Modelo completo; (b) Detalhe do GRS-IBS	72
Figura 40. Grandezas analisadas no modelo numérico do GRS-IBS	73
Figura 41. Deslocamentos horizontais na face do GRS-IBS sob efeito sísmico.....	76
Figura 42. Recalque superficial do GRS-IBS sob efeito sísmico.....	77
Figura 43. Distribuição da aceleração no GRS-IBS sob efeito sísmico (a) 0,4g (b)0,8g	78
Figura 44. Deformações no reforço do GRS-IBS, sob efeito sísmico.....	79
Figura 45. Forças axiais nos reforços do GRS-IBS, sob efeito sísmico.....	80
Figura 46. Máximas deformações cisalhantes e vetores de deslocamento do GRS-IBS sob efeito sísmico (a) 0.4g (b) 0.8g.....	81
Figura 47. Tensões verticais na face do GRS-IBS sob efeito sísmico	82
Figura 48. Modelos análise paramétrica GRS-IBS – Condições de carregamento operacional (a) Após construção (b) Carga permanente (c) Carga permanente +Carga acidental	83
Figura 49. Deslocamento horizontais da face do GRS-IBS sob efeito dos carregamentos operacionais.....	84
Figura 50. Recalque superficial do GRS-IBS sob efeito do carregamento operacional.....	86

Figura 51. Distribuição de acelerações no GRS-IBS com sismo de PGA igual a 0.8g, e sob efeito dos carregamentos operacionais (a) 0 kPa (b) 18 kPa (c) 30 kPa	87
Figura 52. Deformações nos reforços do GRS-IBS, sob efeito de carregamentos operacionais e carregamentos sísmicos.	88
Figura 53. Distribuições das forças axiais nos reforços, sob efeito dos carregamentos operacionais e carregamentos sísmicos	90
Figura 54. Distribuição das máximas deformações cisalhantes no GRS-IBS sob o efeito de um carregamento sísmico com PGA de 0.8g e sob o efeito de carregamentos operacionais (a) 0 kPa (b) 18 kPa (b) 30 kPa.....	91
Figura 55. Distribuição das máximas deformações cisalhantes no GRS-IBS, limitadas a 0,05%, sob o efeito de um carregamento sísmico com PGA de 0.8g e sob o efeito de carregamentos operacionais (a) 0 kPa (b) 18 kPa (b) 30 kPa	93
Figura 56. Tensões verticais na face do GRS-IBS sob efeito sísmico	94
Figura 57. Modelos análise paramétrica GRS-IBS – Efeito da rigidez da fundação. (a) areia fofa (b) areia médio (c) areia densa (d) rocha alterada	95
Figura 58. Deslocamento horizontais da face do GRS-IBS em função da rigidez da fundação	97
Figura 59. Deslocamentos horizontais absolutos com carregamento sísmico com PGA de 0.8g e carregamento operacional de 30 kPa, para valores da rigidez da fundação iguais a: (a) 2 MPa; (b) 20 Mpa; (c) 200 Mpa; (d) 2000 MPa	99
Figura 60. Recalque superficial do GRS-IBS sob efeito da rigidez da fundação.....	101
Figura 61. Distribuição da aceleração no GRS-IBS com PGA de 0.8g e carregamento operacional de 30 kPa sob efeito da rigidez da fundação (a) 2 MPa (b) 20 MPa (c) 200 MPa (d) 2000 MPa.....	103
Figura 62. Deformação no reforço do GRS-IBS sob efeito da rigidez da fundação	104
Figura 63. Força axial no reforço do GRS-IBS sob efeito da rigidez da fundação	106

Figura 64. Tensões verticais na face do GRS-IBS sob efeito da rigidez da fundação 107

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

β declividade do aterro

γ peso próprio do solo

λ comprimento de onda

ϕ ângulo de atrito do solo

ρ densidade do solo

θ ângulo de inercia sísmica

ω velocidade angular

a_h aceleração harmónica horizontal

a_v aceleração harmónica vertical

A máxima aceleração do sismo

c coesão do solo

d_R deslocamento do bloco

E modulo de elasticidade

g aceleração da gravidade

G modulo de cisalhamento do solo

GMSE Solo Mecanicamente Estabilizado com Geossintéticos - *Geosynthetic Mechanically Stabilized Earth*

GRS Solo Reforçado com Geossintéticos - *Geosynthetic Reinforced Soil*

GRS-IBS Sistema de Ponte Integrada com Solo Reforçado com Geossintéticos - *Geosynthetic Reinforced Soil Integrated Bridge System*

H altura do muro

Ha	altura livre da ponte
K	modulo de compressão do solo
k_h	coeficiente sísmico horizontal
k_v	coeficiente sísmico vertical
P_{AE} ,	Força resultante do sismo
PGA	Aceleração de pico no terreno – <i>Peak Ground Acceleration</i>
T ,	período de vibração
V_s ,	velocidade da onda cisalhante
V_p ,	velocidade da onda longitudinal
W ,	Peso da região de falha

1. INTRODUÇÃO

Atualmente, a tecnologia de solo reforçado com geossintéticos tornou-se amplamente utilizada em projetos de infraestrutura de engenharia civil, tais como aterros, estruturas de contenção, estradas e estruturas de linhas ferroviárias, etc. Essa técnica apresenta uma vantagem econômica devido ao fato desta ser uma técnica de construção simples e rápida, de demandar menor tempo de construção e de reduzir o impacto ambiental. Assim, a técnica de solos reforçados com geossintéticos torna-se, muitas vezes, uma alternativa conveniente para o desenvolvimento de infraestrutura civil quando comparada às outras técnicas de contenção tradicionais. O fato das estruturas de solo reforçado serem flexíveis tem proporcionado um adequado comportamento mecânico sob efeitos sísmicos, aumentando a aplicação destas estruturas mesmo em zonas de elevada sismicidade (Vieira, 2008). Diferentes estudos têm demonstrado que a implementação de estruturas de solo reforçadas com geossintéticos é realmente viável, apresentando a capacidade de suportar grandes carregamentos sísmicos sem exercer tensões excessivas na estrutura (Ghaderi *et al.*, 2017). Tal capacidade foi verificada mesmo quando submetidas a cargas sísmicas muito superiores àquelas que foram projetadas, proporcionando maior resistência sísmica do que estruturas sem reforço com geossintéticos, tais como estruturas de concreto (Sandri, 1997; Koseki, 2012).

Levando em consideração os benefícios mencionados, uma aplicação atual da técnica de solo reforçado com geossintéticos está no suporte de pontes, denominado Sistema Integrado de Ponte com Muro de Solo Reforçado (*Geosynthetic Reinforced Soil Integrated Bridge System - GRS-IBS*). Diferentemente de um sistema convencional de fundação, o GRS-IBS é um sistema que funciona como estrutura de suporte da ponte, sendo constituído de camadas de solo compactado alternadas com reforço de geotêxtil.

As estruturas GRS-IBS estão em ascensão e que geram uma opção favorável e em crescimento para o desenvolvimento de infraestrutura rodoviária, por tanto é importante analisar seu desempenho estático e sísmico. Adicionalmente, o efeito das cargas operacionais da ponte assim como o efeito do tipo de solo de fundação, são fatores que influenciam o desempenho deste tipo de estruturas em condição estática, com tem sido demonstrado por Damians *et al.* (2014) e Ardah *et al.* (2017).

Entretanto, são poucos os estudos relacionados com efeitos sísmicos em estruturas GRS-IBS, considerando o efeito de sua rigidez e cargas operacionais. A resposta destas estruturas ao

carregamento sísmico continua sendo uma preocupação, apesar de seu bom desempenho sob cargas estáticas. Adicionalmente, são poucas as análises paramétricas em torno das variáveis nas estruturas GRS-IBS que influenciam seu desempenho sob condições sísmicas, já que as avaliações destas variáveis têm sido realizadas principalmente para condições estáticas (Ghaderi *et al.*, 2017).

Portanto, é pertinente realizar um estudo, no qual as estruturas GRS-IBS são modeladas sob condições estáticas e sísmicas. Portanto, devem ser realizadas análises paramétricas variando a aceleração de pico de movimentos sísmicos de entrada, cargas operacionais que possam ocorrer durante vida útil da estrutura e o tipo de solo de fundação sobre o qual está apoiada. Através de análises de deslocamentos, deformações, recalques, etc. é avaliado o desempenho geral dessas estruturas, visando determinar a viabilidade de sua implementação sob as condições anteriormente mencionadas.

1.1 Objetivos

O principal objetivo dessa pesquisa é analisar numericamente o comportamento estático e sísmico de uma estrutura de solo reforçado com geossintéticos atuando como muro portante (GRS-IBS), bem como na identificação das variáveis de influência em condições sísmicas em comparação com condições estáticas. São objetivos específicos deste trabalho:

- Modelar e validar o comportamento de estruturas portantes de solo reforçado com geossintéticos em condição estática.
- Modelar e validar o comportamento de estruturas portantes de solo reforçado com geossintéticos em condição sísmica.
- Considerando uma estrutura GRS-IBS, apenas sob efeitos do peso próprio do solo de aterro e do tabuleiro da ponte, tanto em condição estática como em condição sísmica, quantificar as seguintes respostas
 - deslocamentos na face de blocos;
 - recalques no topo da estrutura;
 - deformações e forças axiais nos reforços de geossintético;
 - distribuição das acelerações na estrutura;
 - máximas deformações cisalhantes na estrutura;
 - Variação das tensões verticais na face em função da altura.

- Considerando uma estrutura GRS-IBS, sob efeitos de cargas operacionais, tanto em condição estática como em condição sísmica, quantificar as mesmas respostas do item anterior
- Considerando a mesma estrutura GRS-IBS, tanto em condição estática como em condição sísmica, quantificar as mesmas respostas mencionadas no item anterior, em função da variação da rigidez da fundação.

1.2 Organização da dissertação

A dissertação está organizada em 5 capítulos da seguinte forma:

Capítulo 1 – Introdução: Esta seção contém uma breve introdução sobre estruturas GRS-IBS, os objetivos da dissertação, a justificativa do trabalho e a organização da dissertação.

Capítulo 2 – Revisão bibliográfica: Este capítulo inclui uma descrição das estruturas portantes de solo reforçado com geossintéticos. Posteriormente, são apresentados estudos publicados de análises de efeitos sísmicos em estruturas GRS-IBS. São apresentados estudos, tanto experimentais como numéricos, destacando suas principais conclusões.

Capítulo 3 – 3 Análise Estática: Modelagem e Validação Numérica de um Solo Mecanicamente Estabilizado com Geossintéticos (*Geosynthetic Mechanically Stabilized Earth – GMSE*): Neste capítulo é apresentado o modelo físico instrumentado de um muro de solo estabilizado mecanicamente com geossintéticos. Também é realizada a sua modelagem numérica com o método dos elementos finitos, e através de comparações com resultados do modelo físico é verificada a validação da modelagem numérica para diferentes modelos constitutivos de solo, em condição estática.

Capítulo 4 – Análise sísmica - Modelagem e validação numérica de estrutura GRS - IBS: Neste capítulo é apresentado o modelo físico de mesa vibratória de uma estrutura GRS-IBS, constantemente referenciada na literatura, assim como sua modelagem numérica, a partir da qual são realizadas as análises de tensão-deformação para verificar a validação da modelagem numérica em condição sísmica com o modelo constitutivo de solo de Finn – Byrne.

Capítulo 5 – Análise paramétrica na estrutura GRS-IBS: Neste capítulo são avaliados os efeitos do carregamento sísmico, carregamento operacional e efeito da rigidez fundação no desempenho da estrutura GRS-IBS. Para analisar o efeito do carregamento sísmico a estrutura

foi submetida a solicitações com acelerações de pico no terreno (PGA) de 0.0g, 0.4g, 0.6g e 0.8g. Para analisar o efeito dos carregamentos operacionais a estrutura foi submetida a carregamentos de 0 kPa, 18 kPa e 30 kPa. Por último, para analisar o efeito da rigidez da fundação foram elaborados modelos com solo arenoso de fundação com valores de módulo de elasticidade iguais a 2 MPa, 20 MPa, 200 MPa e 2000 MPa.

Capítulo 6 – Conclusões: São apresentados comentários e conclusões finais.

Bibliografia

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O objetivo deste capítulo é apresentar os trabalhos mais relevantes nesta área de conhecimento e seus resultados.

2.1 Estruturas portantes em solo reforçado com geossintéticos

A técnica de solo reforçado consiste na introdução de elementos de reforço na massa de solo como o intuito de melhorar sua capacidade resistente. Estes elementos geralmente são tiras metálicas ou geossintéticos. Então utilizando esta técnica, podem ser concebidos projetos estruturais que sejam capazes de resistir esforços solicitantes em aterros, taludes, pontes e outras aplicações da engenharia. Os muros em solo reforçado são construídos com o intuito de suportar as cargas geostáticas em taludes a serem contidos, na construção de aterros, na construção de encontros de pontes, entre outras aplicações. Diferentes aspectos que podem afetar o comportamento de estruturas de solo reforçado (Vieira, 2008):

- Reforço: composição, durabilidades, dimensões, rigidez e resistências.
- Solo: tipo de solo, granulometria, resistência, compacidade, confinamento, tensões no solo, grau de saturação, drenagem, etc.
- Construção: método construtivo, compactação, mão de obra não tão especializada.
- Distribuição do reforço: localização, espaçamento, orientação.
- Estrutura: geometria, funcionalidades, condições de utilização.

A restrição de espaço para a construção de taludes estáveis e estruturas de contenção são considerações econômicas importantes em projetos de engenharia geotécnica. As soluções tradicionais de estruturas de contenção têm sido uma estrutura de concreto praticamente vertical. Talude estáveis convencionais apresentam uma superfície relativamente plana, não reforçada e com baixa declividade. Embora simples de projetar, as alternativas para muros de concreto geralmente resultam em custos elevados de construção e material. Como é mostrado na Figura 1, uma alternativa seria colocar elementos de reforço geossintéticos horizontais no solo para permitir a construção de taludes mais íngremes (Zornberg *et al.*, 2007).

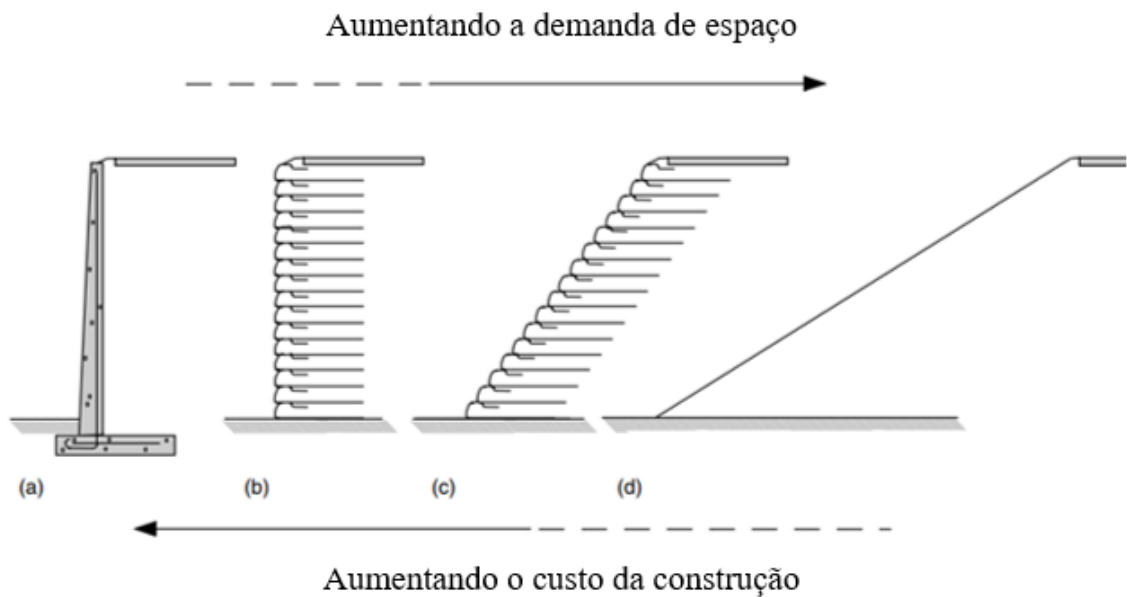


Figura 1. Sistemas de contenção de terra. a) Muro de contenção de concreto; b) Muro reforçado; c) Talude reforçado; d) Talude sem reforço. (Zornberg *et al.*, 2007)

Os geossintéticos normalmente usados como elementos de reforço são geotêxteis e geogrelhas. Um sistema de solo reforçado geralmente fornece uma alternativa otimizada para o projeto de estruturas de contenção de terra, combinando menor custo e menor exigência de espaço (Zornberg *et al.*, 2007). Quando a estrutura apresentar uma declividade acentuada, ela deve ser analisada pela teoria de empuxo de terra. Caso contrário, deve ser analisada pela teoria do equilíbrio limite.

O uso de geossintéticos em muros de solo reforçado podem ser classificados em dois grupos: solo estabilizado mecanicamente com geossintéticos GMSE - *Geosynthetic Mechanically Stabilized Earth* e solo reforçado com geossintéticos GRS - *Geosynthetic Reinforced Soil*. A principal diferença entre essas duas abordagens é que as camadas de reforço são espaçadas de maneira diferente. Os espaçamentos verticais da disposição de geossintéticos em estruturas GMSE estão no intervalo de 300 a 900 mm. Já nas estruturas GRS os espaçamentos são inferiores a 300 mm, razão pela qual o GRS é considerado como um material composto (Wu, 2019). Outra diferença fundamental entre o GRS e o GMSE é a função da face. Nas estruturas GMSE a finalidade da face é resistir aos esforços impostos pelo solo entre os elementos de tração embutidos, de modo que a eventual ruptura da face pode inutilizar o muro. No GMSE, o reforço é fixado aos elementos da face, de modo a manter a face, como um todo, posicionada corretamente (Saghebfar *et al.*, 2017a). Por outro lado, os elementos da face em um GRS não têm função estrutural, servindo apenas como auxílio à construção e estética do muro.

Entretanto, a face necessita resistir aos esforços induzidos pelo processo de compactação (Adams *et al.*, 2011).

O GRS é constituído de camadas solo granular compactado, reforçadas com geotêxteis, geotêxtis ou geogrelhas. A face externa do muro, que é conectada ao geossintético de reforço, pode ser construída com blocos de rochas natural, blocos de concreto, gabiões, madeira ou face envelopada em geossintético. O GRS é genérico, podendo ser construído com qualquer combinação de reforço geossintético, preenchimento granular compactado e sistema de faceamento, embora algumas combinações dos três componentes sejam mais adequadas que outras (Adams *et al.*, 2011).

Os muros GRS apresentam muitas vantagens em relação aos muros convencionais de contenção de terra, entre elas (Wu, 2019):

- Os muros GRS são mais flexíveis, portanto, mais tolerantes a movimentos da fundação.
- Quando projetados e construídos adequadamente, os muros GRS são mais adaptáveis a aterros de qualidade inferior.
- Os muros GRS com reforços geossintéticos pouco espaçado são bastante estáveis. No período de 1990 a 2010, os pesquisadores não conseguiram provocar ruína total de nenhum GRS. Entretanto, em testes realizados pela *Federal Highway Administration* (FHWA), ocorreram ruínas em estruturas GRS com espaçamento reduzido entre os reforços. Nestes casos, porém, foram considerados carregamentos superficiais incomuns, com cargas superiores a 1000 kPa.
- A construção de muros GRS é rápida e requer apenas equipamentos de construção usuais.
- Quando o revestimento é *deformável*, constituído de, por exemplo, blocos de concreto leve empilhados a seco, a pressão de terra lateral exercida na face é muito pequena.
- Os muros GRS geralmente envolvem custos e atividades de manutenção reduzidos, durante seus ciclo de vida.
- Os muros de GRS são geralmente mais econômicos, representando uma economia típica de cerca de 20-30%, em comparação com muros de contenção convencionais.

Adicionalmente, foram identificados benefícios ambientais nas estruturas GRS, quando comparado com outros métodos de estabilização de taludes (solo grampeado, cortinas atirantadas, entre outros). Foi identificado o potencial dos muros reforçados com geossintéticos em atingir metas de redução de emissões de gases de efeito estufa (Bizjak e Lenart 2018).

Mesmo assim, estruturas reforçadas com geossintéticos podem entrar em colapso se os projetos ou construção não forem executados conforme as especificações e recomendações técnicas. Koerner e Koerner (2018) publicaram uma base de dados com 320 casos de ruína em estruturas de solo reforçado com geossintéticos do tipo GMSE. Estes autores concluíram que os colapsos geralmente podem ser causados pelos seguintes fatos:

- Controle inadequado da drenagem de água na zona de solo reforçado;
- Utilização de siltes e argilas com especificações inadequadas no aterro da zona reforçada;
- Sistemas de drenagem e utilitários ausentes ou mal localizados ;
- Detalhes de projeto inadequados ou que não foram seguidos pelo construtor.

Esses resultados indicam que o projeto e a execução correta da estrutura são premissas fundamentais na implementação destas obras

Com relação ao uso destas estruturas no desenvolvimento de infraestrutura rodoviária, a utilização de geossintéticos em construção de pontes foi inicialmente considerada nos Estados Unidos como uma alternativa para desenvolver soluções em estradas de maneira mais rápida e de fácil execução. O termo “muro portante de solo reforçado” foi adotado na literatura técnica para se referir a uma estrutura de solo reforçado submetida não somente às cargas de tráfego, mas também às cargas provenientes das superestruturas das pontes e viadutos. A Figura 2 apresenta a evolução desta abordagem de muros portantes (Mafia, 2020).

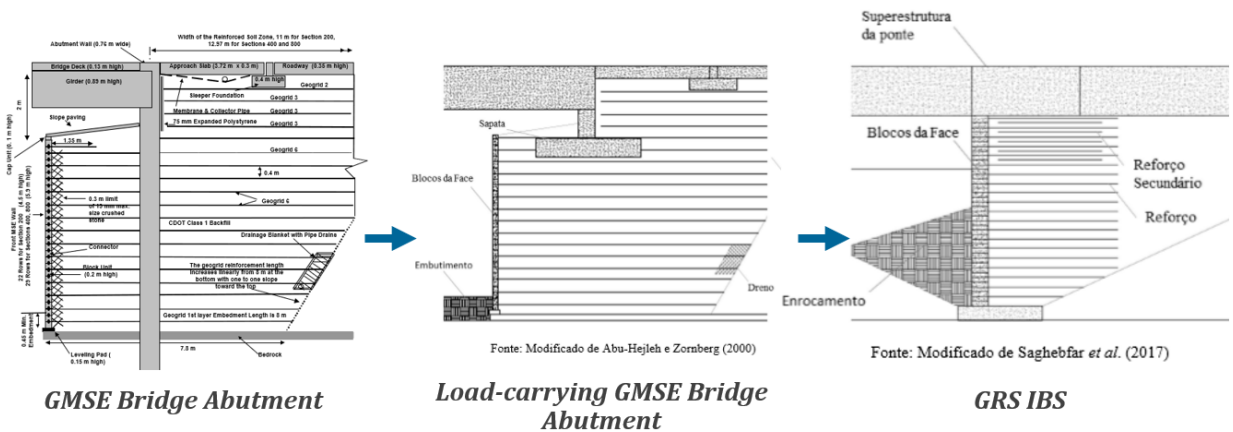


Figura 2. Evolução dos muros portantes de solo reforçado aplicados a pontes e viadutos rodoviários. Adaptado de Máfia (2020).

Lee e Wu (2004) apresentaram um relato de casos de estruturas portantes de pontes, executadas com solo reforçado com geossintético. Foram feitas comparações em termos de altura do aterro, tipo de reforço, espaçamento entre reforços, tipo de face e conexão, recalque máximo, deslocamento da face, tensão máxima de reforço e outros. Observaram que com um aterro granular bem compactado e reforçado com elementos geossintéticos, com espaçamento vertical da ordem de 200 mm, a capacidade de carga de uma estrutura portante pode ser bastante elevada (até 900 kPa). Notaram que a qualidade do aterro tem importante influência no recalque máximo da laje da ponte e no deslocamento lateral máximo da face. Também observaram que sob cargas de serviço, as deformações de tração máxima no reforço estavam na faixa de 0,1 a 1,6%, sendo que as deformações máximas estavam associadas a aterros de menor resistência. Helwany *et al.* (2007) também estudaram estas estruturas, por meio de modelagens físicas e numéricas de uma ponte com tecnologia GRS. Concluíram que as propriedades do aterro, rigidez do reforço e espaçamento vertical do reforço são os parâmetros que mais afetam o desempenho da estrutura.

Zheng *et al.* (2018) realizaram um estudo numérico de estruturas portantes de solo reforçado com geossintéticos para avaliar as forças de tração máximas nos reforços, tanto com carga de serviço (200 kPa), quanto com carga de ruptura. Nesse estudo, foi realizada uma análise paramétrica para avaliar os efeitos da resistência da geogrelha, do solo de aterro e da geometria da estrutura. Os resultados indicaram que o espaçamento dos reforços e o ângulo de atrito do solo de aterro são os parâmetros que mais afetam as magnitudes da força de tração máxima na condição de carga de serviço. As forças máximas de tração aumentam com o aumento do espaçamento do reforço e diminuição do ângulo de atrito do solo de aterro. Shen *et al.* (2019), realizaram análises paramétricas bidimensionais e tridimensionais para investigar as influências

da rigidez à tração do reforço, espaçamento vertical do reforço no desempenho de uma estrutura GRS sob carga vertical. Concluíram que o espaçamento vertical do reforço teve influência mais significativa no desempenho do muro do que a rigidez à tração do reforço.

O comportamento de estruturas GRS, é significativamente afetado pelo solo da fundação. Os deslocamentos nas estruturas com fundações de areia fofa ou de média densidade podem ser até três vezes maiores quando a fundação é de areia densa, sob a mesma carga da superestrutura (Helwany *et al.*, 2003).

Bizjak e Lenart (2018) ressalta que o GRS-IBS é uma estrutura muito mais sustentável do que outras abordagens GRS. Tendo um impacto muito menor no meio ambiente, esse tipo de estrutura pode contribuir para o desenvolvimento mais sustentável das infraestruturas rodoviárias.

2.1.1 GRS-IBS

O Sistema Integrado de Ponte com Solo Reforçado com Geossintético (GRS-IBS) é uma aplicação da tecnologia GRS na construção de encontros de pontes. A diferença entre o GRS-IBS e outras estruturas GRS mais gerais é que não são utilizados elementos comuns associados aos pilares de ponte tradicionais. É um método de construção de suporte de pontes, rápido e econômico, com a vantagem de criar uma interface sem junta entre a ponte e a aproximação. Dessa forma, é aliviado o problema de solavanco causado pelo recalque diferencial entre o encontro da ponte e a aproximação da rodovia, frequentemente encontrado em sistemas convencionais (Adams e Nicks, 2018).

O Sistema GRS-IBS consiste em três componentes principais, todos utilizando a tecnologia GRS: a fundação de solo reforçado (RSF), a estrutura portante em GRS e a aproximação integrada da rodovia. A fundação de solo reforçado é composta de material de preenchimento granular compactado e encapsulado com um geotêxtil. A estrutura portante em GRS fornece suporte direto para a ponte sem a necessidade de elementos fundação profunda. A aproximação integrada da rodovia também usa o GRS para combinar a estrada com a superestrutura, criando uma transição sem juntas (Adams e Nicks, 2018). A seção típica de uma estrutura GRS-IBS é apresentada na Figura 3.

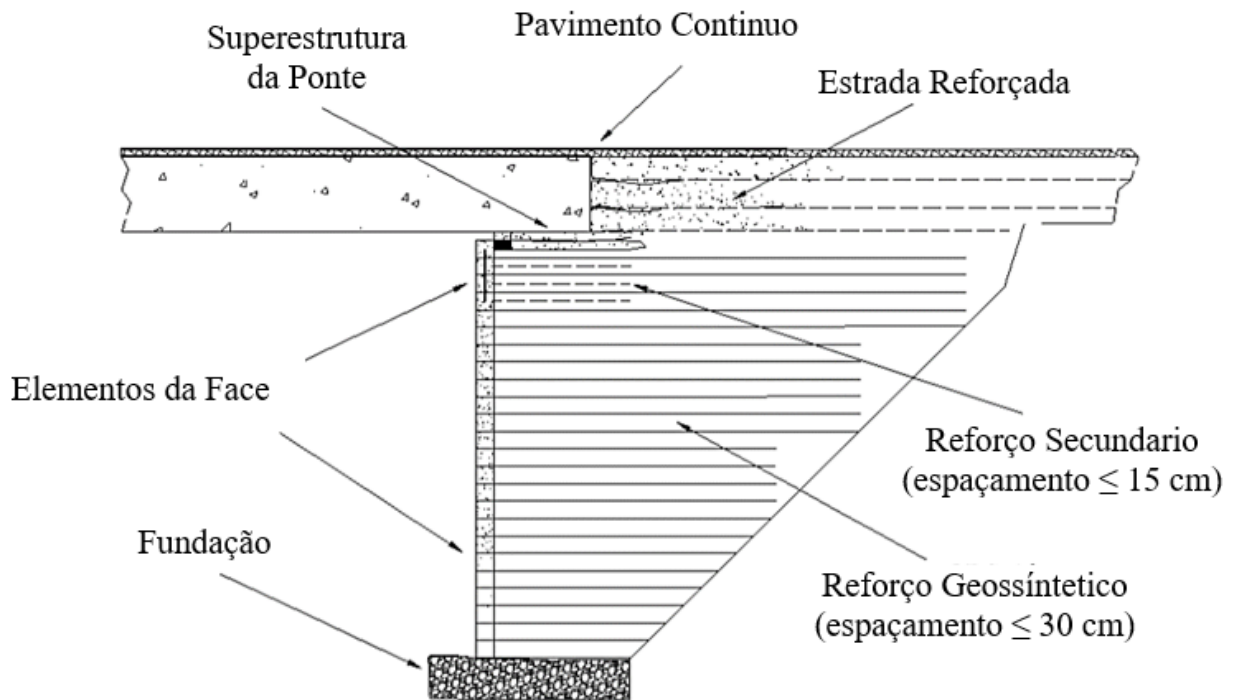


Figura 3. Seção típica GRS-IBS. (Adaptado de Adams e Nicks, 2018)

O projeto do GRS-IBS consiste na disposição de reforço com espaçamento menor a 30 cm gerando um material estabilizado internamente. Tanto o preenchimento granular compactado como as camadas de reforço se deformam lateralmente em resposta à tensão vertical, até que o sistema se aproxime da condição de ruptura. Como um sistema GRS não é suportado externamente, os elementos de faceamento não são considerados como elementos estruturais no projeto. O empuxo de terra na face de uma estrutura GRS não é significativa, eliminando a ruptura como um possível estado limite. Nestas estruturas os elementos de face são tipicamente conectados por atrito ao reforço de geossintético. Sob as condições prescritas do material de preenchimento e do reforço, a fluência do reforço não é uma grande preocupação para as cargas de serviço aplicadas. Portanto, um fator de redução individual para fluência de reforço não é necessário. A fluência é incluída no fator de redução prescrito usado para projetos de longo prazo, o que também é responsável por durabilidade e danos à instalação (Adams e Nicks, 2018).

O projeto de estruturas GRS-IBS consiste de nove passos conforme mostrados na Figura 4. Nesta figura são mostrados os requisitos de projeto, tais como geometria, funcionalidade, avaliação das condições locais, viabilidade, análise de estabilidade, entre outras.



Figura 4. Fluxograma no projeto de estruturas GRS-IBS (Adaptado de Adams e Nicks, 2018)

As vantagens já mencionadas, levaram a um aumento significativo no índice de construção de estruturas GRS-IBS nos últimos anos (Saghebfar *et al.*, 2017a). Por exemplo, Saghebfar *et al.*, (2017) apresentaram detalhes sobre a instrumentação e monitoramento do comportamento de

curto prazo e experiências adquiridas com a implementação do primeiro projeto GRS-IBS na Louisiana, *Maree Michel GRS-IBS Bridge*, uma ponte com 19,8 m de comprimento (Figura 5). A estrutura portante GRS é de aproximadamente 4,3 m de altura e 13 m de largura. A largura total da superestrutura da ponte é de 9,1 m. O aterro consistia em uma rocha britada com tamanho máximo de partícula de 12,7 mm e menos de 5% passando pela peneira nº 16 (1,19 mm). O geossintético de reforço utilizado no projeto foi um geotêxtil tecido de polipropileno com uma resistência à tração final de 80 kN / m e resistência à tração a 2% de deformação de 17 kN / m. O espaçamento vertical entre as camadas de reforço do GRS era de 20 cm. Os elementos de revestimento consistiam em blocos de concreto de 203 mm por 203 mm por 406 mm com uma resistência à compressão de 27,6 MPa.



Figura 5. Ponte GRS-IBS Maree Michel (Ardah *et al.*, 2018).

Foi observado que o recalque do solo de fundação foi aumentado com a colocação da superestrutura, mais intensamente perto do centro da estrutura do que nos cantos. A maioria destes deslocamentos (~70%) ocorreu devido ao recalque do solo de fundação enquanto que menos de 30% da deformação total ocorreu dentro do muro portante e RSF. A deformação vertical máxima no muro portante foi inferior a 45% do valor máximo especificado pela FHWA (Adams *et al.*, 2011). O deslocamento lateral máximo foi observado próximo ao topo do muro, que foi significativamente aumentado após a colocação das vigas de aço. O empuxo máximo foi observado na parte inferior da estrutura sendo 6 kPa. A adição de reforço secundário dentro das camadas superiores da estrutura reduziu o empuxo lateral. As deformações do geossintético foram menores ao 2%. Finalmente fizeram uma comparação entre o método GRS-IBS e a abordagem GSME, mostrando que a abordagem GSME é mais conservadora no caso de massa reforçada com pequeno espaçamento usada como estrutura de portante. O empuxo calculado

na face com base na abordagem GSME (teoria Rankine) foi significativamente mais alto do que as medidas em campo. Pequenos deslocamentos horizontais na face confirmaram a suposição de que, ao contrário do GSME, o posicionamento dos blocos e a força da conexão não são um problema no GRS-IBS.

Posteriormente, Zheng e Fox (2017) realizaram um estudo paramétrico para investigar o efeito das características do reforço, altura da estrutura e carga da ponte sobre as deformações laterais e recalque da ponte. Observaram que a rigidez do reforço, a carga da ponte e a altura da estrutura são os fatores mais significativos no desempenho do GRS-IBS sob carga estática. As pesquisas de Saghebfar *et al.* (2017b) e Ardah *et al.* (2017) demonstraram que a máxima deformação lateral da face chega perto do 0.11% da altura da estrutura em condição de serviço e 0.24% para carga anormal (peso próprio + 3 vezes a carga de serviço). Também notaram que o máximo recalque encontrado correspondeu ao 0.3% da altura da estrutura e que a deformação do geossintético foi menor do 2%. Constataram que as deformações máximas ao longo dos reforços e o deslocamento da face são significativamente afetadas pelo grau de compactação do solo, de tal forma que a magnitude das deformações do geossintético e o deslocamento da face aumentam com a diminuição o grau de compactação. Também evidenciaram que o comprimento do reforço tem pouca influência no desempenho da estrutura, especialmente para comprimentos maiores ao 50% da altura da estrutura. Entretanto, o recalque diferencial sob a zona reforçada e RSF tem alta influência no comportamento do GRS-IBS, em termos de distribuição de deformação ao longo do geossintético e de deslocamento da face. Também foi observado que as máximas forças de tração no reforço não ocorrem na superfície de ruptura ativa de Rankine. As posições das as máximas forças de tração podem se alterar com o aumento da carga da ponte. Assim, na condição de carga de serviço, essas posições podem não corresponder à superfície de ruptura.

2.2 Efeito sísmico em estruturas de solo reforçado

A investigação pós-terremoto sobre o desempenho das estruturas GRS permite avaliar a adequação dos métodos atuais de projeto sísmico. As investigações de desempenho sísmico foram relatadas para grandes sismos, conforme mostrado na Tabela 1.

Tabela 1. Terremotos ocorridos nas últimas décadas

Local	Ano	Referência
Loma Prieta (EUA)	1989	Eliahu e Watt, 1991
Northridge (EUA)	1994	Sandri, 1997
Hyogo-ken Nanbu – Kobe (Japão)	1995	Tatsuoka <i>et al.</i> , 1997
Chi-Chi (Taiwan)	1999	Ling <i>et al.</i> , 2001
Koceli (Turquia)	1999	Koseki <i>et al.</i> , 2006
El Salvador	2001	R. Race, 2001
Nisqually (EUA)	2001	Kramer e Paulsen, 2001
Manjil (Iran)	1990	Kamalzadeh e Pender, 2023
Iwate (Japan)	2008	Kamalzadeh e Pender, 2023

Na maioria dos casos relatados, as estruturas de solo reforçado com geossintético mostraram excelente desempenho quando submetidas a cargas sísmicas severas. Muitas dessas estruturas foram capazes de suportar cargas sísmicas que excederam as cargas originais do projeto (Lee *et al.*, 2010).

Entretanto, várias estruturas de GRS romperam durante os terremotos de Chi-Chi, El Salvador e Nisqually. Algumas das prováveis causas que geraram os colapsos, foram compactação insuficiente do aterro, material de fundação pouco resistente, espaçamento demasiado do reforço (> 800 mm), comprimento insuficiente do reforço (<0,7 da altura do muro) e carga adicional de tombamento das estruturas adicionais. , evidenciado que as estruturas de solo reforçado com geossintéticos são vulneráveis na situação de sismo (Lee *et al.*, 2010).

Na metodologia de dimensionamento sísmico de GRS do relatório FHWA-HRT-17-080 (Adam *et al.*, 2018), o comportamento foi caracterizado por experimentos de mesa de vibração em larga escala, que avaliaram seu resultado à vibração horizontal de diferentes entradas sísmicas baseado nos trabalhos de Helwany, Wu e Meinholz (2012). Nestes experimentos, o monitoramento das da deformação dos reforços geossintético camadas, deformações verticais e laterais , e aceleração interna sob carregamento sísmico. Os resultados revelaram um desempenho satisfatório das estruturas portantes GRS testados, mesmo quando submetidos a acelerações horizontais de até 1g. Os resultados experimentais indicaram que as deformações do reforço e da estrutura portante de GRS causada pelas acelerações aplicadas ao solo (0.15g, 0.3g, 0.45g, 0,67g, 1g), era insignificante ou muito pequena. No geral, a estrutura de GRS permaneceu estável, com pequenas fissuras observadas nos blocos da face. Os resultados dos

testes também foram validados por métodos analíticos para desenvolver diretrizes sísmicas generalizadas de projeto e construção para muros portantes GRS em zonas sísmicamente ativas (Adams e Nicks, 2018).

2.2.1 Metodologias de análises sísmicas

Quando o local de construção estiver sujeito a movimentos sísmicos com intensidade relativamente alta, os muros portantes GRS devem ser projetados para suportar cargas axiais e laterais, incluindo as cargas sísmicas impostas pelo coeficiente de aceleração sísmica do solo modificado pelo fator do local. Realizando finalmente uma análise pseudoestática (Adams e Nicks, 2018)

Embora análises pseudoestática sejam as mais comuns, existem diferentes metodologias para abordar uma análise sísmica em solos reforçados, embora existam autores que preferam outras metodologias. Segundo Alhadj *et al.* (2019), a abordagem pseudo-dinâmica é um método mais realista para representar a ação sísmica, em comparação com a abordagem pseudoestática. A razão é que, diferentemente da abordagem pseudoestática, a abordagem pseudo-dinâmica considera a variação do tempo e do espaço no efeito sísmico por meio de fatores, tais como amplificação de movimento, duração e frequência do sismo.

Helwany *et al.* (2012) apresentam uma relação de métodos analíticos e numéricos para o projeto sísmico de muros de contenção de solo reforçado e estruturas portantes de solo reforçado construídos sobre fundações, mas quais o recalque e colapso dos materiais de fundação não são uma preocupação. Foram apresentados os seguintes métodos:

- a) Métodos pseudoestáticos baseados em a abordagem original de Mononobe-Okabe;
- b) Métodos pseudo-dinâmicos;
- c) Métodos deslocamento originários dos modelos de blocos deslizantes da Newmark.

a) Método pseudoestático: O método pseudoestático é uma extensão do método convencional de equilíbrio limite para análise de estruturas de solo que incluem forças desestabilizantes do corpo, relacionadas a componentes horizontais e verticais das acelerações geradas durante o sismo. Esse método considera a solução de Mononobe-Okabe para calcular forças dinâmicas que atuam no muro de solo reforçado. Essas forças são então aplicadas na estrutura como forças estáticas (Helwany *et al.*, 2012). O esquema deste método é apresentado na Figura 6.

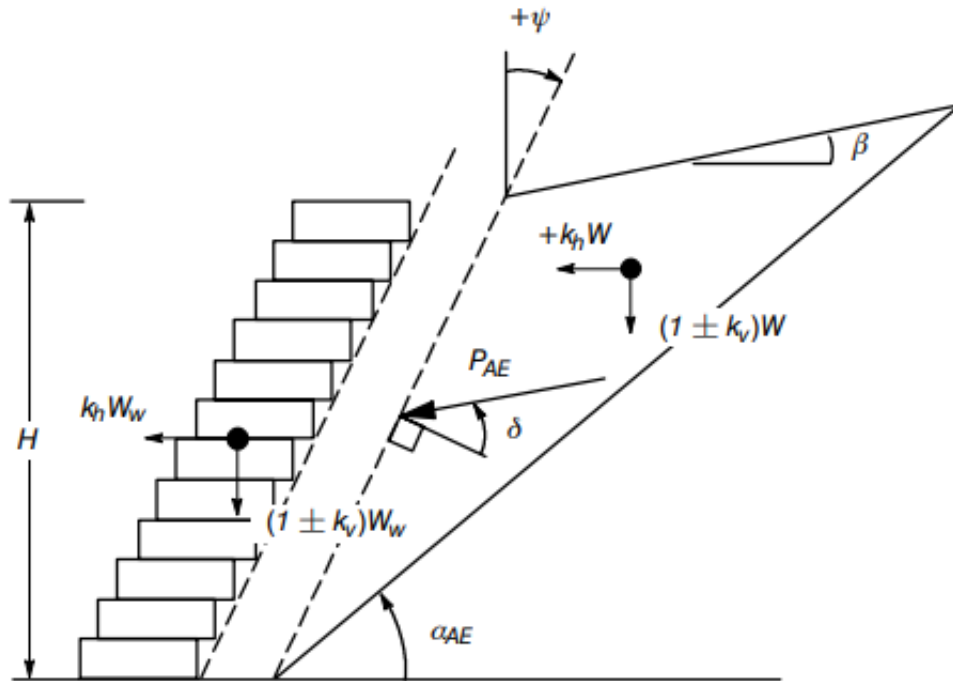


Figura 6. Esquema de forças e geometria usada na análise sísmica pseudoestática. (Bathurst e Cai, 1995)

O método de Mononobe-Okabe determina a força ativa que um solo não coesivo e não saturado aplica numa superfície plana. A força resultante do sismo, denominada P_{AE} , é expressa pela equação (1).

$$P_{AE} = \frac{1}{2} (1 \pm k_v) K_{AE} \gamma H^2 \quad (1)$$

onde γ é o peso próprio do solo e H a altura do muro. O coeficiente de empuxo dinâmico, segundo Bathurst e Cai (1995) pode ser determinado com a equação (2).

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi + \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta - \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\delta - \psi + \theta) \cos(\psi + \beta)}} \right]^2} \quad (2)$$

onde ϕ é o ângulo de atrito do solo, ψ é a inclinação do muro em relação à vertical, β é declividade do aterro e θ é o ângulo de inercia sísmica calculado com a equação (3).

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 \pm k_v} \right) \quad (3)$$

onde k_h é o coeficiente sísmico horizontal e k_v é o coeficiente sísmico vertical.

b) Método pseudoestático: Steedman e Zeng (1990) propuseram uma teoria de empuxo-de terra pseudo-dinâmica para explicar a amplificação dinâmica que considera o efeito da diferença de fase sobre a altura de um muro de contenção vertical. O método considera que uma entrada de aceleração de base se propagará através do solo retido a uma velocidade correspondente à velocidade de cisalhamento do solo. No entanto, este modelo considera apenas o efeito da aceleração sísmica horizontal devido à propagação vertical das ondas de cisalhamento através do aterro atrás do muro de contenção. A inclusão de efeitos sísmicos verticais devido à propagação vertical de ondas primárias através do solo de aterro foi proposta por Choudhury e Nimbalkar, (2006). Na Figura 6, é apresentado o diagrama de forças que atuam na abordagem pseudo-dinâmica mencionada.

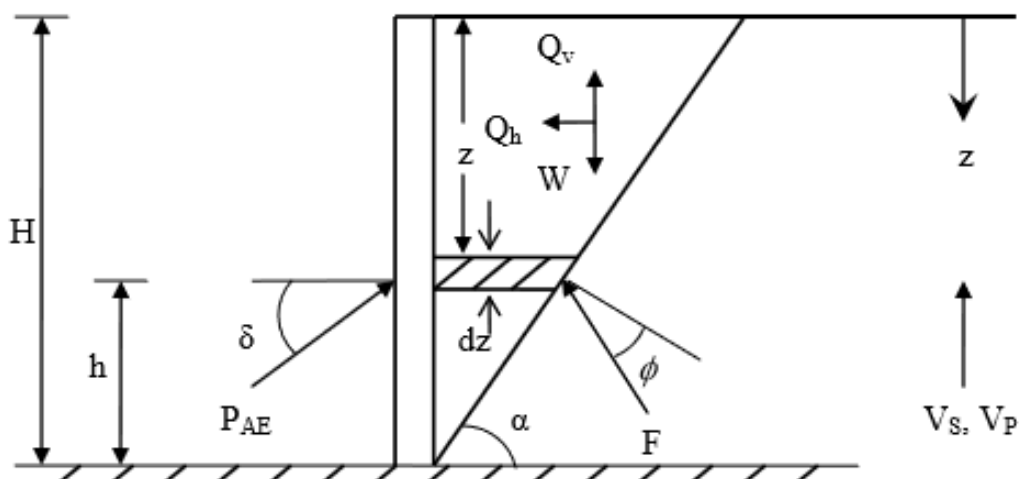


Figura 7. Esquema de muro de contenção com análise pseudo-dinâmica. (Choudhury e Nimbalkar, 2006)

Assume-se que a base da estrutura é submetida a acelerações sísmicas harmônicas a_h e a_v calculadas mediante as Equações (4) e (5), onde g é a aceleração da gravidade.

$$a_h = k_h g \quad (4)$$

$$a_v = k_v g \quad (5)$$

Esta interação causa uma variação na aceleração da estrutura, dependente da profundidade z e do tempo t , $A_h(z, t)$ e $A_v(z, t)$ respectivamente expressadas nas Equações (6) e (7).

$$A_h(z, t) = a_h \sin \omega \left[t - \frac{H - z}{V_s} \right] \quad (6)$$

$$A_v(z, t) = a_v \sin \omega \left[t - \frac{H - z}{V_p} \right] \quad (7)$$

onde ω é a velocidade angular expressa pela Equação (8), V_s é a velocidade da onda cisalhante expressa pela Equação (9) e V_p é a velocidade da onda longitudinal expressa pela Equação (10).

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \quad (8)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (9)$$

$$V_p = \sqrt{\frac{K + \frac{4}{3}G}{\rho}} \quad (10)$$

onde T é o período de vibração lateral, G módulo de cisalhamento do solo, K o módulo de compressão do solo e ρ a densidade do solo. A partir do esquema da Figura 6 é calculada a força total de inércia horizontal $Q_h(t)$, e a força total de inercia vertical $Q_v(t)$ expressadas pelas equações (11) e (12).

$$\begin{aligned} Q_h(t) &= \int_0^H \rho \left(\frac{H - z}{\tan \alpha} \right) A_h(z, t) dz \\ &= \frac{\lambda \gamma k_h}{4\pi^2 \tan \alpha} [2\pi H \cos(\omega \xi) + \lambda (\sin \omega \xi - \sin \omega t)] \end{aligned} \quad (11)$$

$$\begin{aligned} Q_v(t) &= \int_0^H \rho \left(\frac{H - z}{\tan \alpha} \right) A_v(z, t) dz \\ &= \frac{\eta \gamma k_v}{4\pi^2 \tan \alpha} [2\pi H \cos(\omega \psi) + \lambda (\sin \omega \psi - \sin \omega t)] \end{aligned} \quad (12)$$

onde γ é o peso próprio do solo, λ o comprimento da onda cisalhante, η o comprimento da onda longitudinal, ξ e ψ são termos parâmetros dados pelas Equações (13) e (14).

$$\xi = t - \frac{H}{V_s} \quad (13)$$

$$\psi = t - \frac{H}{V_p} \quad (14)$$

A seguir, a resultante P_{AE} , considerando as ações estática e sísmica, é determinada pela Equação (15).

$$P_{AE} = \frac{W \sin(\alpha - \phi) + Q_h \cos(\alpha - \phi) + Q_v \sin(\alpha - \phi)}{\cos(\delta + \phi - \alpha)} \quad (15)$$

onde W é o peso da zona ativa de falha e α é o ângulo da superfície de falha ativa. Finalmente é determinada a altura h onde atua a força dinâmica do sismo com a equação (16).

$$h = H - \frac{2\pi^2 H^2 \cos(\omega\xi) + 2\pi\lambda H \sin(\omega\xi) - \lambda^2 (\cos \omega\xi - \cos \omega t)}{2\pi^2 H \cos(\omega\xi) + \pi\lambda (\sin \omega\xi - \sin \omega t)} \quad (16)$$

c) Método de deslocamentos: Cai e Bathurst (1996) adotaram a teoria de blocos deslizantes da Newmark para examinar deslocamentos cumulativos de muros de contenção segmentados reforçados com geossintéticos. A esses deslocamentos são associados três mecanismos de deslizamento: 1) deslizamento externo ao longo da base da estrutura total do muro; 2) deslizamento interno ao longo de uma camada de reforço; e 3) cisalhamento da interface de bloco. Quando apenas a aceleração e a velocidade de pico do solo são dadas, o deslocamento permanente pode ser estimado usando métodos de deslocamento empírico. Para avaliar os deslocamentos do muro de contenção de acordo com a teoria dos blocos deslizantes da Newmark, forças adicionais de pressão de terra vertical e horizontal devem ser consideradas.

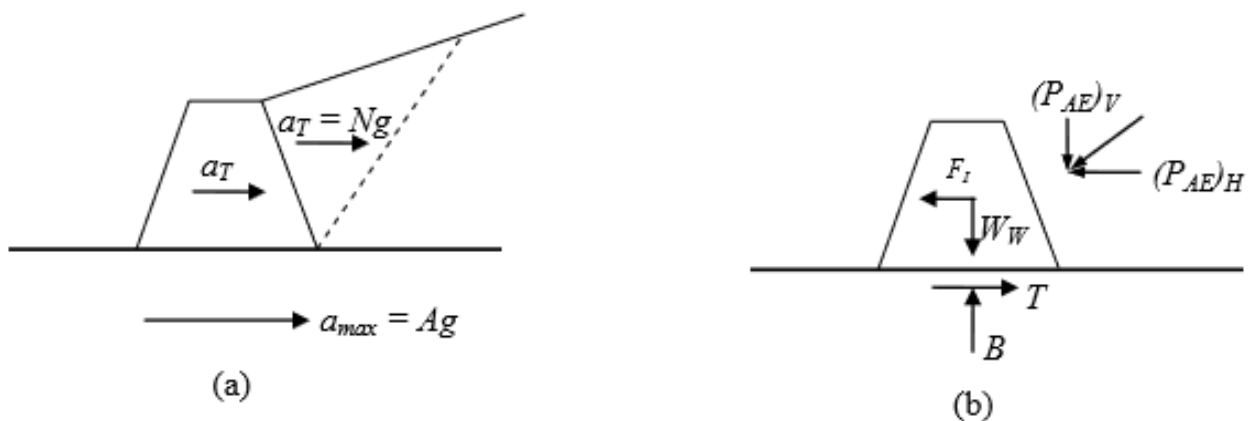


Figura 8. Esquema de muro com análise sísmica por deslocamentos. a) Acelerações b) diagrama de corpo livre. (Richards e Elms, 1979)

Richards e Elms (1979) propuseram a análise esquematizada na Figura 8, calculando o deslocamento do bloco d_R em condição sísmica por meio da equação (17).

$$d_R = 0.087 \frac{V^2}{Ag} \left(\frac{N}{A} \right)^{-4} \quad (17)$$

onde A é a aceleração máxima do sismo, V a velocidade máxima, g a aceleração da gravidade e N a aceleração transmissível do bloco calculada com a Equação (18).

$$N = \frac{at}{g} \quad (18)$$

sendo at a aceleração do muro. Se forem especificados deslocamentos permanentes toleráveis da estrutura, o muro poderá ser projetado de acordo com o método de projeto de Richards-Elms. Depois de escolher um deslocamento máximo aceitável, N pode ser calculado. Em seguida, a força sísmica P_{AE} é obtida usando o método Mononobe Okabe através da Equação (19).

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - N) K_{AE} \quad (19)$$

O peso requerido para que o muro consiga atender ao deslocamento especificado pode ser calculado com a Equação (20).

$$W_W = \frac{(P_{AE})_H - (P_{AE})_V \tan \phi_b}{\tan \phi_b - N} \quad (20)$$

onde ϕ_b é o coeficiente de atrito entre o muro e o plano da base. Finalmente, um fator de segurança de 1,5 deve ser aplicado ao peso da parede W_W . O fator de segurança conservador de 1,5, comparado aos valores usuais de 1,0 a 1,2, leva em consideração a deformabilidade do aterro ou possível inclinação e a variabilidade estatística dos movimentos do terremoto (Helwany *et al.*, 2012).

2.3 Modelos experimentais de estruturas de solo reforçado com geossintéticos sob efeito sísmico

O efeito sísmico em modelos experimentais de solos reforçados é proporcionado habitualmente por mesas vibratórias ou centrífuga sísmica. Na sequência serão descritos alguns modelos experimentais que abordaram estruturas de solo reforçado com geossintético sob carga sísmica.

2.3.1 Modelos de mesa sísmica

Os ensaios em mesa vibratória de modelos reduzidos são a abordagem mais comum para tentar avaliar e compreender o desempenho das estruturas de solo reforçado sob ações sísmicas (Vieira, 2008). As mesas vibratórias são plataformas retangulares que geram vibrações sísmicas em até 6 graus de liberdade (Figura 9). Geralmente são acionadas por atuadores servo-hidráulicos, sendo que sua capacidade de carregamento dinâmico é controlada pelas bombas hidráulicas que atendem aos atuadores. Para produzir grandes deslocamentos de modelos pesados em frequências moderadas ou altas são necessários bombas grandes e atuadores de grande porte (Kramer, 1996).

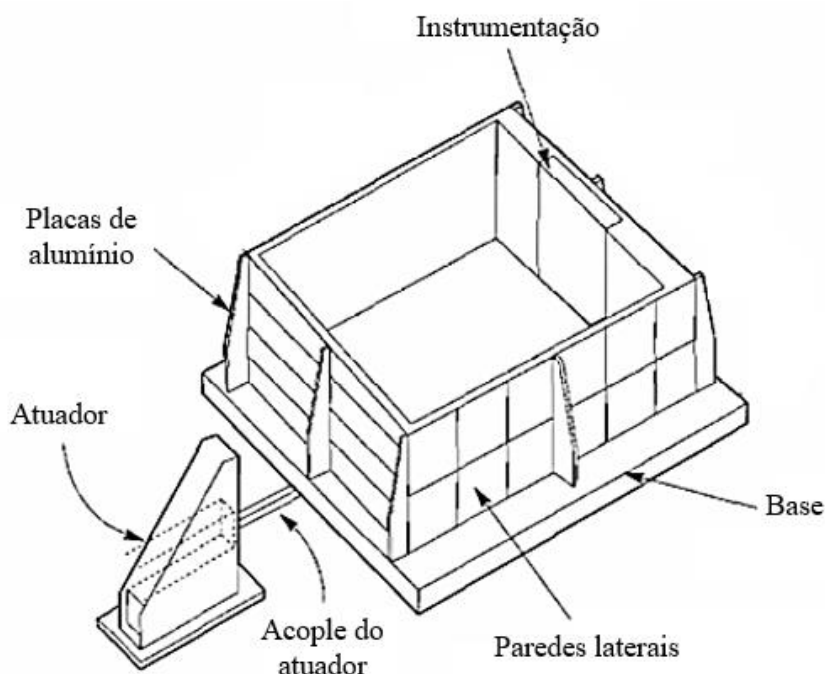


Figura 9. Esquema de muros modelados em mesa vibratória (Sherif *et al.*, 1982).

Na Tabela 2 é apresentado um resumo de diferentes pesquisas realizadas com mesa vibratória em estruturas de solo reforçado com geossintéticos, incluindo aspectos como tipo de estrutura, tipo de solo, tipo de reforço, tipo de face, entre outros.

Tabela 2. Ensaio em mesa vibratória de modelos de estruturas de solo reforçadas com geossintéticos. Adaptado de Vieira (2008).

Autor	Tipo de estrutura	Modelo H (cm)	Tipo de solicitação	Solo	Reforço	Face
Koga e Washida (1992)	Muro talude	100	Sinusoidal	Areia	Geotêxtil	Sacos areia
Sugimoto et. al (1994)	Muro talude	70 105	Sinusoidal	Areia	Geogrelha	Sacos areia e geossintético dobrado
Sakaguchi (1996)	Muro	150	Sinusoidal	Areia	Geogrelha	Geossintéticos dobrados e blocos.
Murata <i>et al.</i> (1994)	Muro	248	Sísmica sinusoidal	Areia	Geogrelha	Painel de concreto e gabiões
Bathurst <i>et al.</i> (1996)	Muro	102	Sinusoidal	Areia	Geogrelha	Blocos
Matsuo <i>et al.</i> (1998)	Muro talude	100; 140	Sinusoidal sísmica	Areia	Geogrelha	Pareis de madeira
Perez (1999)	Talude	122	Sinusoidal	Areia	Geotêxtil	Geotêxtil dobrado
El-Emam e Bathurst (2005)	Muro	100	Sinusoidal	Areia	Geogrelha	Painel de face rígido e contínuo
Lo Grasso <i>et al.</i> (2006)	Muro talude	35	Sinusoidal sísmica	Areia	Geogrelha	Secções de alumínio
Krishna e Latha (2007)	Muro	100	Sinusoidal sísmica	Areia	Geotêxtil	Geotêxtil dobrado
Sabermahani <i>et al.</i> (2009)	Muro	100	Sinusoidal sísmica	Areia	Geotêxtil	Geotêxtil dobrado
Munoz <i>et al.</i> (2012)	Muro portante	51	Sinusoidal sísmica	Areia	Geotêxtil	Concreto
Zheng <i>et al.</i> (2018)	Muro portante	2,85	Sinusoidal sísmica	Areia	Geogrelha	Blocos de concreto

Autor	Tipo de estrutura	Modelo H (cm)	Tipo de solicitação	Solo	Reforço	Face
Xu <i>et al.</i> . (2020)	GRS-IBS	120	Sinusoidal sísmica	Areia	Geogrelha	Blocos de concreto

Estes estudos mostraram que a configuração da face tem grande influência sobre o comportamento sísmico da estrutura. Sakaguchi (1996) realizou ensaios de mesa vibratória em estruturas com face flexível constituídas de solo envelopado com geossintético e estruturas com face rígida com blocos. Foram simulados sismos de 4 Hz com acelerações variáveis até chegar em 0,72 g. Esses estudos concluíram que as estruturas com face flexível sofrem deslocamentos horizontais maiores que as estruturas com face rígida. Também mostraram haver uma vantagem de estabilidade sob cargas sísmicas de estruturas GRS quando comparadas com estruturas tradicionais (muros de gravidade, muros cantilever, etc.). Murata *et al.*. (1994) construíram estruturas com face de gabiões e concreto, carregadas com cargas sísmicas com frequência máxima de 3,4 Hz e aceleração de até 0,5g. Ficou evidenciado que as tensões de tração no reforço aumentam na medida que aumenta o sismo e que as máximas tensões ocorrem perto da face. Bathurst *et al.*. (1996) realizaram análises da resistência da face e do efeito da inclinação da face no desempenho sísmico de muros de solo reforçado com geossintéticos, com sismos de 5Hz. Ficou evidenciado que os muros de face vertical com blocos fixos oferecem melhor resistência. El-Emam e Bathurst (2005) ensaiaram modelos para isolar a influência da geometria e peso da face e do pé da estrutura no resultado a uma carga sísmica simulada. Foi observado que a condição de contorno do pé da estrutura e a configuração do painel frontal tinham um efeito significativo no resultado do modelo. Krishna e Latha (2007) ensaiaram um total de nove modelos de solo envelopado com variações na aceleração e frequência de movimento-base. Concluíram que, de um modo geral, as acelerações são amplificadas para alturas maiores, com baixas sobrecargas e menor número de camadas de reforço. Realizando um estudo experimental sobre o resultado sísmico de um muro portante GRS, Zheng *et al.*. (2018) observaram que as maiores tensões residuais ocorrem próximas às conexões dos blocos da face nas camadas inferiores, enquanto que nas camadas mais altas ocorre próximo ao assentamento da ponte.

Koga e Washida (1992) realizaram ensaios sísmicos em aterros reforçados com geossintéticos com modelos de mesa vibratória escala 1:7, simulando sismos de 4 Hz, com duração de 10 segundos e acelerações variáveis até atingir 0,8 g. As análises concluíram que as deformações na estrutura são inversamente proporcionais à rigidez do reforço e diretamente proporcionais à inclinação da face. Também determinaram que o recalque no topo da estrutura é proporcional ao espaçamento

vertical do reforço. Matsuo *et al.* (1998) realizaram ensaios com mesa vibratória em seis modelos de solo reforçado com geogrelhas de polipropileno com variações de altura, comprimento do reforço, tipo de face e entrada sísmica. Concluíram que os modos de vibração da estrutura dependem do tipo de face e inclinação e que reforços mais longos melhoram o desempenho sísmico da estrutura. Perez (1999) realizou ensaios em taludes reforçados submetidos a sismos com frequências entre 5 e 6 Hz, tendo observado que os modelos apresentam uma superfície de ruptura bilinear e que a forma dessa superfície depende do comprimento e a resistência dos reforços. Lo Grasso *et al.* (2006) realizaram ensaios com frequência de até 7 Hz, tendo concluído que as maiores acelerações estão no topo da estrutura, que os reforços suportam eficientemente as cargas impostas e que a inclusão de reforços verticais melhora o desempenho sísmico. Sabermahani *et al.* (2009) submeteram 29 modelos com 1 m de altura a movimentos harmônicos sinusoidais nas frequências de 2, 5, 8 e 10 Hz, para estudar os efeitos de densidade do solo, tipo de reforço, comprimento, rigidez e espaçamento vertical do reforço. Observaram que a rigidez do reforço é um parâmetro-chave que domina o resultado sísmico e o modo de deformação dos muros GRS e não a resistência à tração final do reforço.

Também foi constatado que a natureza do terremoto é uma das considerações fundamentais na implementação de estruturas de solo reforçadas com geossintéticos. Sugimoto *et al.* (1994) submeteram estruturas GRS a sismos com frequências entre 5 e 40 Hz, chegando em acelerações de 0,6 g. Observaram que a tensão no reforço era diretamente proporcional a aceleração imposta no sismo e as maiores acelerações eram geradas no topo da estrutura. Munoz *et al.* (2012) realizaram ensaios dinâmicos em diferentes tipos de estruturas de ponte: (1) ponte convencional; (2) uma ponte com muro de contenção GRS RW (*Retaining Wall*); (3) uma ponte integrada; (4) uma ponte integral GRS; (5) uma ponte integral GRS com uma zona de solo misto de cimento de forma retangular prismática ou trapezoidal imediatamente atrás da face. Concluíram que a estabilidade da ponte submetida a excitações dinâmicas, aumenta com: (1) o aumento na frequência natural inicial através de um aumento na rigidez inicial; (2) uma diminuição na taxa decrescente de rigidez durante o carregamento cíclico (isto é, um aumento na ductilidade dinâmica); (4) um aumento na capacidade de dissipação de energia de amortecimento próximo e em ruptura; (5) um aumento na força dinâmica da estrutura.

Xu *et al.* (2020) realizaram ensaios de mesa vibratória em uma estrutura GRS-IBS (Figura 10. Teste de mesa vibratória em estrutura GRS-IBS (Xu *et al.*, 2020), sob carregamento do sismo Kobe e frequências de até 50 Hz, para verificar os efeitos de diferentes combinações de rigidez do reforço e espaçamento no desempenho sísmico do GRS-IBS. Os resultados dos ensaios

mostraram que a redução do espaçamento do reforço foi mais efetiva para minimizar o efeito sísmico no GRS do que com o aumento da rigidez do reforço. As forças de inércia sísmica laterais atuaram no topo da estrutura interagindo entre si através da viga da ponte, o que levou a amplitudes de aceleração máximas nos locais próximos à viga da ponte. De um modo geral, a estrutura GRS-IBS não apresentou falhas estruturais evidentes e deslocamentos significativos durante e após o sismo. A vibração na direção longitudinal da viga da ponte aumentou as tensões verticais na zona de solo reforçado.

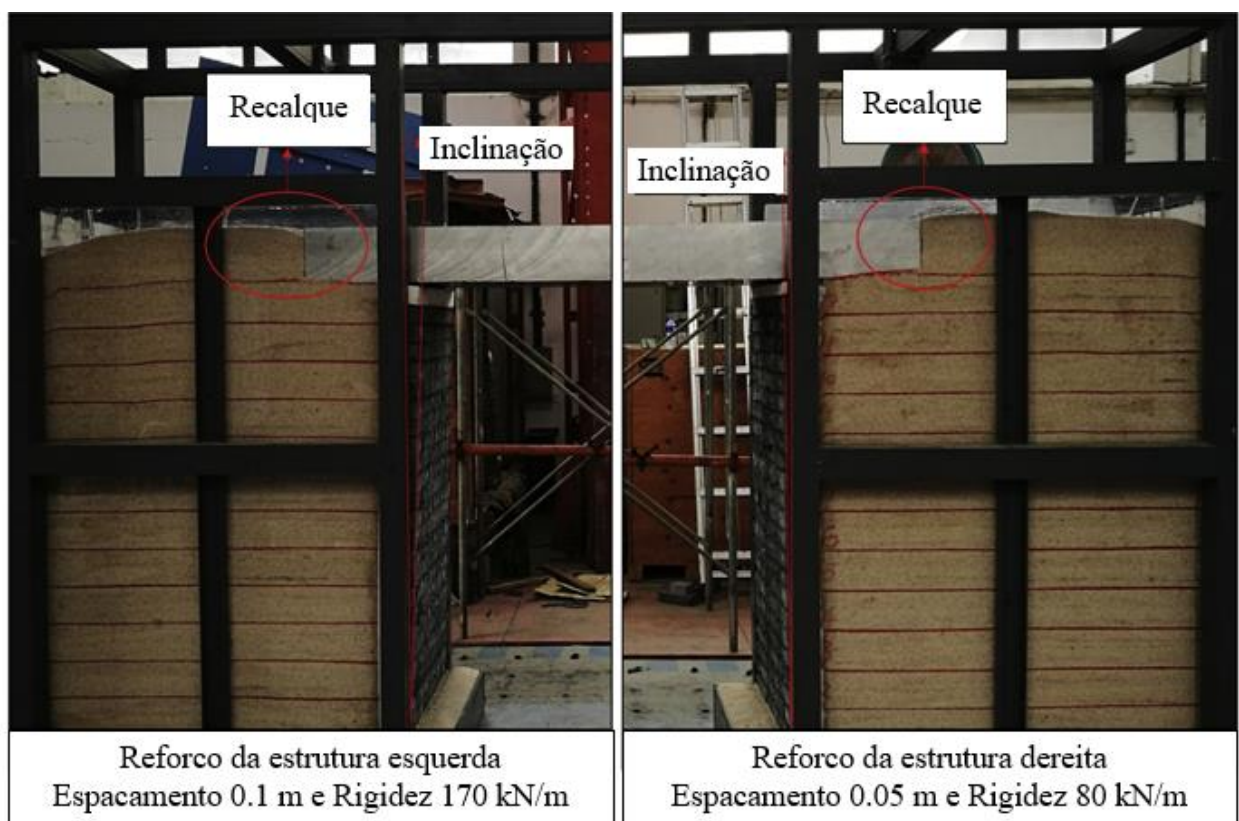


Figura 10. Teste de mesa vibratória em estrutura GRS-IBS (Xu *et al.*, 2020).

2.3.2 Modelos de centrífuga geotécnica

Em ensaios utilizando uma centrífuga geotécnica, um modelo reduzido, na escala $1:N$ em relação ao protótipo (escala real), é posicionado a uma distância r do centro da centrífuga (Figura 11). A centrífuga ao ser rotacionada irá gerar uma aceleração centrípeta horizontal no modelo, simulando uma aceleração de gravidade que é proporcional à rotação do braço da

centrífuga. É selecionada então uma rotação tal que a aceleração horizontal seja igual à aceleração da gravidade. Em princípio, as condições de tensão e deformação em qualquer ponto do modelo devem ser idênticas àquelas no ponto correspondente no protótipo. O comportamento geral (por exemplo, deformações, mecanismos de falha etc.) também deve ser idêntico. Os ensaios centrífugos centrífuga são restritos a modelos menores do que os modelos de tamanho moderado ensaiados em mesas sísmicas. Como o campo gravitacional aumenta com a distância radial, nas centrífugas de pequeno porte, a aceleração gravitacional na parte superior do modelo é menor do que na parte inferior do modelo (Kramer, 1996)

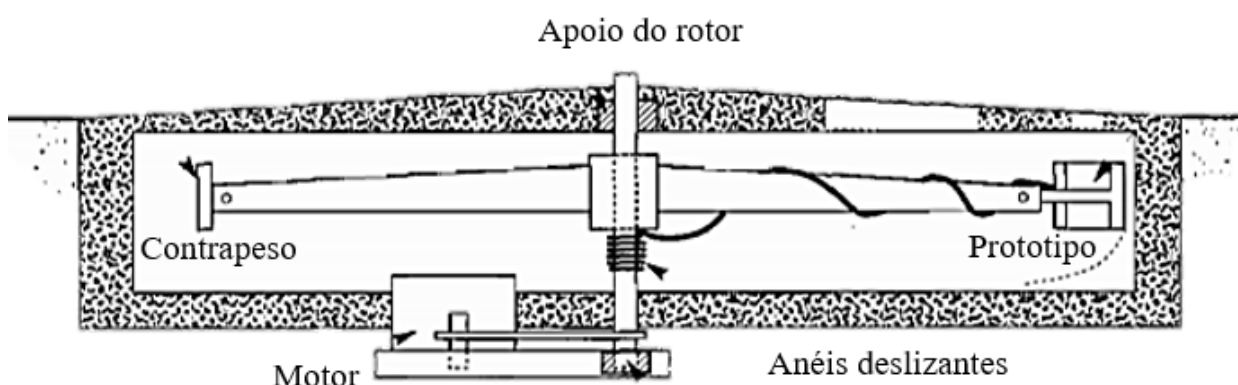


Figura 11. Esquema de centrífuga geotécnica (O'Reilly, 1991)

Os fatores de escala mostram como os eventos dinâmicos são acelerados na centrífuga. Por exemplo, as tensões e deformações em uma barragem de terra com protótipo de 30 m de altura podem ser modeladas com um modelo de centrífuga de 0,3 m de altura com uma aceleração de 100g. Um movimento harmônico 1 Hz de base com duração de 10 segundos na escala do protótipo seria modelado por um movimento de 100 Hz com duração de 0,1 s no modelo (Kramer, 1996). Na Tabela 3, apresenta-se um resumo de diferentes pesquisas realizadas com centrífuga geotécnica sísmica em estruturas de solo reforçado com geossintéticos, incluindo aspectos como tipo de estrutura, tipo de solo, tipo de reforço, tipo de face, entre outros.

Tabela 3. Ensaio em centrífuga sísmica de modelos de estruturas de solo reforçadas com geossintéticos. Adaptado de Vieira (2008).

Autores	Tipo de estrutura	Modelo H (cm)	Tipo de solicitação	Solo	Reforço	Face
Sakaguchi, (1996)	Muro	15	Sinusoidal	Areia	Geotêxtil	Blocos peso reduzido

Autores	Tipo de estrutura	Modelo H (cm)	Tipo de solicitação	Solo	Reforço	Face
Nova-Roessig e Sitar (1999)	Talude	15 e 38	Sinusoidal	Areia	Geotêxtil	Têxtil dobrado
Izawa <i>et al.</i> (2002)	Muro	15	Sinusoidal	Areia	Geogrelha	placas de alumínio
Izawa e Kuwano, (2006)	Muro	15	Sinusoidal sísmica	Areia	Geogrelha	Placas de alumínio

Sakaguchi (1996) realizou ensaios de solos reforçados com geossintéticos em centrífuga sísmica com aceleração de 30g, e constatou que os valores de deformação e tensão eram similares aos valores encontrados em estruturas simuladas com mesa sísmica. Nova-Roessig e Sitar (1999) ensaiaram 12 modelos de taludes reforçados com geossintéticos com centrífuga sísmica. Constataram que as teorias de blocos deslizantes de Newmark é demasiadamente conservadora no cálculo da aceleração crítica da estrutura e que as maiores deformações da face ocorrem no ponto médio da altura da estrutura. Izawa *et al.* (2002) avaliaram o efeito das propriedades da geogrelha no desempenho sísmico da estrutura com modelos de centrífuga submetidos a acelerações de 50g. Eles concluíram que as deformações na estrutura diminuem quando a rigidez do reforço aumenta e que a aceleração na estrutura aumenta com a altura da mesma. Izawa e Kuwano (2006) também ensaiaram modelos em centrífuga sísmica, considerando diferentes solicitações sinusoidais, com o objetivo de avaliar o efeito do tipo de solicitação imposta nos modelos. Os modelos foram solicitados por acelerações do tipo sinusoidal e por registos sísmicos (sismos reais). No entanto, a amplitude da aceleração obtida na estrutura por causa dos registos sísmicos foi inferior à amplitude dos registos sinusoidais. Os autores concluíram que as deformações resultantes dos dois tipos de solicitação não são muito distintas (Vieira, 2008).

2.3.3 Modelos em escala real

Os modelos em escala real permitem obter uma perspectiva realista e direta do desempenho de estruturas de solo reforçadas com geossintéticos. Embora sua execução resulte mais cara que os modelos reduzidos, os modelos em escala real fornecem informações completas do comportamento de estruturas de solo. Na Tabela 4 é apresentado um resumo de diferentes pesquisas realizadas com estruturas de solo reforçado com geossintéticos em centrífuga geotécnica sísmica, considerando diferentes aspectos, tais como, tipo de estrutura, tipo de solo, tipo de reforço, tipo de face, entre outros.

Tabela 4. Ensaios em escala real de modelos de estruturas de solo reforçadas com geossintéticos.

Autores	Tipo de estrutura	Modelo H (m)	Tipo de solicitação	Solo	Reforço	Face
Burke (2004)	Muro	2,8	Sísmica	Areia	Geotêxtil	Blocos de concreto
Ling <i>et al.</i> (2005)	Muro	2,8	Sísmica	Areia	Geogrelha	Blocos de concreto
Helwany <i>et al.</i> (2017)	Muro portante	3	Sísmica	Areia	Geotêxtil	Blocos de concreto

Burke (2004) construiu três muros reforçados com geossintéticos em escala real, e comparou os resultados de análises físicas e numéricas nas estruturas. Mostrou que análises realizadas com o método dos elementos finitos foram capazes de simular o comportamento dinâmico do muro. Ling *et al.* (2005), deram continuidade às análises desses três muros, considerando sismos de acelerações de 0,4 g e 0,86 g e uma variação do comprimento do reforço. Concluíram que o máximo deslocamento acontece no topo do muro e que o desempenho do muro pode melhorar com o aumento do comprimento do reforço na parte superior e com a diminuição do espaçamento vertical.

Utilizando uma mesa sísmica, Helwany *et al.* (2017) realizaram ensaios com uma estrutura portante GRS em escala real, aplicando cargas típicas da uma ponte. O modelo de muro portante, que foi projetado com o protocolo de projeto NCHRP 556, considerou apenas cargas estáticas. Esse muro foi capaz de suportar as cargas verticais e horizontais impostas, durante a aplicação de acelerações no solo de 0,15 g a 1,5 Hz, não sofrendo nenhuma falha estrutural ou movimento significativo. O modelo também suportou as cargas da ponte, enquanto estava sujeito a acelerações no solo de até 1,0 g a 3 Hz. Os autores concluíram que, quando construído adequadamente, a estrutura GRS é uma das melhores soluções para a transferência de cargas da ponte durante um terremoto.

2.4 Modelos numéricos de estruturas de solo reforçado com geossintéticos sob efeito sísmico

Modelagens numéricas são muito mais rigorosas para análise da capacidade resistente de uma estrutura, quando comparadas com a abordagem analítica convencional de equilíbrio limite, pois é possível satisfazer as condições de equilíbrio de forças, condições de compatibilidade de deformações e considerar as leis constitutivas dos materiais. De modo geral, Bathurst e Hatami (1998) e Vieira *et al.* (2006) analisaram as influências das condições de contorno e registros de aceleração de base no resultado sísmica em estruturas GRS. Os efeitos dos parâmetros de projeto na frequência natural da estrutura GRS foram investigados por Hatami e Bathurst, 2000. Muros GRS com geometria complexa, assim como muros portantes sob cargas sísmicas, foram analisadas numericamente por Guler e Bakalci (2004) e Fakharian e Attar (2007). Outros parâmetros de projeto sísmico, como propriedades do solo e disposição do reforço foram considerados por Ling *et al.* (2005). Modelagem numérica realizada por Rowe e Ho (1998) sugeriram que a rigidez à tração do reforço tem efeito significativo na deformação das paredes de GRS (Lee *et al.*, 2010).

Modelagens numéricas são mais econômicas e de realização mais rápida, quando comparado com modelagens físicas. Entretanto, nas modelagens numéricas são consideradas algumas idealizações que não são necessárias nas modelagens físicas (Lee *et al.*, 2010). Na

Tabela 5 é apresentado um resumo de diferentes pesquisas realizadas com modelagem numérica abordando o comportamento sísmico de estruturas de solo reforçado com geossintéticos, incluindo aspectos, tais como tipo de estrutura, modelo constitutivo do solo, modelo constitutivo do reforço, entre outros.

Os estudos mencionados na

Tabela 5 mostraram a conveniência do uso de modelos numéricos para simular o comportamento sísmico de estruturas de solo reforçado com geossintéticos.

Tabela 5. Modelos numéricos de estruturas de solo reforçadas com geossintéticos (Adaptado de Lee *et al.*, 2010))

Autor	Software	Modelo do solo	Modelo do reforço	Tipo de face	Entrada sísmica
El-Emam <i>et al.</i> (2001)	FLAC	Mohr Coulomb elasto plástico	Linear elástico	Face totalmente rígida	Sinusoidal (5Hz)
Helwany <i>et al.</i> (2001)	DYNA 3D	Ramberg Osgood	Linear elástico	Blocos de concreto	Sinusoidal (3Hz)
Burke (2004)	DIANA SWANDYNE II	Pastor Zienkiewicz iii	Bounding surface	Blocos modulares	Sismo Kobe
Ling <i>et al.</i> (2004)	DIANA SWANDYNE II	Generalized plasticity soil	Bounding surface	Panéis	Sinusoidal (2Hz)
Fakharian e Attar (2007)	FLAC	FISH FLAC hysteretic nonlinear Masing rule	Elasto-perfectly plastic model	Face totalmente rígida	Sinusoidal
Safadoust and Moradi (2008)	PLAXIS	Mohr Coulomb Duncan-Chang hyperbolic	Linear elástico	Panéis	Sismo Northridge
Lee <i>et al.</i> (2010)	LS- DYNA	Cap model	Plastic Kinematic model	Blocos de concreto	Sismo Kobe
Krishna e Latha (2012)	DIANA SWANDYNE II	Generalized plasticity soil model	1D bounding surface	Face envelopada	Sinusoidal (3Hz)
Lee e Chang (2012)	LS- DYNA	Sísmico Cap model	Plastic kinematic model	Blocos de concreto	20 sismos
Bhattacharjee e Krishna (2015)	FLAC 3D	Mohr-Coulomb, Modelo Hiperbólico	Linear Elástico	Face totalmente rígida	Sinusoidal (3Hz)
Zheng e Shing (2015)	FLAC	Mohr Coulomb Duncan-Chang hyperbolic	Elasto-perfectly plastic model	Blocos de concreto	Sinusoidal
Ghaderi (2016)	LS-DYNA.	Kinematic Hardening Cap	Plastic kinematic model	Blocos de concreto	Sinusoidal
Fakharian e Kashkooli (2018)	FLAC	Mohr Coulomb Duncan-Chang hyperbolic	Elasto-perfectly plastic model	Face envelopada	Sinusoidal (4Hz)
Capilleri <i>et al.</i> (2019)	PLAXIS 8,2	Mohr-Coulomb elasto-perfectly-plastic	Elasto-perfectly	Panéis	Sinusoidal (4Hz)

Autor	Software	Modelo do solo	Modelo do reforço	Tipo de face	Entrada sísmica
			plastic model		
Xu <i>et al.</i> (2021)	DBLEAVES	Cyclic mobility model	Linear elastico	Blocos	Sismo Kobe (0.4g, 0.6g, 0.8g, 1.0g)
Kamalzadeh e Pender (2023)	OPENSEES	Manzari and Dafalias model	Elastoplastic	Blocos	Sismos Iwate 2008, Manjil 1990, and ChiChi 1999 (0.075g, 0.15g)

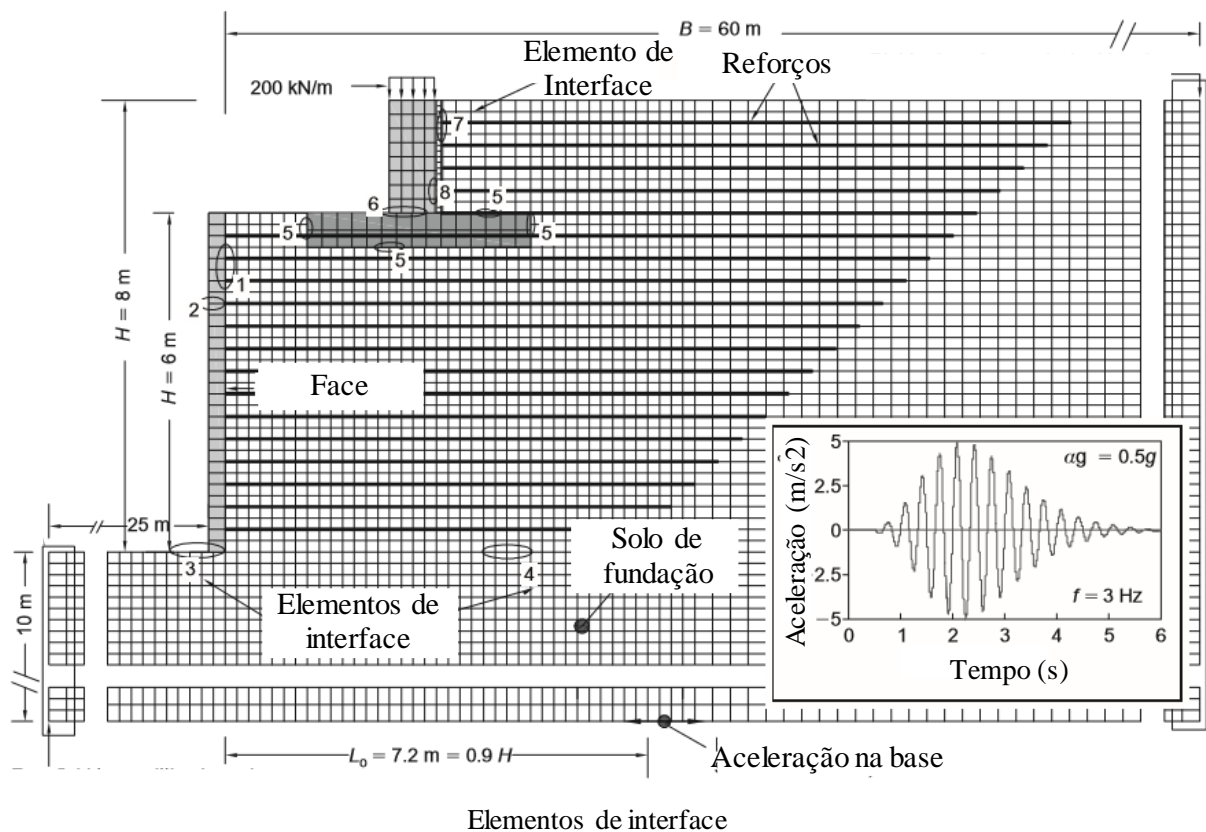
Nesses estudos foram observadas a concordância com protótipos analisados, a importância na separação do reforço, a correta escolha do modelo constitutivo dos materiais e o software, a configuração dos componentes do muro por exemplo a face e tipo de solo, a importância da retroalimentação de modelos numéricos em normativas de projeto, entre outras observações.

Bathurst e Hatami (1998) realizaram análises paramétricas sísmicas de um muro de solo reforçado com geossintéticos, com 6 m de altura, sob a ação do sismo El Centro. Esse muro foi construído com duas condições de fundação diferentes. Para o reforço, foram considerados diferentes valores de rigidez e dois comprimentos diferentes. O material do aterro foi considerado elasto plástico, com critério de ruptura de Mohr Coulomb, com ângulo de atrito de 35° e dilatância de 6° e peso específico de 20 kN/m³. O reforço de geogrelha foi modelado como um material elástico, com rigidez variando de 500 até 69,000 kN/m. Na carga sísmica foram introduzidos movimentos harmônicos de 3 Hz (perto da frequência natural da estrutura), com acelerações máximas de 0.2 g e duração de 6 segundos. A razão de amortecimento da estrutura foi considerada como 5%, 10% e 20%.

Helwany *et al.* (2001) utilizaram o software DYNA3D para analisar um muro de contenção de solo reforçado com geossintéticos, com 6 m de altura, utilizando o modelo Ramberg-Osgood para simular o comportamento histerético não linear do aterro. O muro foi submetido ao sismo El Centro, com aceleração máxima de 0.35g e 30 segundos de duração. O muro foi construído com uma areia, com ângulo de atrito de 41°, e como reforço um geotêxtil com 52 kN/m de rigidez. Foram simuladas duas condições de face de blocos, uma com pinos o e outra sem. Ambas as análises indicaram que o deslocamento permanente da face foi de aproximadamente 0,35% da altura do muro. Os deslocamentos de face, as pequenas forças de conexão e as

pequenas deformações axiais do reforço, induzidos pelo terremoto, sugerem que o muro de contenção segmentar não sofreu nenhum problema significativo durante a simulação do sismo *El Centro*.

Fakharian e Attar (2007) realizaram a modelagem numérica do muro portante de solo reforçado com geogrelha e face em blocos, da ponte *Founders / Meadow* (Denver, Estados Unidos) (Figura 12). Na modelagem com o *software* FLAC, o muro foi submetido a cargas induzidas por construção e cargas sísmicas. A estrutura tinha uma altura de 7.8 m, reforçada com geogrelha com rigidez de 2000 kN/m. Para o solo de aterro foi adotado o modelo *Nonlinear hysteretic stress-strain*. A estrutura foi carregada com o movimento harmônico utilizado por Bathurst e Hatami (1998), aceleração máxima de 0.5g, frequência de 3 Hz e duração de 6 segundos. Como resultado, observaram que o deslocamento horizontal acumulado da estrutura é cerca de 10 vezes maior do que o deslocamento vertical no final da excitação da base. As comparações entre os resultados obtidos a partir dos modelos numéricos com os resultados de modelos físicos mostraram boa concordância para deslocamentos verticais e horizontais, forças de reforço e pressões verticais/horizontais do solo, mostrando a viabilidade da utilização de modelos numéricos 2D para analisar desempenho sísmico de muros portantes de solo reforçado com geossintéticos.



1. Face/solo
2. Bloco/bloco
3. Face/solo de fundação
4. Solo reforçado/solo de fundação
5. Fundação da ponte/solo
6. Pilar/ Fundação da ponte
7. Poliestireno/solo
8. Pilar/poliestireno

Figura 12. Esquema do modelo numérico de muro portante de solo reforçado com geossintético. (Adaptado de Fakharian e Attar, 2007)

Gadheri *et al.* (2017) elaboraram uma análise numérica paramétrica tridimensional do experimento sísmico do muro portante GRS, que havia sido testado em mesa vibratória pelos mesmos autores. A análise numérica foi realizada utilizando o *software* LS-DYNA. O solo do aterro foi simulado usando o modelo *geological cap* com endurecimento cinemático não-linear. O reforço de geotêxtil tecido de polipropileno com rigidez de 70 kN/m, foi representado por um modelo elástico-plástico com endurecimento cinemático. Os blocos de revestimento de concreto foram simulados usando um modelo elástico linear. Na análise paramétrica foram variados o ângulo de atrito do solo (34°, 37° e 40°), carga sísmica (Kobe 0.694g e Northridge 0.828g), alturas do muro (3m, 4m e 5m) e espaçamento do reforço (20 cm, 40cm e 60 cm). A análise paramétrica realizada indicou que, o aumento da altura da estrutura, a diminuição do o ângulo de atrito do aterro e o aumento do espaçamento dos reforços, afetam significativamente a estrutura durante o carregamento sísmico. Também indicou que os muros portantes GRS podem resistir a grandes sismos sem exercer tensões excessivas sobre a superestrutura da ponte.

Lee e Chang (2012) realizaram análises paramétricas em muros GRS modelados numericamente por meio de um modelo preditivo, considerando os desempenhos sísmicos avaliados incluem deslocamento horizontal máximo, recalque máximo no topo do muro e tensão máxima no reforço. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 6.

Tabela 6. Resposta sísmica no incremento de parâmetros de projeto de estruturas GRS. Adaptado de Lee e Chang (2012).

Incremento no parâmetro de projeto	Resposta sísmica		
	Deslocamento máximo horizontal da face	Máximo recalque no topo	Tensão máxima no reforço
Altura do muro	Aumenta	Aumenta	Aumenta
Declividade do muro	Diminui	Diminui	Diminui
Atrito drenado do solo	Diminui	Diminui	Diminui
Espaçamento vertical dos reforços	Aumenta	Aumenta	Aumenta
Tensão no reforço com 5% de deformação	Diminui	Diminui	Aumenta
Aceleração vertical de pico	Aumenta	Aumenta	Aumenta

Vieira (2017) fez uma revisão dos trabalhos de modelagem numérica com estruturas de solo reforçadas com geossintéticos ressaltando algumas conclusões:

- um simples modelo elástoplástico de solo pode ser suficiente para prever o desempenho sísmico dos muros GRS, desde que as propriedades do solo de aterro sejam bem aferidos;
- um valor constante de rigidez no reforço resulta uma suposição razoável para modelagem numérica do geossintético. As propriedades do material em isolamento são adequadas para modelar o reforço, mas a suposição de uma ligação perfeita entre o reforço e o solo pode contribuir para diferenças entre as cargas previstas e medidas;
- as teorias atuais de empuxo ativo de terra aplicadas aos muros de solo reforçado superestimam significativamente as forças horizontais de reforço;
- a magnitude e distribuição das cargas de conexão de reforço durante a carga estática e dinâmica são influenciadas pela imposição de um pé na base da face;
- o deslocamento horizontal da face e o recalque do aterro aumentam com a diminuição da rigidez global do muro;

- o solo de aterro com maior ângulo de atrito (um aterro mais denso) mostra um melhor desempenho sísmico;
- o efeito dos parâmetros de interface solo- reforço do solo é mais proeminente do que o efeito da rigidez de reforço no desempenho sísmico dos muros de solo reforçado com geossintéticos com face envelopada.

Por fim, Xu *et al.* (2021) realizaram uma modelagem numérica, com o método dos elementos finitos, para simular o resultado sísmica do GRS-IBS criado para o estudo experimental realizado por Xu *et al.* (2020) e descrito no item 2.3.1. Neste estudo, tanto os resultados experimentais quanto numéricos mostraram que o menor espaçamento do reforço levou a deslocamentos laterais de face e forças de tração menores.

Assim sendo, a aplicabilidade e precisão do método dos elementos finitos para modelagem de GRS-IBS foram verificadas conforme resultados experimentais em registros de aceleração, deslocamentos de face lateral, e forças de tração da geogrelha. O resultado dinâmica modelo foi comparada para os estribos ou muros portantes esquerdo e direito, verificou-se que menor espaçamento vertical do reforço gera à redução da deformação de face lateral e das forças de tração em reforço, o que poderia ajudar a melhorar o desempenho sísmico da estrutura GRS-IBS. Este estudo será analisado com mais detalhe nos próximos capítulos desta dissertação.

Além disso, descobriu-se que um aumento na frequência das ondas sísmicas e no comprimento da laje (vão) da ponte induziriam o aumento do resultado de aceleração, deslocamento de face lateral, e força de tração no reforço. A Figura 13 mostra o modelo adotado no estudo de Xu *et al.* (2021).

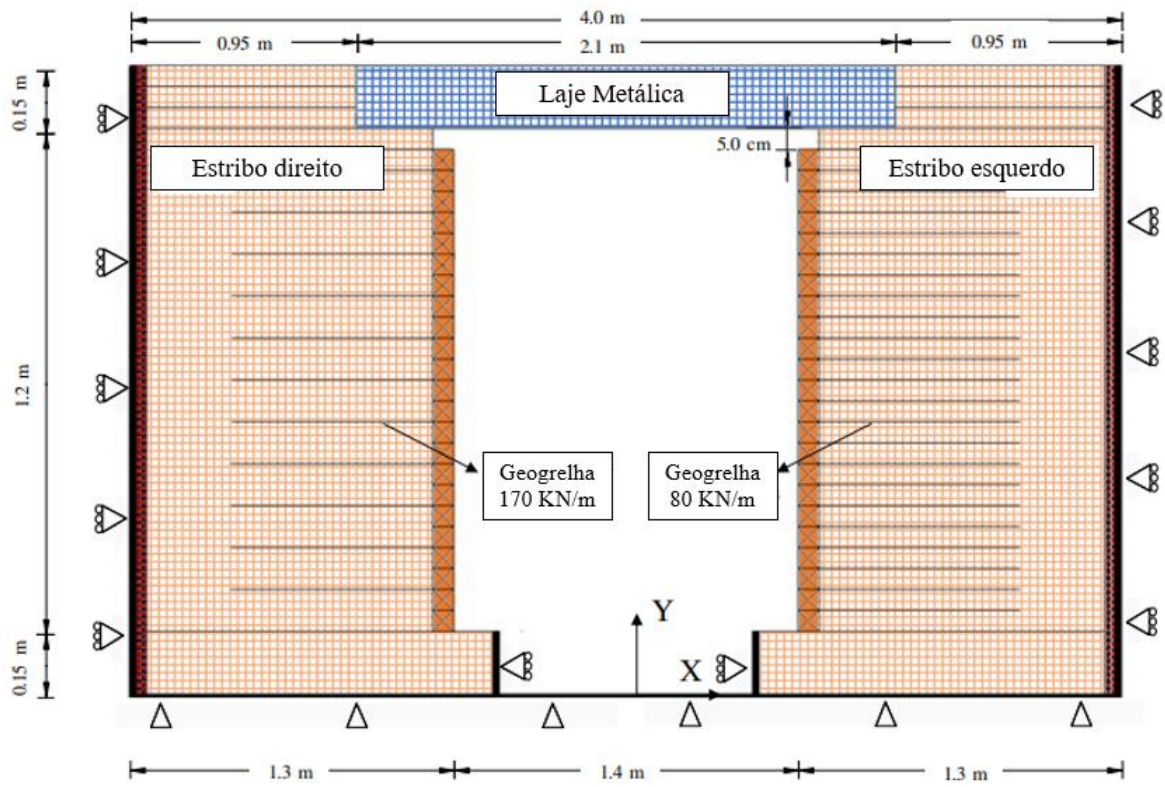


Figura 13. Modelo numérico GRS-IBS. (Adaptado de Xu *et al.*, 2021)

3 ANÁLISE ESTÁTICA: MODELAGEM E VALIDAÇÃO NUMÉRICA DO GMSE

Neste capítulo é apresentado o modelo físico de um muro de solo estabilizado mecanicamente com geossintéticos (GMSE), bastante referenciado na literatura. Também é apresentada a sua modelagem numérica, na qual são realizadas análises tensão-deformação com o *software RS2* da Rocscience® para verificar a validação da modelagem numérica em condição estática. No presente tópico é apresentado o processo de modelagem numérica desde a validação das respostas de ensaios de compressão triaxial executados no solo de aterro até a modelagem e validação do muro de referência. Nesta fase são analisados diferentes modelos constitutivos de solo para compreender seus efeitos nos resultados.

3.1 Modelo Físico de Referência

O modelo físico adotado faz parte do estudo de muros em escala real desenvolvidos por *The Royal Military College of Canada (RMC)*. O muro adotado é aquele designado por Muro 1, cuja seção transversal é mostrada na Figura 14. O muro tem uma altura de 3,6 m e um comprimento de base de 5,95 m. Os reforços utilizados foram geogrelhas biaxiais, com espaçamento vertical de 0,6 m. A face, que tem uma inclinação de 82°, foi construído com blocos de concreto com 0,15 m de altura, encaixados de forma a gerar uma face rígida. Os blocos foram selecionados a partir de uma ampla gama de tipos comercialmente disponíveis, para facilitar a construção (Hatami e Bathurst, 2005).

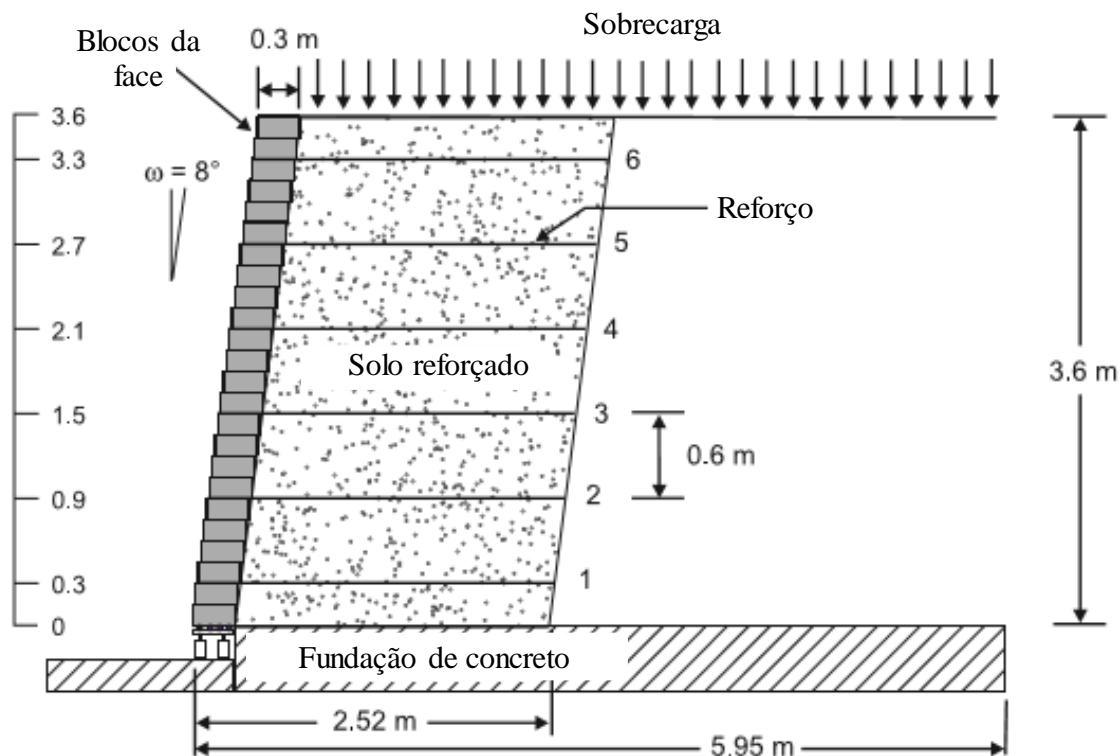


Figura 14. Modelo físico de estrutura de solo reforçado com geossintético GMSE (Adaptado de Bathurst *et al.*, 2006)

A instrumentação foi utilizada para avaliar o desempenho da estrutura durante as etapas construção e sobrecarga. Foram utilizadas placas de recalque vertical, anéis e células de carga, células de pressão e extensômetros (Bathurst *et al.*, 2006). As cargas horizontais no pé foram medidas com anéis dinamométricos colocados entre uma viga de reação fixada ao piso rígido do laboratório e a estrutura. O deslocamento horizontal da face do muro foi medido com transdutores de deslocamento potenciométricos. Também foram realizadas medições manuais diariamente.

O muro foi construído em laboratório sobre uma base rígida de concreto. Deslocamentos horizontais dessa base foram impedidos por uma viga de reação externa. Tendo sido instalada uma linha de blocos, atrás desta foi compactada uma camada de areia com 150 mm de espessura (Hatami e Bathurst, 2005). A areia foi compactada, com três passadas de um compactador de placa vibratória. Como precaução para minimizar deslocamentos e tensões horizontais na face, a compactação foi realizada a partir de uma distância de 0,5 m da face (Bathurst *et al.*, 2009). Após a construção, o muro foi carregado usando um sistema de *airbags* colocados sobre toda a

superfície do solo do aterro. Para esta análise foram consideradas as sobrecargas de 40, 50, 60 e 70 kPa.

O aterro do muro foi construído com a areia denominada RMC, com grãos arredondados e classificada como SP segundo o Sistema Unificado de Classificação de Solos (USCS). De acordo com a sua granulometria, foram obtidos D_{50} igual a 0,34 mm, coeficiente de curvatura (C_c) de 2,25 e coeficiente de uniformidade (C_u) de 1,09. O teor de finos (partículas com tamanho inferior a 0,075 mm) era menor do 1%, mostrando que o solo era granular (Bathurst *et al.*, 2006). O peso específico da areia era de 16,7 kN/m³ a um teor de umidade de 3% a 5% (Bathurst *et al.*, 2006). A partir de ensaios de compressão triaxial realizados por Lee (2000), Hatami e Bathurst (2005) determinaram os parâmetros de resistência ao cisalhamento da areia RMC. Foram estimados o ângulo entre 43° e 47°, e angulo de dilatância entre 9° e 13°.

Tabela 7. Propriedades do solo de aterro no GMSE.

Propriedade	Valor
Tipo de solo	Areia
Peso específico (kN/m ³)	16,7
Ângulo de atrito (°)	43 a 47
Ângulo de dilatancia (°)	9 a 13
Coesão (kPa)	0

O reforço geossintético utilizado no muro era uma geogrelha extrudada de polipropileno (PP) de baixa resistência. Cada camada de geogrelha tinha 2,52 m de comprimento, medido a partir da frente da face. O tamanho da abertura para o reforço de PP era de 25 mm entre os membros longitudinais e 33 mm entre os membros transversais (Bathurst *et al.*, 2009). As propriedades mecânicas estão mostradas na Tabela 3.

Tabela 8. Propriedades mecânicas do reforço geossintético (Adaptado de Bathurst *et al.*, 2009)

Tipo de Reforço		Geogrelha		
Material		Polipropileno (PP)		
Processo de fabricação		Extrudada		
massa por unidade de área (g/m ²)		215		
Tamanho de abertura (mm)	MD*	25	XD**	33
Resistência à tração na deformação do 5%	MD*	8,3/9.0	XD**	12,1
Resistência à tração Última (*)	MD*	12,5/12.6	XD**	20,4
Índice de rigidez global (kN/m ²)		477		
Rigidez global (kN/m ²)		154		
Rigidez secante (kN/m)		115		

(*) MD= membros longitudinais (*Machine Direction*) (**) XD = membros transversais (*Cross Machine Direction*)

3.2 Modelagem Numérica

Utilizando o programa de elementos finitos *RS2*, foram realizadas análises em estado plano de deformação para obter as respostas do comportamento tensão-deformação do muro de solo reforçado, durante a construção e após aplicação de sobrecargas numéricas. A análise do modelo foi realizada com solução de eliminação gaussiana. Foi gerada uma malha graduada, com elementos triangulares de seis nós, com um total de 8269 nós e 3889 elementos. Na Figura 15 é mostrada a geometria do modelo, enquanto que na a Figura 17 é mostrada a malha adotada.

Como a fundação do muro no modelo físico é rígida, no modelo numérico a base do muro os deslocamentos foram restringidos nas direções vertical e horizontal. Na base da face foi imposta restrição de deslocamentos na direção vertical e na direção horizontal foi considerado um elemento de mola muito rígido (5 MN/m/m), para simular a viga de reação.

No modelo numérico, a construção do muro e subsequente aplicação de sobrecarga, foi realizada em 32 etapas. As primeiras 25 etapas correspondem à construção do muro, sendo que para cada etapa correspondeu a instalação de uma camada de solo, com espessura igual a altura de um bloco da face (150 mm). Além disso, foi aplicada uma carga de 20 kPa para simular o efeito da compactação. Nas etapas posteriores foram aplicados na superfície carregamentos crescentes de 10 kPa, até atingir o valor máximo de 70 kPa.

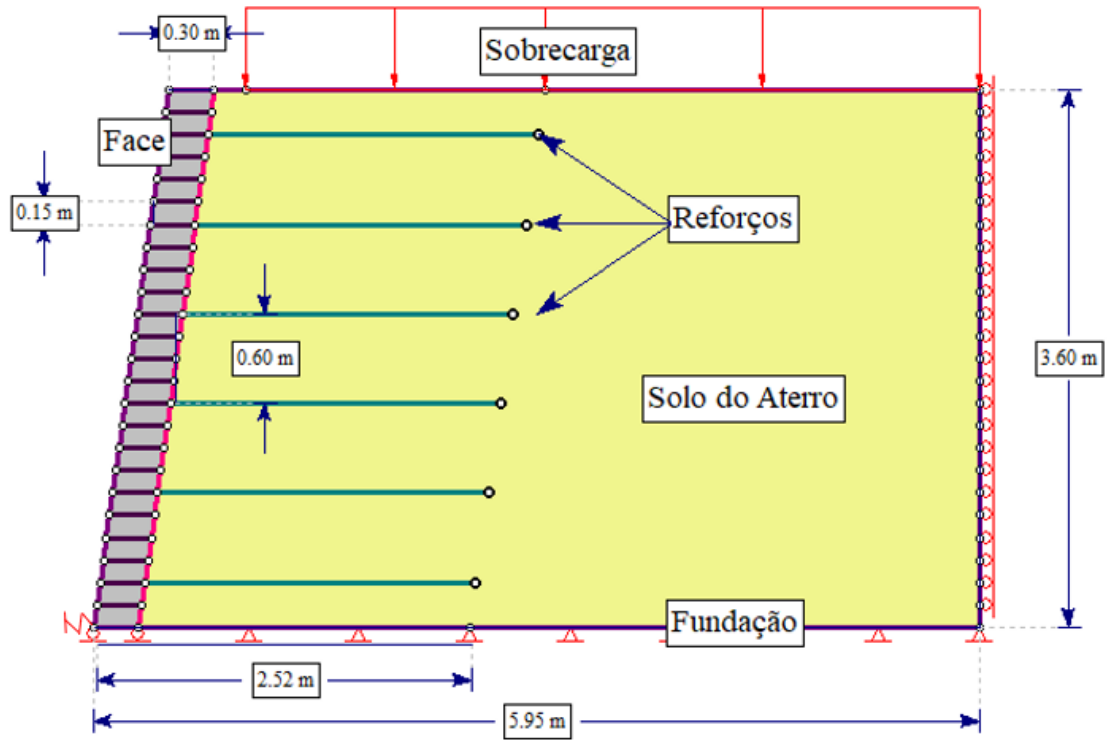


Figura 15. Geometria do modelo numérico

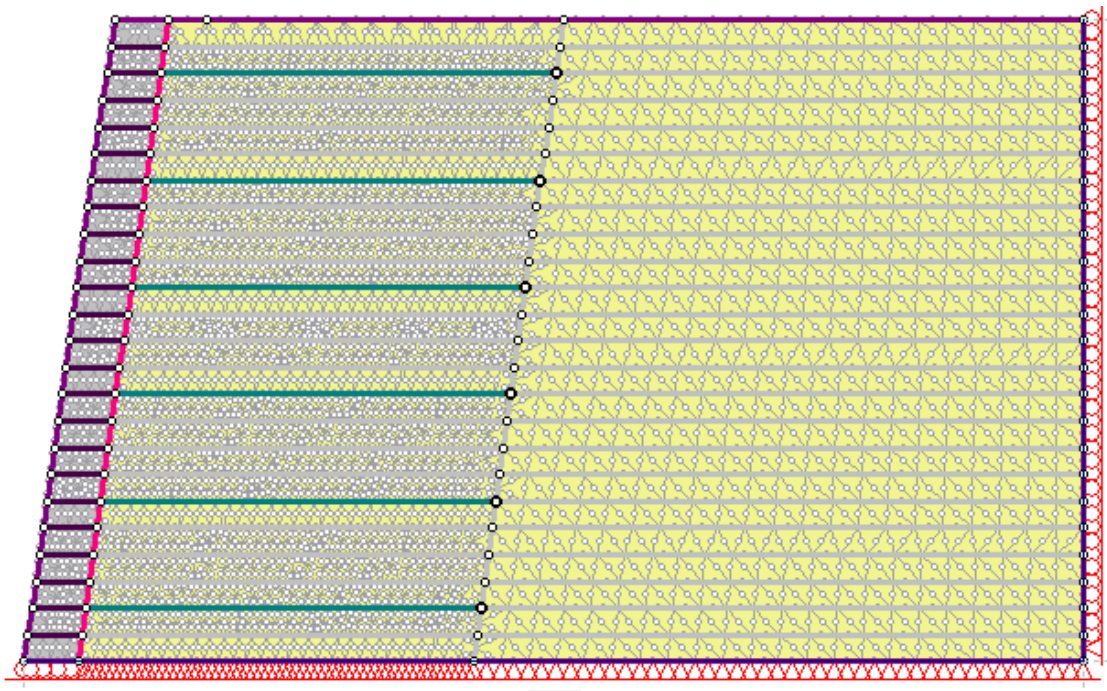


Figura 16. Malha adotada para o modelo numérico

3.2.1 Modelagem do Solo

Para realizar a validação numérica do comportamento do solo de aterro, neste caso a areia RMC anteriormente descrita, foram realizadas análises tensão-deformação utilizando vários modelos constitutivos. O intuito desta abordagem é entender a influência destes diferentes modelos nas respostas da estrutura.

Foram selecionados os seguintes modelos: (1) Elastoplástico bilinear (*Mohr Coulomb*); (2) Elástico não linear de *Duncan Chang*; (3) Hiperbólico *Hardening Soil*; e (4) Hiperbólico *Hardening Soil with Small Strain Stiffness*. Esses modelos são adequados para modelagem de areias e tem sido largamente utilizados na modelagem de muros de solo reforçado (Lade, 2005).

A validação do solo foi realizada através da modelagem de ensaios de compressão triaxial drenado executados por Lee (2000), com tensões de confinamento de 20 kPa, 30 kPa e 80 kPa. Os ensaios triaxiais foram modelados considerando a axissimetria dos corpos de prova, com altura unitária. Devido à simetria, foi modelado somente um oitavo do cilindro.

A tensão confinante aplicada no corpo de prova foi representada por cargas distribuídas. As cargas representando a tensão desviadora foram aplicadas incrementalmente em 50 estágios até atingir a ruptura. Na Figura 17 é mostrada a geometria adotada para o modelo numérico, para simular as condições do ensaio de compressão triaxial. O resultado numérica destes ensaios são apresentados e discutidos no item 3.3. A seguir são descritos os modelos considerados na análise.

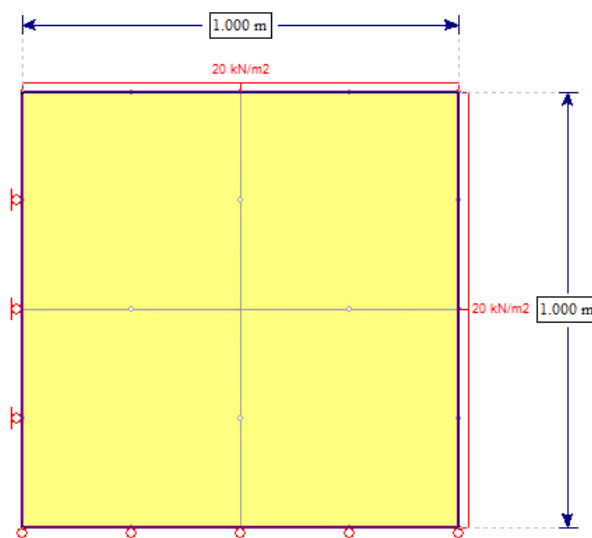


Figura 17. Modelo numérico representando ensaios de compressão triaxial

3.2.1.1 Modelo elastoplástico bilinear

O modelo elastoplástico bilinear é o mais utilizado na modelagem de solos. Este modelo que adota o critério de ruptura de *Mohr-Coulomb* considera uma relação linear entre a resistência ao cisalhamento em um determinado plano e a tensão normal atuante nesse plano (Figura 18).

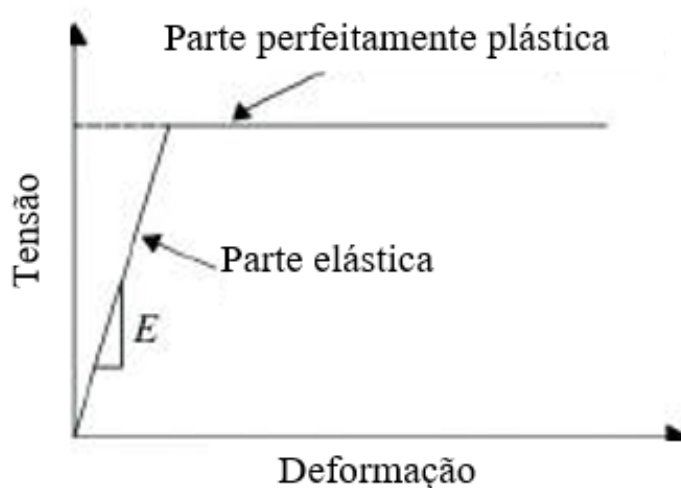


Figura 18. Relação entre tensão e deformação no modelo elastoplástico bilinear

Os parâmetros adotados para modelar a areia RMC com o modelo elastoplástico bilinear, com critério de ruptura de Mohr Coulomb, são apresentados na Tabela 9. Esses parâmetros foram determinados por Huang *et al.*, (2009).

Tabela 9. Parâmetros de elasto plástico -bilinear para areia RMC (Huang *et al.*, 2009)

Parâmetro	Valores
Modulo de Elasticidade (kPa)	60.000
Coesão (kPa)	2
Angulo de atrito (°)	44
Coefficiente de Poisson	0,25
Angulo de dilatância (°)	11

3.2.1.2 Modelo elástico não linear de Duncan-Chang

Este modelo é baseado na curva tensão-deformação em ensaios de compressão triaxial drenada que pode ser representada por uma função hiperbólica. É basicamente um modelo elástico não-linear com módulo de elasticidade variando com o valor da tensão (Figura 19).

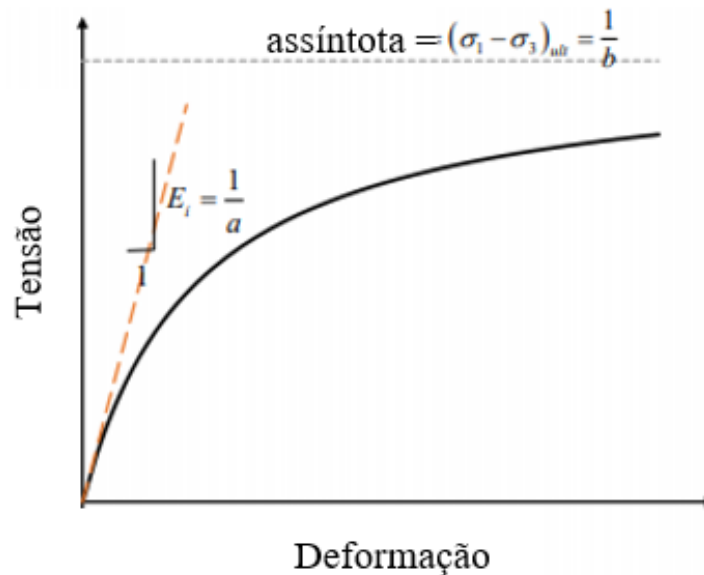


Figura 19. Curva tensão deformação do modelo Duncan-Chang (Adaptado de Rocscience, 2019).

Os parâmetros adotados para modelar a areia RMC com o modelo de *Duncan-Chang* são apresentados na Tabela 10. Os dados foram adotados do estudo realizado por Huang *et al.* (2009).

Tabela 10. Parâmetros adotados para o modelo Duncan-Chang

Parâmetro	Valores
Número de modulo K_e	800
Modulo de descarga E_u	960
Expoente do modulo volumétrico m	0,5
Razão de ruptura R_f	0,86
Coesão (kPa)	2
Angulo de atrito ($^\circ$)	44
Coefficiente de Poisson	0,25

3.2.1.3 Modelo Hiperbólico *Hardening Soil with Small Strain Stiffness*

Este modelo é uma extensão do modelo *Hardening-Soil* que considera um aumento da rigidez para pequenas deformações. Os parâmetros adotados para modelar a areia RMC com o modelo *Hardening Soil with Small Strain Stiffness* são apresentados na Tabela 10.

Tabela 11. Parâmetros adotados para o modelo *Hardening Soil with Small Strain Stiffness*

Parâmetro	Valores
Módulo de deformabilidade secante E_{50} (kPa)	56.667
Módulo de deformabilidade referente ao ensaio edométrico E_{oed} (kPa)	47220
Módulo de deformabilidade referente ao descarregamento e carregamento E_{ur} (kPa)	170000
Coefficiente de Poisson	0.25
Coesão (kPa)	2
Ângulo de atrito ($^{\circ}$)	44
Ângulo de dilatação ($^{\circ}$)	8
Expoente m	0.5
Razão de ruptura R_f	0.96
Modulo de cisalhamento G_O^{ref} (kPa)	200000
Nível de deformação 70% $\gamma_{0.7}$	0.0002
Tensão confinante de referência (kPa)	80

3.2.2 Modelagem do reforço de geossintético

A geogrelha biaxial de polipropileno adotada como reforço foi considerada como um material elástico-linear. A modelagem do reforço geossintético no programa *RS2* é efetuada através de uma interface estrutural, que é composta pelo geogrelha e a junta de interface entre o solo e o geogrelha.

Para o valor do modulo de elasticidade da geogrelha foi adotado o valor sugerido por Hatami e Bathurst (2006) e Bathurst *et al.* (2009). Para o ângulo de atrito da junta foi adotado o ângulo de atrito do solo, por se considerar uma junta perfeitamente aderida (*Fully Bonded*), enquanto

que os valores de coesão e rigidez da junta foram adotados os valores sugeridos por Damians *et al.* (2014). Adicionalmente, foi adotado o critério de ruptura de Mohr Coulomb para as juntas. Na Tabela 12 são apresentados os parâmetros adotados na modelagem do reforço.

Tabela 12. Parâmetros adotados para o reforço

Parâmetro	Valores
Modulo de Elasticidade do Geossintético (kN/m)	115
Comprimento do Reforço (m)	2,52
Resistência à Tração da Junta (kPa)	2800

3.2.3 Modelagem da face

Os blocos de face foram modelados individualmente, considerando apenas o peso próprio da pilha de blocos. Para os blocos de concretos foram adotadas as mesmas características sugeridas por Damians *et al.* (2014). A interação entre os blocos foi simulada por juntas, adotando o critério de deslizamento *Material Dependent*. Para a interação entre os blocos da face e o solo foi adotado o critério de deslizamento de *Mohr-Coulomb*, adotando-se os parâmetros sugeridos por Damians *et al.* (2014). As juntas foram modeladas como juntas de *extremidades fechadas*, ou seja, a extremidade da junta é representada por apenas um nó na malha. Assim sendo, não ocorre movimento relativo na extremidade da junta. Os parâmetros adotados para a modelagem da face estão mostrados na Tabela 13.

Tabela 13. Parâmetros adotados para a face

Parâmetro	Valores
Peso específico (kN/m ³)	22
Coefficiente de Poisson	0,15
Modulo de elasticidade (GPa)	23
Coefficiente de interação da junta bloco-bloco	1
Coefficiente de rigidez da junta bloco-bloco	0,002-0,003
Coesão de pico da junta solo-bloco (kPa)	1
Ângulo de atrito de pico da junta solo-bloco (°)	44
Rigidez normal da junta solo-bloco (kPa/m)	100000
Rigidez tangencial da junta solo-bloco (kPa/m)	1000

3.3 Validação das análises numérica do comportamento do solo

Na Figura 20 são apresentados os resultados da modelagem numérica dos ensaios triaxiais para a validação dos parâmetros da areia RMC, que são comparados com o resultado dos ensaios realizados por Lee (2000).

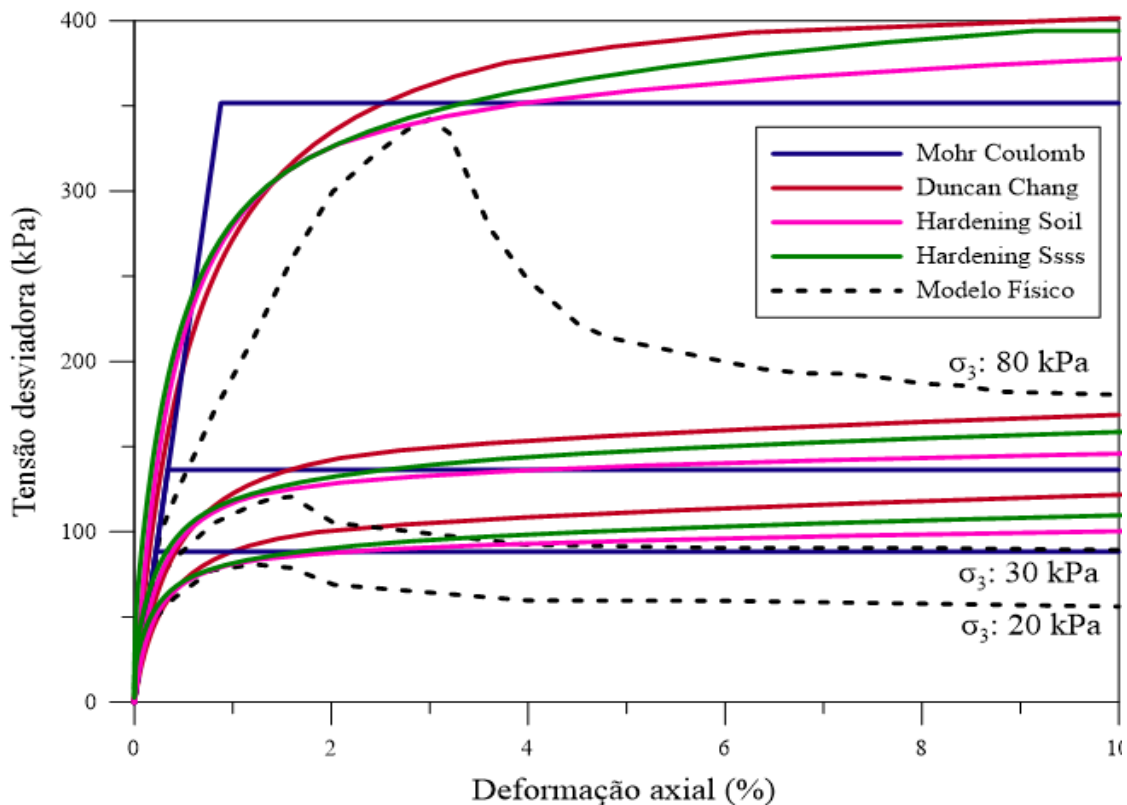


Figura 20. Curvas tensão-deformação correspondentes aos modelos numéricos dos ensaios triaxiais

Embora nenhum desses quatro modelos constitutivos represente o estado de amolecimento do solo após o pico de tensão, eles podem ser considerados adequados para simular o comportamento tensão-deformação do solo, quando os resultados são comparados com os resultados dos ensaios triaxiais realizados por Lee (2000), especialmente o registo da tensão pico. Os valores do módulo de elasticidade inicial obtidos com a modelagem numérica são mais próximos daqueles correspondentes ao ensaio físico para as tensões de confinamento de 20 kPa e 30 kPa. Pelas curvas observadas na Figura 21, pode-se observar que os quatro modelos podem representar adequadamente o comportamento do solo.

Em relação à deformação volumétrica apresentada na Figura 21, foram plotados os resultados dos modelos que tem como parâmetro o ângulo de dilatância. Do resultado observa-se que os modelos alcançaram um comportamento adequado em relação aos ensaios de compressão triaxial de referência para as tensões de confinamento de 25 kPa, 50 kPa e 100 kPa, demonstrando a pertinência dos modelos constitutivos de *Mohr Coulomb*, *Hardening Soil* e o *Hardening Soil with Small Strain Stiffness*, na simulação do comportamento de contração e dilatação do solo. Os modelos *Hardening* destacam-se por serem capazes de simular a secção curvilínea inicial da deformação volumétrica, portanto são mais convenientes na modelagem desta areia.

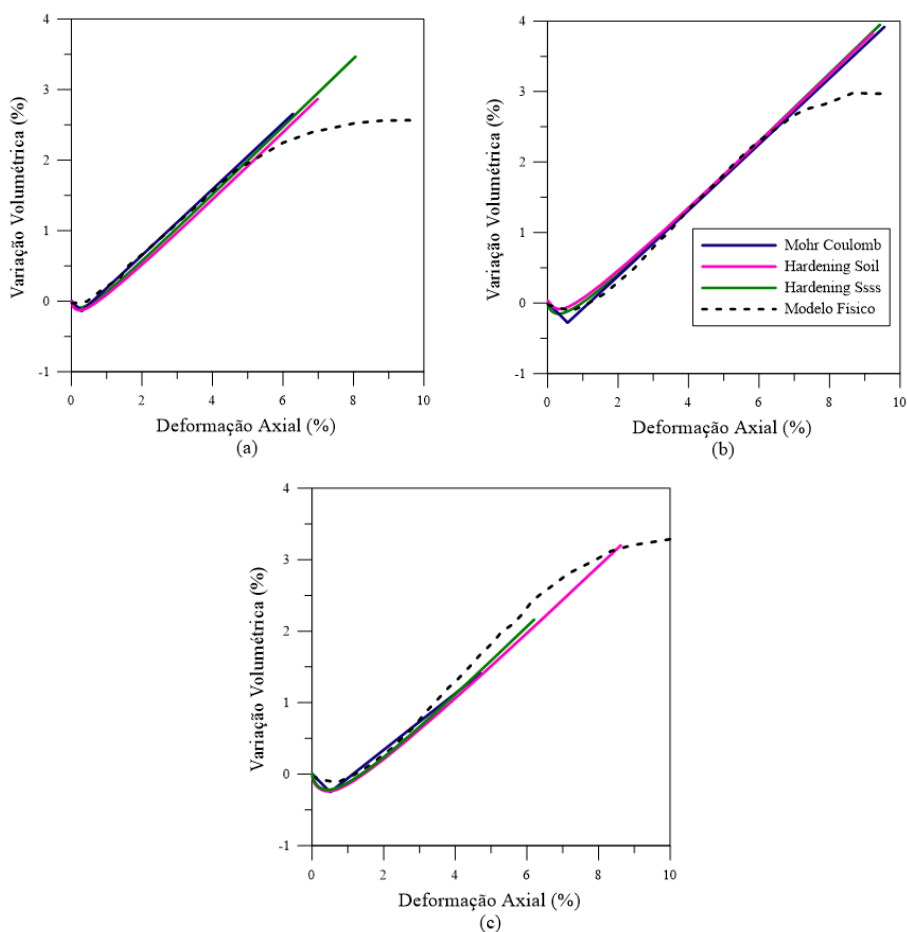


Figura 21. Curva de deformação volumétrica da areia RMC a partir de ensaios triaxiais com tensões confinantes de: (a) 25 kPa; (b) 50 kPa; (c) 100 kPa.

3.4 Validação das análises numéricas do comportamento do GMSE

3.4.1.1 Deslocamento da face

A Figura 22 mostra os valores médios dos deslocamentos horizontais medidos no modelo físico instrumentado relatado por Hatami e Bathurst (2005), bem como os valores desses deslocamentos determinados numericamente com os diferentes modelos constitutivos. Os deslocamentos mostrados nessa figura corresponde ao final da construção. Pode ser observada uma boa concordância dos deslocamentos, destacando-se aqueles correspondentes o modelo *Hardening Soil with Small Strain Stiffness*, que coincidem exatamente com os deslocamentos medidos.

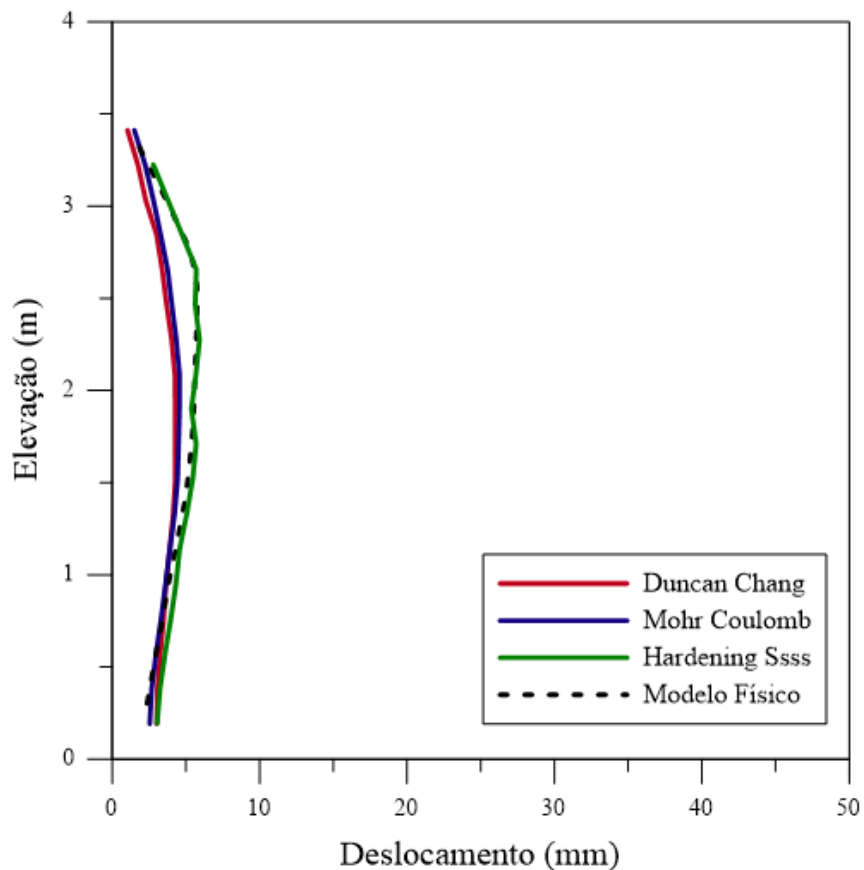


Figura 22. Deslocamentos da face no final da construção

Na Figura 23 são mostrados os valores dos deslocamentos de face durante os estágios de aplicação das sobrecargas, com valores de 40 kPa, 50 kPa, 60 kPa e 70 kPa, tanto para o modelo físico como para os modelos numéricos. Nesses casos, também pode ser observada uma boa

concordância dos deslocamentos. Foi com o modelo *Duncan-Chang*, que foram obtidos os valores mais próximos daqueles medidos no modelo físico.

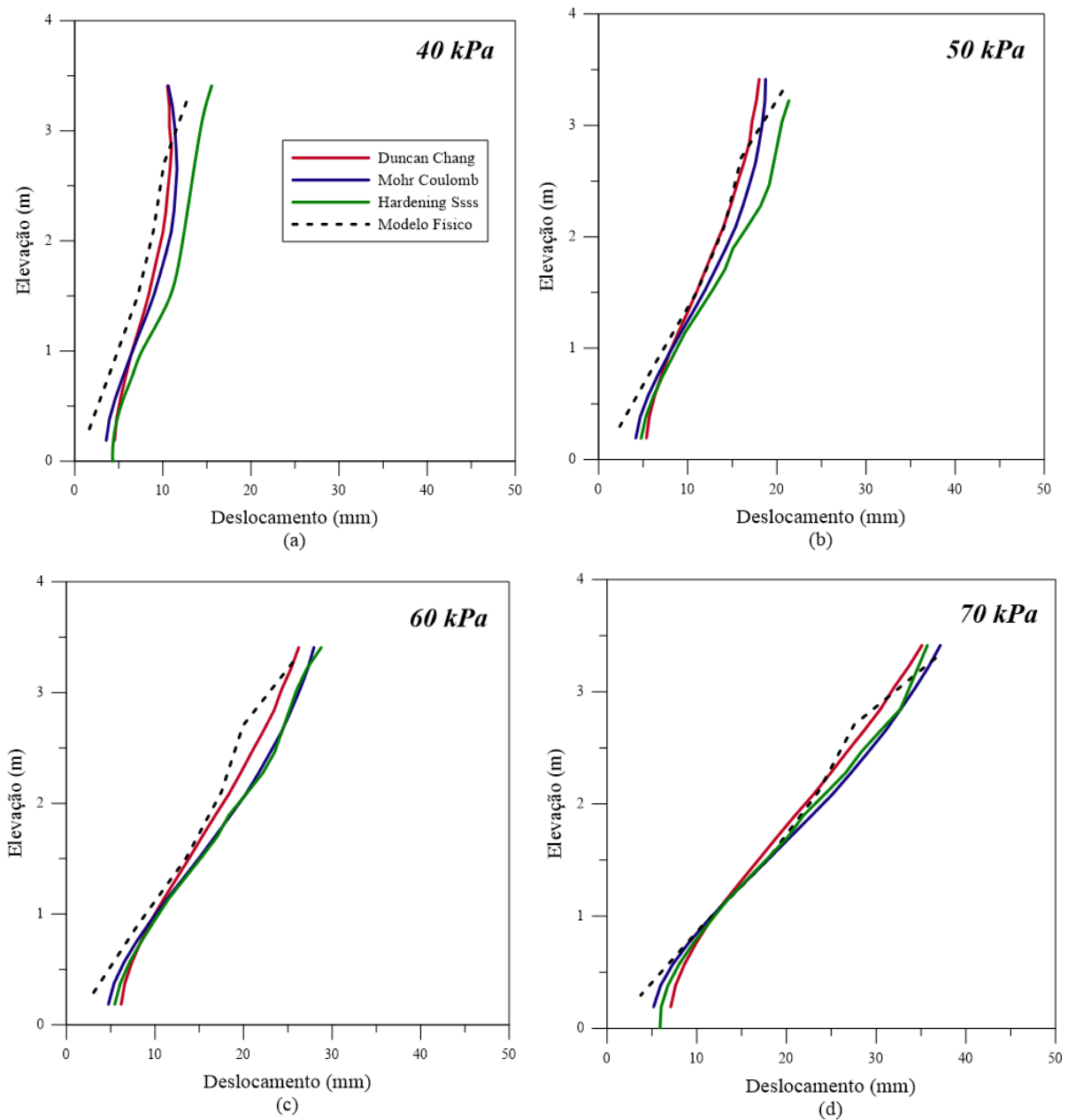


Figura 23. Deslocamento da face após carregamentos de: (a) 40kPa; (b) 50kPa; (c) 60kPa; e (d) 70 kPa

3.4.1.2 Deformações no reforço

Na Figura 24 são mostradas as distribuições da deformação nas seis camadas de reforço após a construção, correspondentes ao modelo físico e às análises numéricas. Os valores correspondentes ao modelo físico, foram obtidos de Hatami e Bathurst (2005). Pode ser

observado que as deformações nos reforços, obtidas com as modelagens numéricas não excedem a 1%, sendo coerentes com os resultados obtidos no modelo físico.

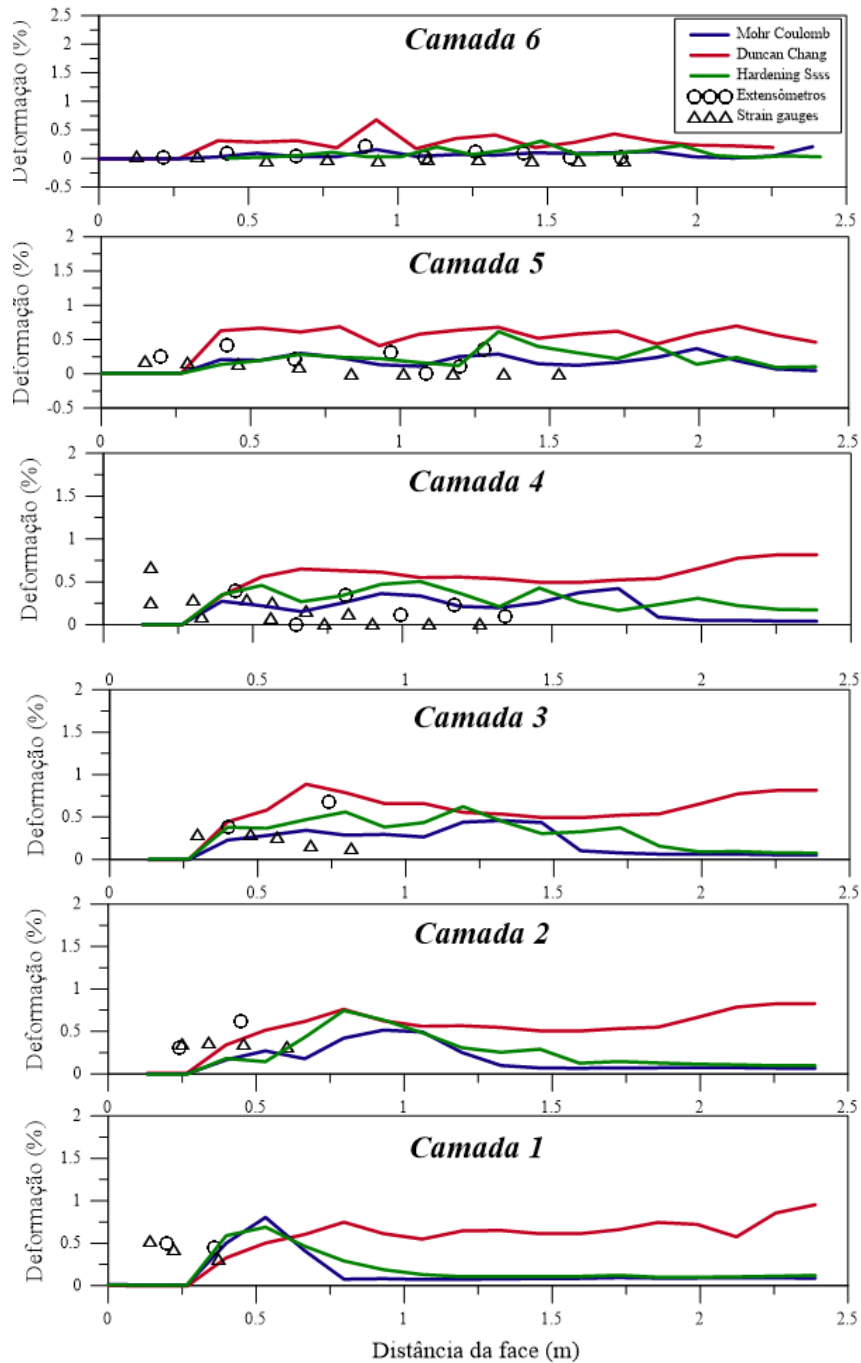


Figura 24. Distribuição de deformações no reforço no final da construção

A Figura 25 apresenta as distribuições de deformações do reforço, correspondentes à sobrecarga de 50 kPa. Os resultados das modelagens numéricas se mostram consistentes com os valores correspondentes ao modelo físico. Pode ser notado que na maioria dos casos, os valores das

deformações obtidas com o modelo *Hardening Soil with Small Strain Stiffness*, são os que mais se aproximam dos valões obtidos no modelo físico.

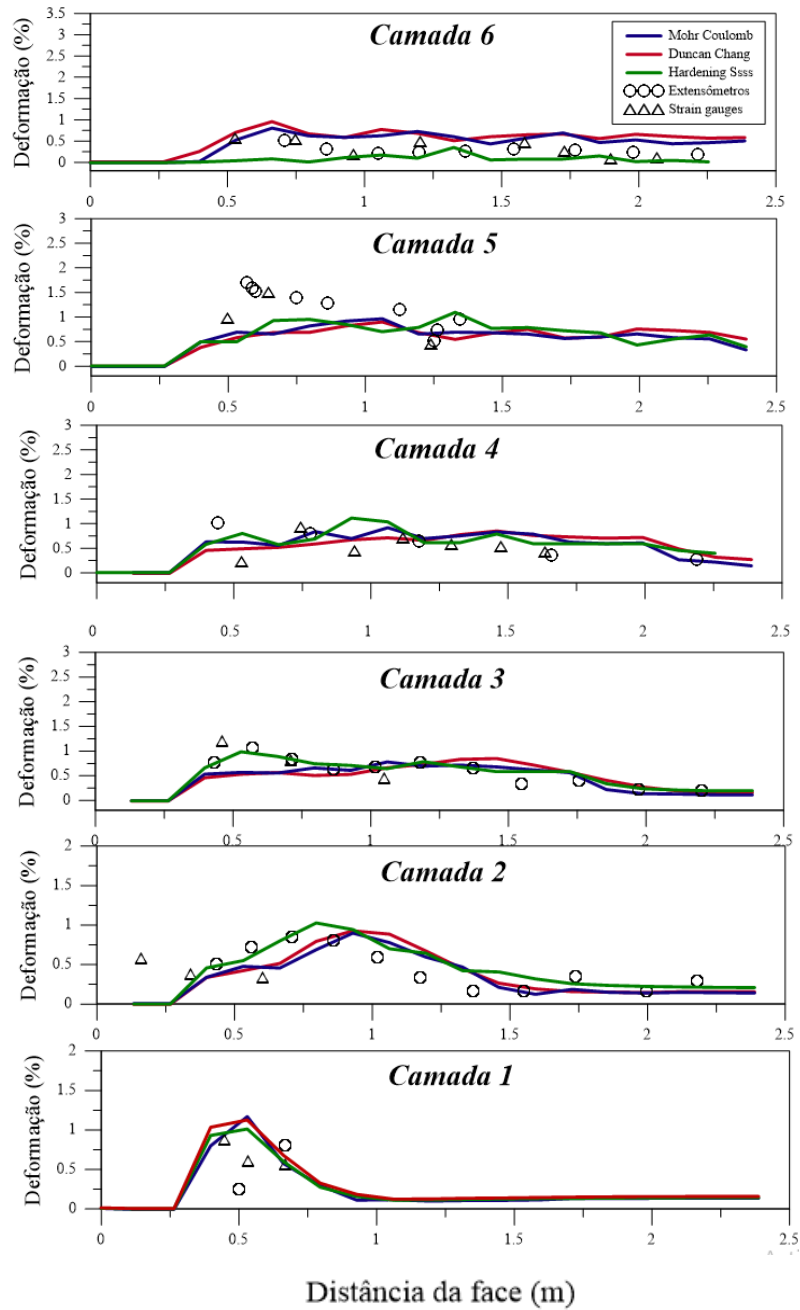


Figura 25. . Distribuição de deformações no reforço após a aplicação da sobrecarga de 50 kPa.

3.4.1.3 Pressão normalizada na base

A Figura 26 mostra os valores das tensões verticais na base do muro após a construção, correspondentes tanto às análises numéricas, como ao modelo físico (Hatami e Bathurst, 2005). As tensões verticais na fundação (σ_v) foram normalizadas com o peso próprio do solo (γ) e a altura do muro H . Nota-se que as curvas apresentam uma boa aderência.

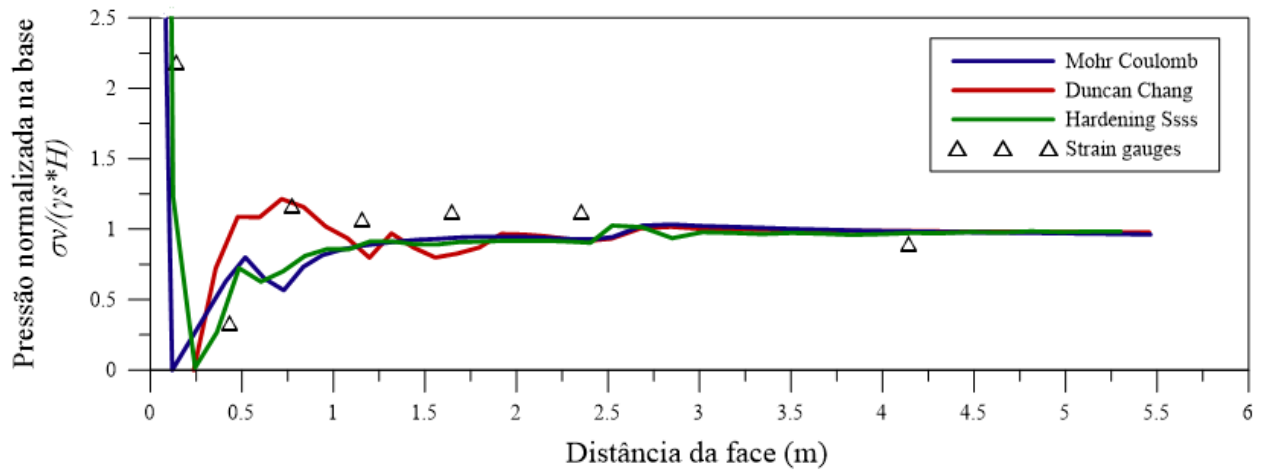


Figura 26. Pressão normalizada na base no final da construção

4 ANÁLISE SÍSMICA: MODELAGEM E VALIDAÇÃO NUMÉRICA DO GRS-IBS

Neste capítulo é apresentado o modelo físico de mesa vibratória de uma estrutura GRS-IBS, assim como sua modelagem numérica. As análises numéricas de de tensão-deformação, realizadas com o software RS2 da Rocscience®, serviram para validar a modelagem dessas análises em condição sísmica.

4.1 Modelo Físico de Referência

O modelo físico adotado como referência foi desenvolvido no laboratório de engenharia geotécnica da Universidade de Tongji na China, com a finalidade de avaliar o desempenho de estruturas GRS-IBS sob condições sísmicas. Para a aplicação de carregamentos sísmicos, foi utilizada uma mesa vibratória (Xu *et al.*, 2020).

Este modelo físico é o modelo de uma estrutura GRS-IBS em escala reduzida (1:4). Nesse modelo, um tabuleiro de ponte é apoiado sobre duas estruturas portantes GRS. Essas estruturas GRS apresentam diferentes configurações de reforço, conforme mostrado na Figura 27. O comprimento total do modelo é de 4 m. As estruturas portantes, cada uma com comprimento igual a 1,3 m, estão separadas por um vão livre de 1,4 m. Cada estrutura portante em solo reforçado tem uma altura total de 1,2 m, assentada sobre uma fundação com de 0,15 m de espessura, e uma aproximação com 0,15 m espessura, totalizando uma altura total do modelo de 1,5 m. O tabuleiro da ponte simulado por uma placa de alumínio com dimensões de 2,1m×0,68m×0,15 m (comprimento × largura × espessura). O faceamento da estrutura reforçada é vertical, sendo constituído de blocos de concreto com 0,05 m de altura. Os reforços do muro portante são geogrelhas de polipropileno com comprimento de 0,84 m, correspondendo a 70% da altura da estrutura. Cada muro tem a mesma rigidez global, embora com espaçamentos diferentes entre reforços. O espaçamento vertical entre reforços do muro à direita é de 0,05 m, sendo que a rigidez das geogrelhas é de 80 kN/m a uma deformação de 2%. O espaçamento vertical entre reforços do muro à esquerda é de 0,10 m, sendo que a rigidez das geogrelhas é de 170kN/m a 2% de deformação (Xu *et al.*, 2020).

Figura 28. Instrumentação modelo físico GRS-IBS (Adaptado de Xu *et al.*, 2020)

Após a construção, o modelo foi submetido a carregamentos sísmicos por meio de uma mesa vibratória. Neste estudo foi considerada a o componente Norte-Sul (N-S) do movimento sísmico registrado pela Agência Meteorológica do Japão durante o terremoto de Kobe, em 1995. O histórico do tempo (*time-history*) do movimento sísmico original de Kobe, que apresentou uma aceleração de pico no terreno (PGA) de 0,8 g.

A mesa vibratória foi operada com modo de aceleração controlada. Assim sendo, foram aplicados movimentos sísmicos com acelerogramas proporcionais ao sismo de referência, incrementando o valor de PGA de 0.1g até 1.0g. Entre cada aplicação de movimento sísmico, foram aplicados movimentos intermediários, denominados ruídos brancos, com PGA igual a 0.05g.

O solo de aterro utilizado é uma areia de quartzo mal graduada com um coeficiente de uniformidade C_u igual a 2 e um coeficiente de curvatura C_c igual a 0,95. Os pesos específicos secos máximo e mínimo foram 17,1 e 13,0 kN/m³, respectivamente. Durante a construção, o solo de aterro foi compactado até o peso específico seco de 16,1 kN/m³, correspondendo a uma densidade relativa de aproximadamente 80%. Resultados de ensaios de compressão triaxial realizados por Xu *et al.* (2020) indicaram um ângulo de atrito de 49° e coesão zero, com a densidade relativa de 80%. Os parâmetros do solo de aterro estão mostrados na Tabela 14.

Tabela 14. Propriedades do solo de aterro GRS-IBS (Xu *et al.*, 2020).

Propriedade	Valor
Tipo de solo	Areia
Peso específico (kN/m ³)	16,1
Ângulo de atrito (°)	49
Coesão (kPa)	0

Como reforço foram utilizadas geogrelhas de polipropileno (PP), com dimensões da abertura 33 mm × 33 mm. A largura e a espessura das nervuras da geogrelha eram de 3,5 mm e 1,0 mm respectivamente. Para manter a mesma rigidez do conjunto de reforços em cada muro, no muro à esquerda foram utilizadas geogrelhas com o dobro da rigidez das geogrelhas utilizada no muro à direita (Xu *et al.*, 2020).

Tabela 15. Propriedades mecânicas dos reforços (Adaptado de Xu *et al.*, 2020).

Característica dos reforços	Muro portante à esquerda	Muro portante à direita
Geossintético	Geogrelha	Geogrelha
Material	Polipropileno (PP)	Polipropileno (PP)
Resistência máxima à tração (kN/m)	10,0	5,0
Resistência à tração a 2% de deformação (kN/m)	3,4	1,6
Rigidez à tração a 2% de deformação (kN/m)	170,0	80,0

4.2 Modelagem Numérica

Para avaliar numericamente o resultado tensão-deformação no modelo físico de referência submetido a carregamentos sísmicos, foi utilizado o programa de elementos finitos *RS2*. A Figura 29 mostra esquematicamente o modelo numérico, com suas dimensões e a malha adotada. ilustra o esquema de modelo numérico obtido no software *RS2* e a malha do modelo.

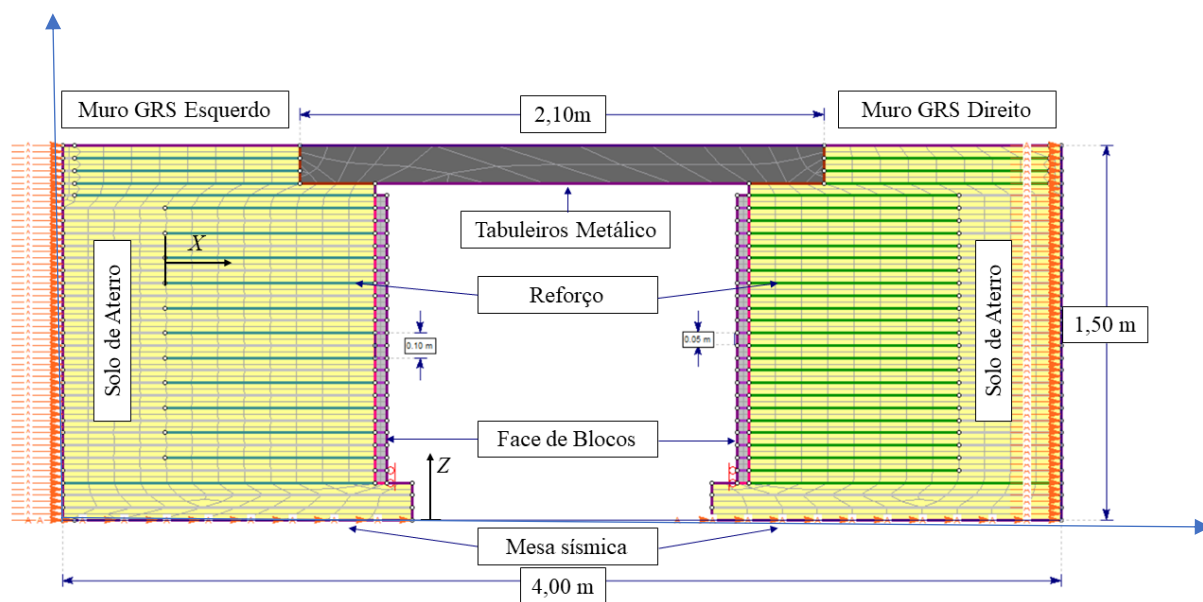


Figura 29. Esquema e malha do modelo numérico da estrutura GRS-IBS.

O modelo foi elaborado considerando um estado plano de deformação com solução de eliminação gaussiana. Foi gerada uma malha graduada com elementos quadrangulares de

quatro nós, num total de 2349 nós e 1854 elementos. A construção da estrutura e subsequente aplicação de carregamentos sísmicos foi simulada em 32 etapas. As primeiras 31 etapas correspondem à construção do muro, sendo que para cada etapa correspondeu a instalação de uma camada de solo, com espessura igual a 0,5 m. Além disso, foi aplicada uma carga de 8 kPa para simular o efeito da compactação. Nas etapas posteriores foram aplicados na superfície carregamentos crescentes de 10 kPa, até atingir o valor máximo de 70 kPa. Para a última etapa, foram considerados três modelos diferentes para a aplicação do carregamento sísmico.

Cada modelo considerou a aplicação de movimentos sísmicos proporcionais ao sismo de referência, ou seja, com valores de PGA iguais a de 0,4g, 0,6g e 0,8g, conforme mostrado na.

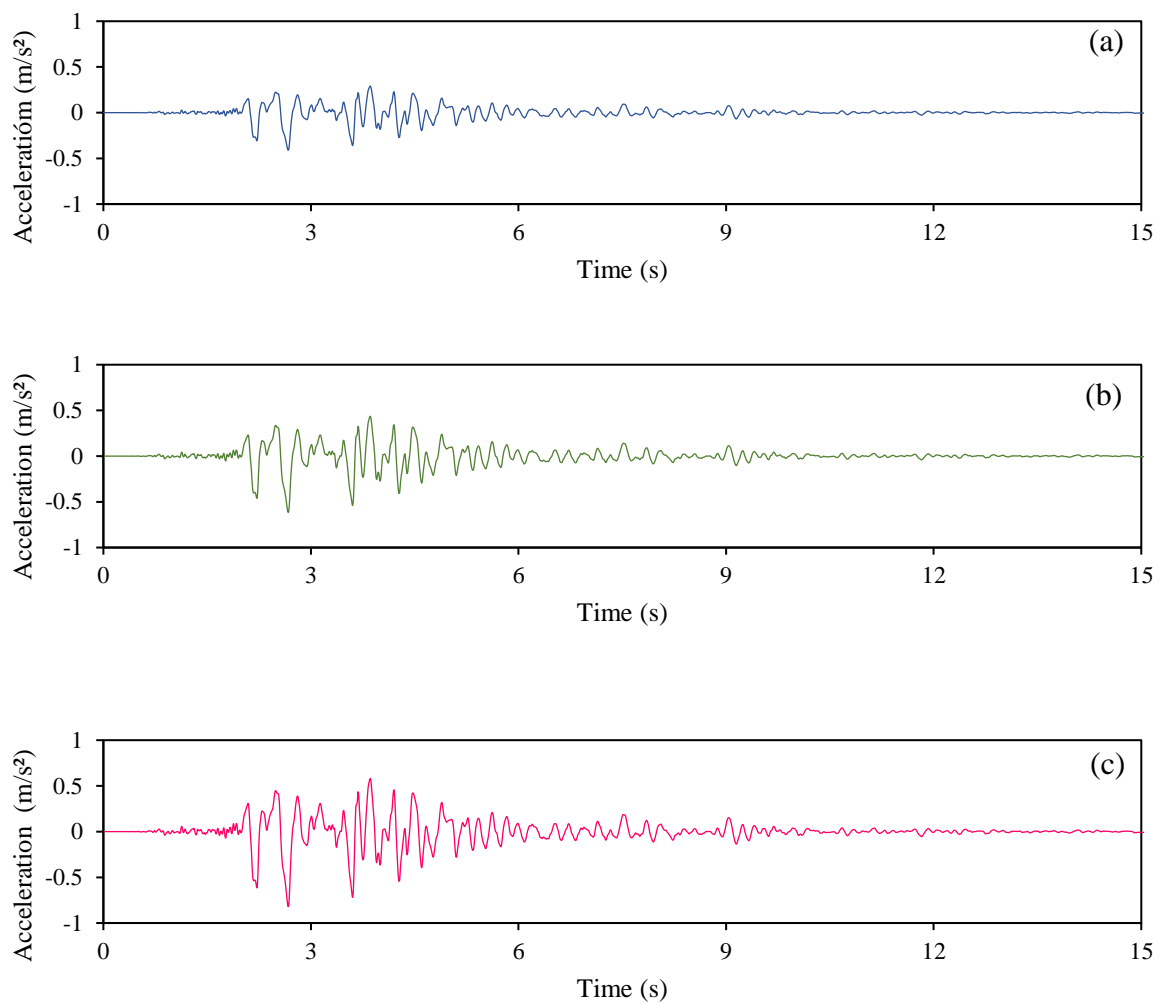


Figura 30. Movimento sísmico Kobe 1995 escalado: (a) 0,4-g; (b) 0,6-g; (c) 0,8-g (Xu *et al.*, 2020)

Na condição estática, os deslocamentos na base do modelo foram restringidos nas direções vertical e horizontal. Os deslocamentos na base da face foram impedidos na direção vertical. Nos limites do modelo, tanto à esquerda como à direita os deslocamentos foram restringidos na direção horizontal. Na condição sísmica, foram aplicadas ao modelo condições de contorno dinâmicas, *Absorb* na base e *Transmit* nas bordas laterais.

A finalidade da condição de contorno dinâmica *Absorb* é absorver, ou amortecer a onda proveniente do terreno onde está localizada a fonte de energia dinâmica, ou seja, o sismo. Já a condição de contorno *Transmit* gera apenas uma transmissão da onda, sem absorção ou amortecimento, sendo aplicada nos limites laterais do modelo.

O carregamento sísmico foi aplicado na base do modelo e nas bordas laterais externas, conforme recomendado por Papavasileiou (2020). Cada um dos carregamentos sísmicos, anteriormente mencionados, foram aplicados durante 15 segundos.

4.2.1 Modelagem do Solo

No capítulo anterior, foram avaliados diferentes modelos constitutivos para o solo. O modelo elastoplástico bilinear com envoltória de ruptura de Mohr Coulomb apresentou resultados bastante satisfatórios tanto na validação dos ensaios de compressão triaxial como na validação das análises numéricas do comportamento do GMSE. Além disso, análises efetuadas com esse modelo foram as que requereram menor tempo computacional foi o modelo que requirido menos tempo de análise. Assim, esse foi o modelo constitutivo adotado para esta fase.

Para a realização das análises dinâmicas para a validação numérica do comportamento do solo, foi adotado o modelo constitutivo de Finn – Byrne (Martin *et al.*, 1975; Byrne, 1991). Este modelo toma como base o modelo elastoplástico bilinear com ruptura de Mohr-Coulomb, adotando coeficientes sísmicos para os solos granulares. Seguindo o mesmo procedimento descrito no item 3.2.1, a validação das análises foi realizada através da modelagem de ensaios de compressão triaxial realizados por Xu *et al.* (2020), com tensões de confinamento de 10 kPa, 25 kPa e 50 kPa.

4.2.1.1 Modelo constitutivo de Finn-Byrne

Este modelo constitutivo é utilizado em análises dinâmicas. É aplicado para estudar solos granulares submetidos a carregamentos cíclicos, como é o caso de um carregamento sísmico. O modelo permite que nas análises sejam calculados os ciclos de tensão de cisalhamento e incorpora a resistência residual usando uma envoltória de ruptura de dois segmentos que consiste na coesão residual com ângulo de atrito zero e que se estende até corresponder com a envoltória de ruptura de Mohr Coulomb (Rocscience, 2019).

Esta independência da deformação volumétrica e da amplitude da tensão de cisalhamento foi formulada por Martin *et al.* (1975) e simplificada posteriormente por Byrne (1991), definindo este mecanismo como a Equação (21).

$$\frac{\Delta\epsilon_{vd}}{\gamma} = C_1 \exp\left(-C_2 \frac{\Delta\epsilon_{vd}}{\gamma C_1}\right) \quad (21)$$

onde $\Delta\epsilon_{vd}$ é a amplitude da deformação por cisalhamento cíclico, γ é a deformação por cisalhamento fornecida no cálculo, enquanto C_1 e C_2 são constantes definidas em função da densidade relativa do solo D_r conforme as equações (22) e (23).

$$C_1 = 7600(D_r)^2 \quad (22)$$

$$C_2 = \frac{0,4}{C_1} \quad (23)$$

A curva de deformação volumétrica em função dos ciclos de carregamento deste modelo é ilustrada na Figura 31.

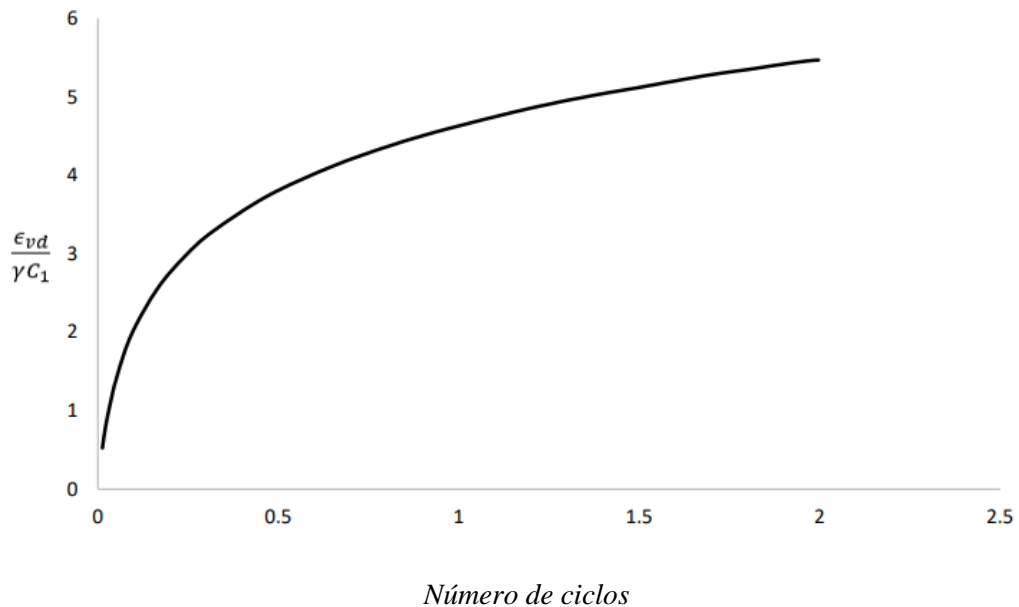


Figura 31. Curva deformação volumétrica em função de ciclos de Byrne (Rocscience, 2019).

Assim sendo, os parâmetros adotados para modelar a areia com o modelo de Finn-Byrne são apresentados na Tabela 16. Os parâmetros adotados foram calculados com base nos resultados apresentados por Xu *et al.* (2020).

Tabela 16. Parâmetros de Finn-Byrne para areia modelo GRS-IBS

Parâmetro	Valores
Modulo de Elasticidade (kPa)	20.000
Coesão de pico e residual(kPa)	0
Angulo de atrito de pico e residual (°)	48
Coefficiente de Poisson	0,3
Angulo de dilatância (°)	4
Parâmetro C1- Byrne	0,1328
Parâmetro C2- Byrne	3,0128

4.2.2 Modelagem dos reforços de geossintético

Como reforço foram adotadas geogrelhas biaxiais de polipropileno, assumido seu comportamento elástico-linear. A modelagem do reforço de geossintético no programa *RS2* é efetuada através de uma interface estrutural, que é composta pelo geogrelha e a junta de interface entre o solo e o geogrelha.

Neste caso a interação da solo-reforço foi definida considerando a relação entre a resistência do solo do aterro ($\phi = 48^\circ$) e a resistência da interface ($\phi = 35^\circ$) estimada por Xu *et al.* (2021), resultando num coeficiente de interação 0,7. Na Tabela 17 são mostrados os parâmetros adotados na modelagem do reforço.

Tabela 17. Parâmetros do reforço no modelo numérico GRS-IBS

Parâmetro	Muro portante esquerdo	Muro portante direito
Modulo de elasticidade do reforço (kN/m)	170	80
Comprimento do Reforço (m)		0.84
Coefficiente de interação		0,7

4.2.3 Modelagem da face

A modelagem da face foi efetuada conforme já descrito no item 3.2.3.

4.3 Validação das análises numéricas do comportamento do solo

Na Figura 32 são apresentadas as curvas tensão-deformação obtidas de modelagens numéricas de ensaios triaxiais para a validação dos parâmetros da areia. Nessas mesmas figuras são mostradas as correspondentes curvas obtidas com os ensaios triaxiais realizados por Xu *et al.* (2000). Pode-se observar que, o modelo é adequado para simular o comportamento do solo em termos de tensão-deformação, especialmente em relação à tensão pico.

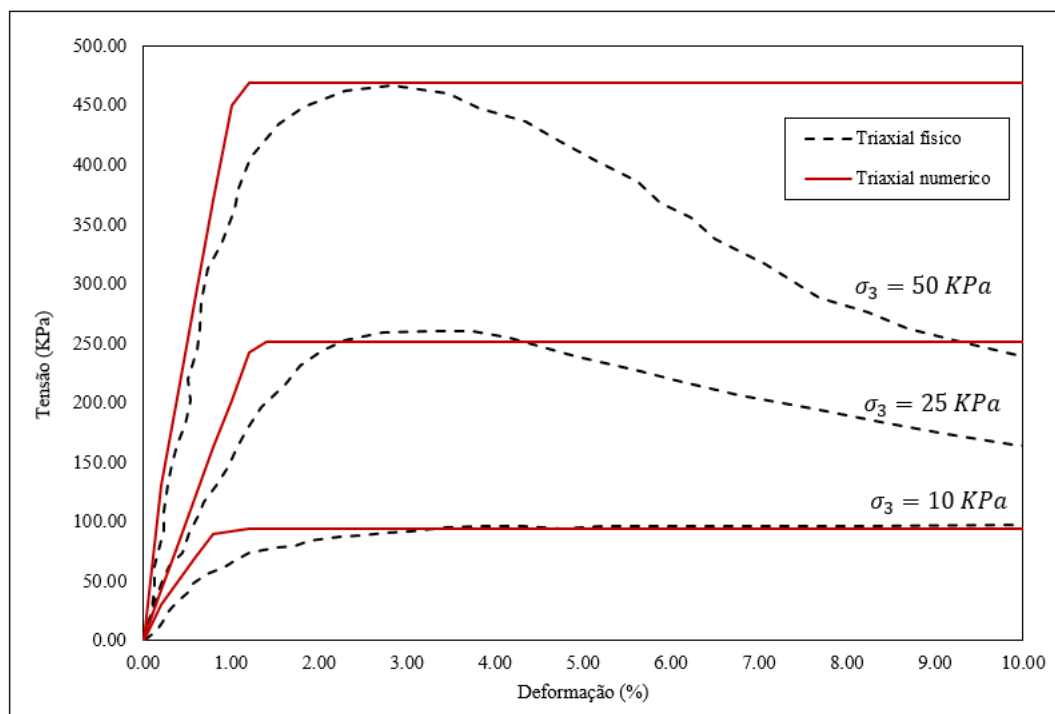


Figura 32. Curvas tensão-deformação referentes à modelagem numérica dos ensaios triaxiais e aos ensaios físicos realizados por Xu *et al.* (2020)

Na Figura 33 são mostradas as correspondentes curvas deformação volumétrica versus deformações axiais.

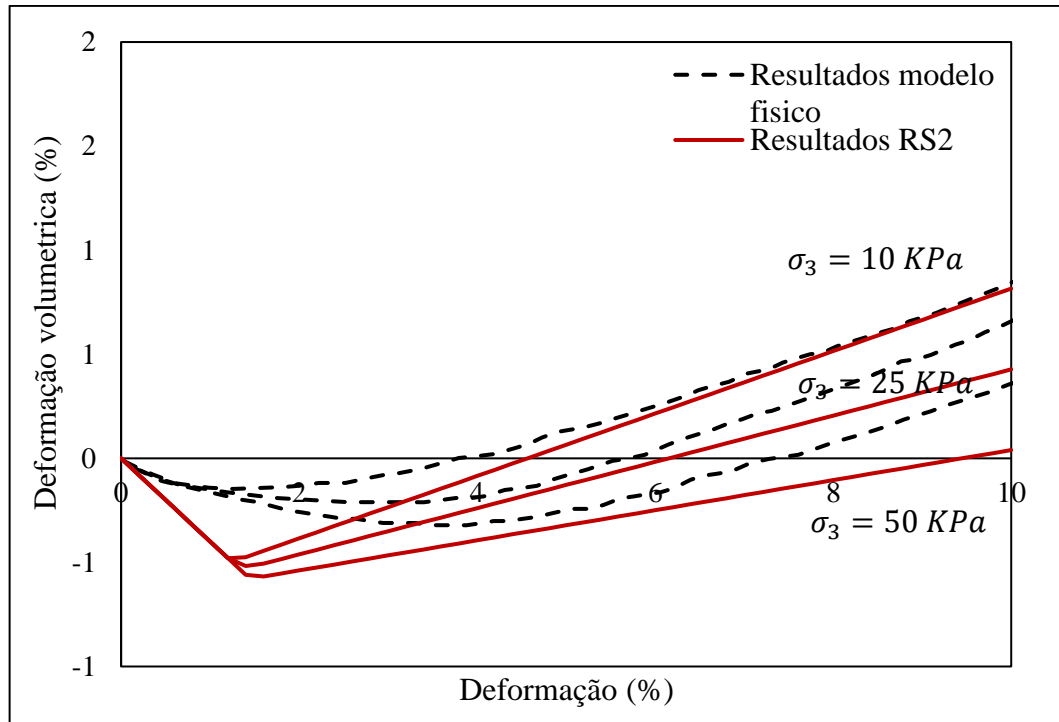


Figura 33. Curvas deformação volumétricas *versus* deformações axiais referentes à modelagem numérica dos ensaios triaxiais e aos ensaios físicos realizados por Xu *et al.*. (2020)

4.4 Validação numérica do comportamento da estrutura GRS-IBS

4.4.1 Deslocamentos horizontais da face

A Figura 34 e a Figura 35 mostram os valores dos deslocamentos laterais medidos no modelo físico de Xu *et al.*. (2020) para os máximos deslocamentos gerados sob solicitação sísmica. Também são mostrados os valores dos deslocamento laterais máximos determinados numericamente, utilizado o com o modelos de Finn – Byrne, numa estrutura GRS-IBS submetida a carregamento sísmico. Na figura observa-se uma boa concordância entre os deslocamentos registrados no modelo físico e aqueles determinados numericamente.

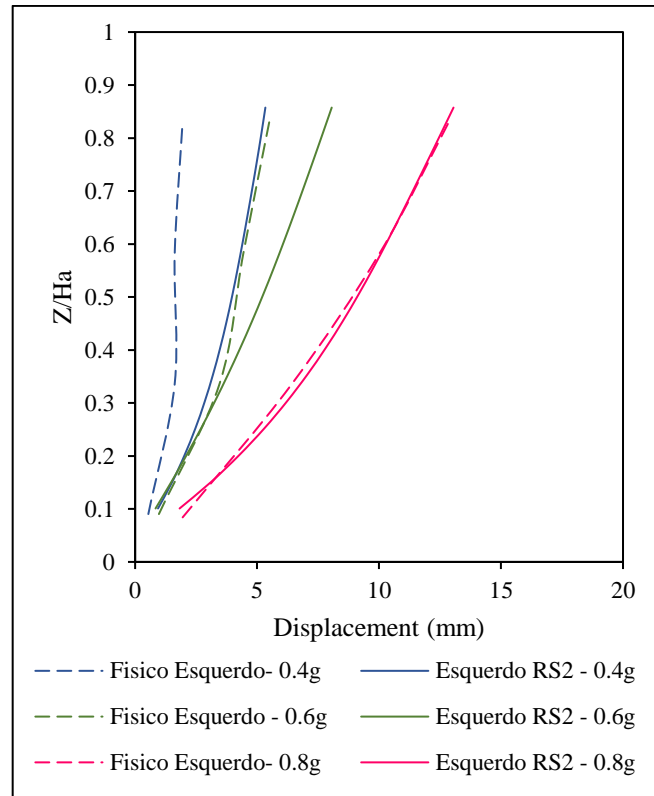


Figura 34. Deslocamento da face após carregamentos sísmicos muro esquerdo

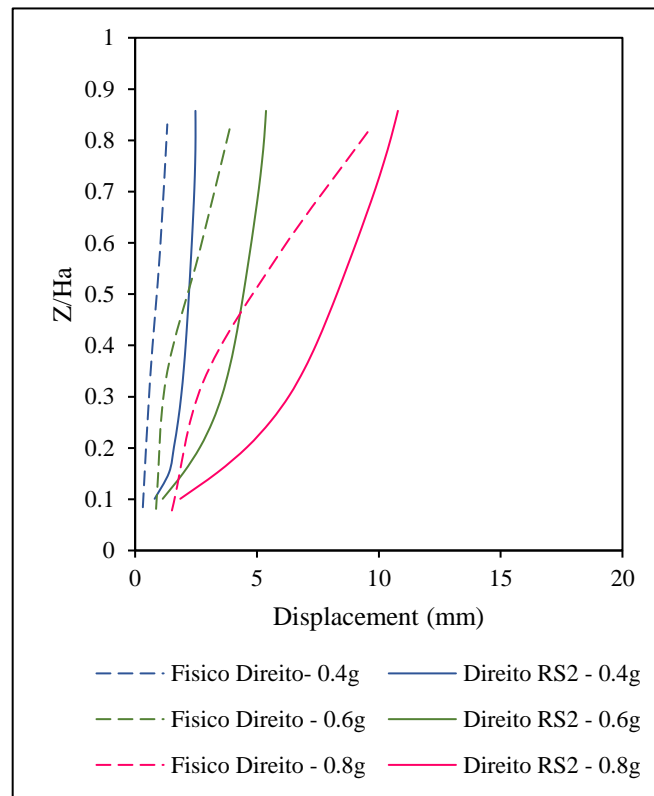


Figura 35. Deslocamento da face após carregamentos sísmicos muro direito

4.4.2 Forças de tração nos reforços

A Figura 36 e a Figura 37 apresentam a magnitude e distribuição das forças de tração nos reforços, após a construção e carregamento sísmico. São comparados os resultados obtidos fisicamente por Xu *et al.* (2020) e aqueles obtidos com as análises numéricas. As deformações obtidas numericamente se mostram consistentes com as deformações obtidas com o modelo físico.

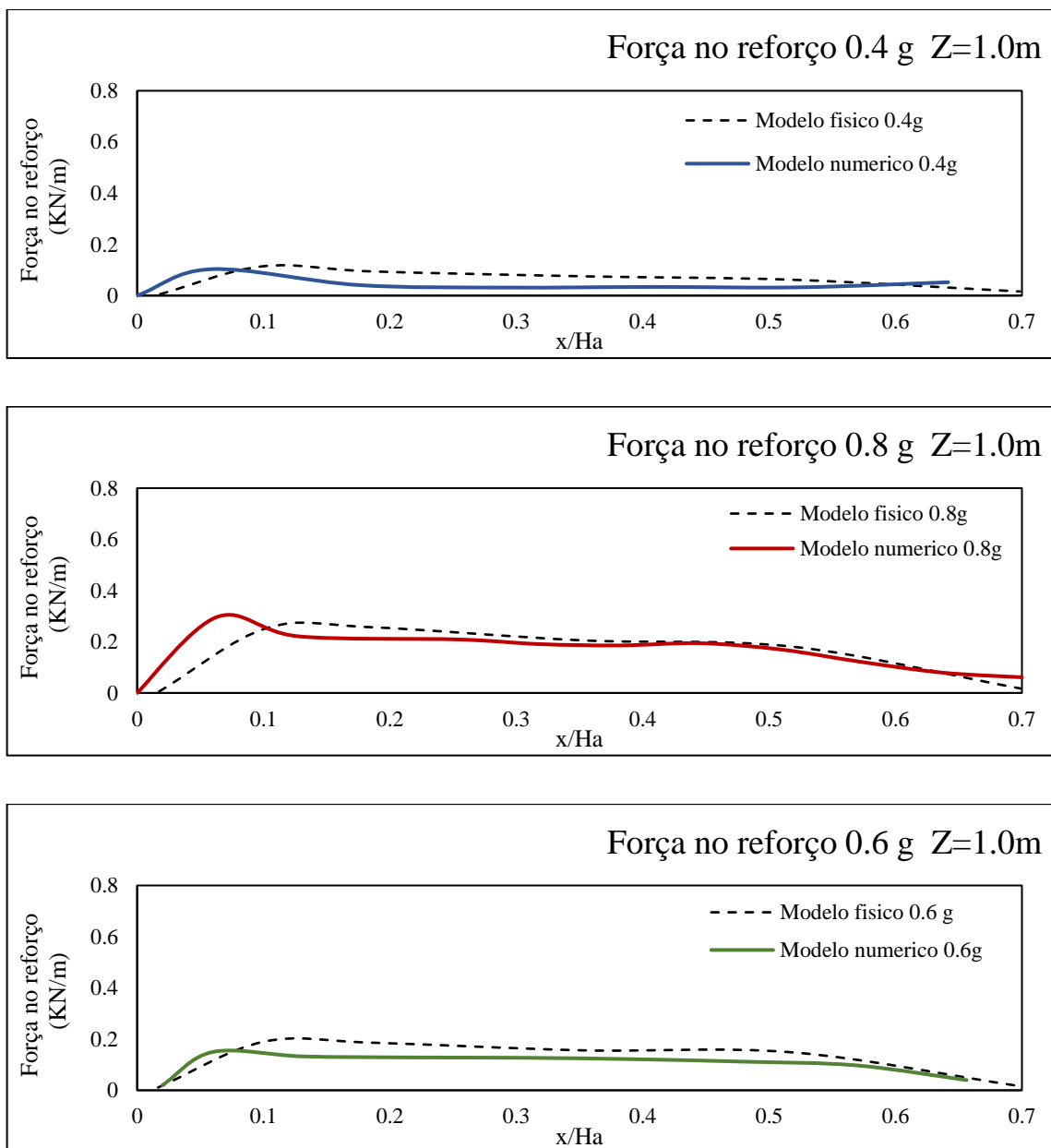


Figura 36. Deformação do reforço sob carregamento sísmico na altura $Z=1,0$ m

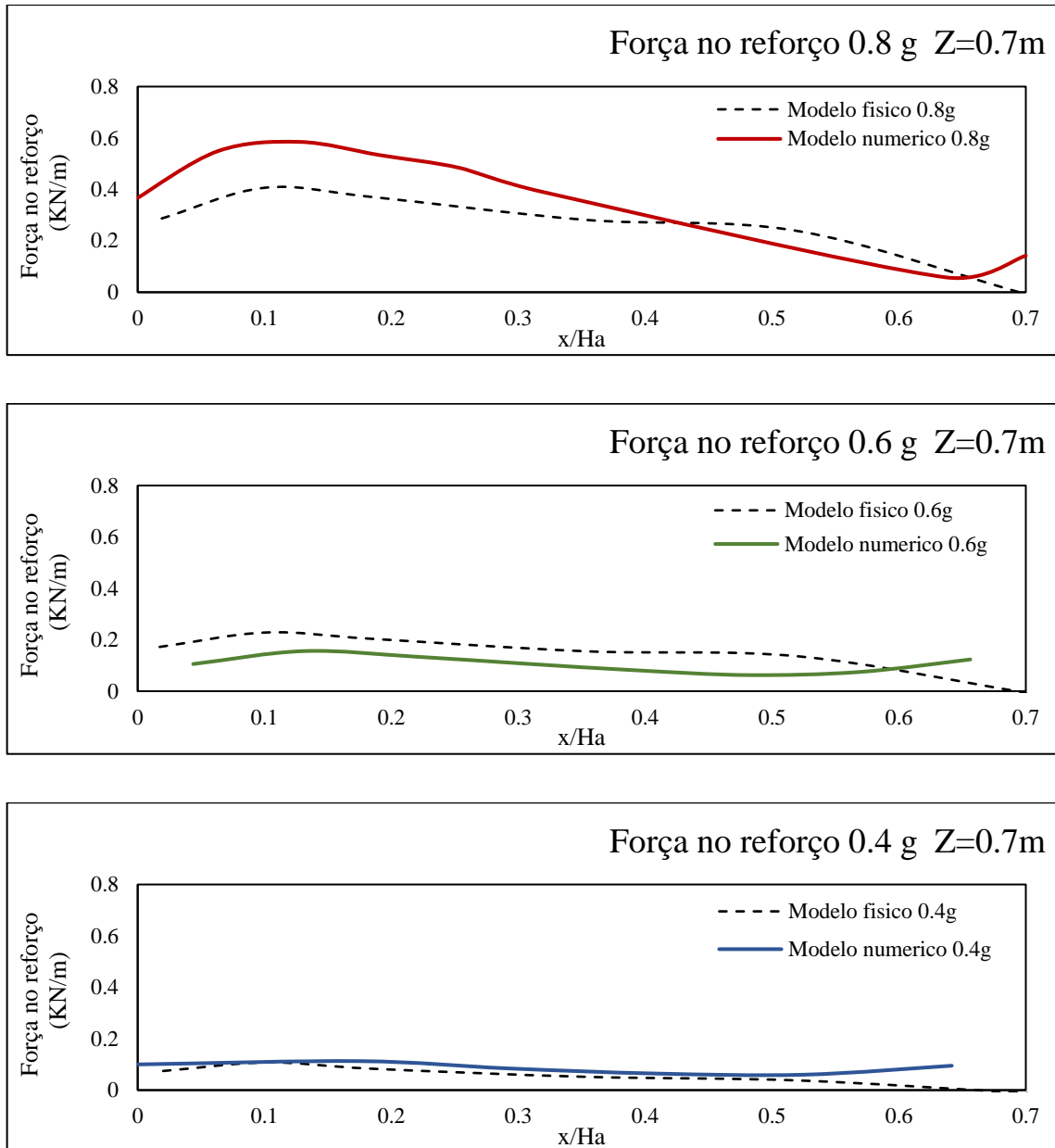


Figura 37. Deformação do reforço sob carregamento sísmico na altura $Z=0,7m$

5 ANÁLISE PARAMÉTRICA COM A ESTRUTURA GRS-IBS

Na elaboração do estudo do efeito das cargas e da fundação no comportamento da estrutura, utilizou-se o modelo numérico validado no capítulo anterior, considerando a escala real do protótipo. Foram considerados os fatores de escala mostrados na Tabela 18, conforme descrito por Xu *et al.*. (2020).

Tabela 18. Fatores de escala adotados no modelo numérico

Variável	Fator de escala
Comprimento	4
Densidade	1
Deformação	1
Rigidez	16
Aceleração	1

O modelo correspondente à escala real é composto pela estrutura GRS-IBS e pelo solo de fundação, com comprimento igual a 32 e altura igual a 24 m. O comprimento de cada muro é igual a 5,2 m e altura igual a 6,0 m. O vão livre entre os muros é igual 8,4 m. As propriedades adotadas para o solo de aterro são aquelas mostradas na Tabela 16. A face dos muros portantes, que é vertical, foi simulada com blocos de concreto com 0,2 metros de altura cada um, sendo que as demais propriedades da face são as mesmas daquelas mostradas na Tabela 16. Os reforços são constituídos de geogrelhas de polipropileno, com comprimento igual a 3,4m. Foram adotadas as mesmas condições de reforço para os dois muros portantes, com espaçamento vertical igual a 0,2 m e rigidez igual a 1280 kN/m, para deformação igual a 2%. As demais propriedades do reforço e da interação solo reforço são as mesmas mostradas na Tabela 17. De modo geral, a modelagem adotou as mesmas premissas descritas no item 4.2. Na Figura 38 é apresentado a geometria adotada para o modelo.

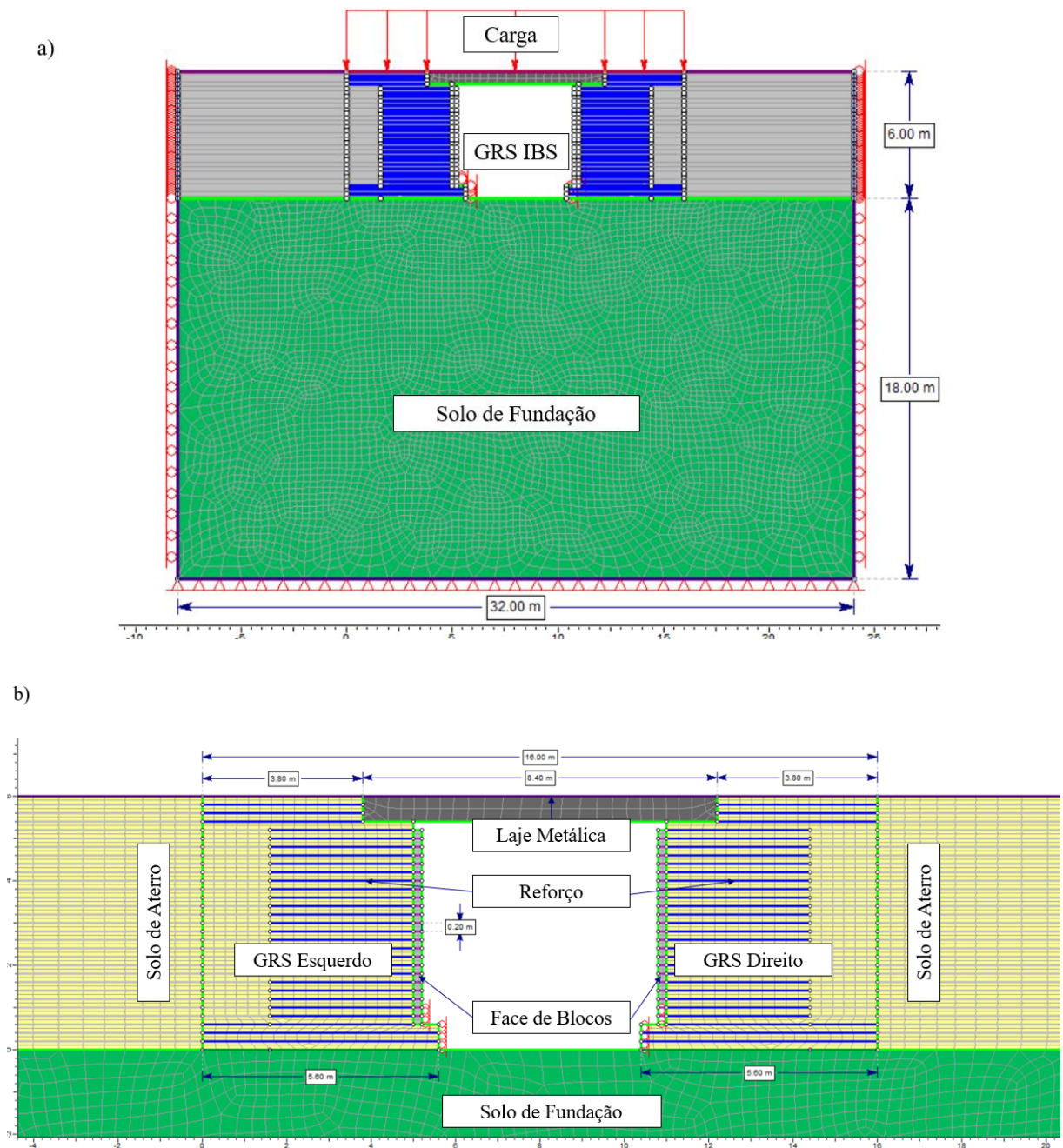


Figura 38. Modelo numérico GRS-IBS: (a) Modelo completo; (b) Detalhe do GRS-IBS

Os modelos numéricos foram gerados com malha graduada, discretizada por elementos quadrangulares de quatro nós, num total de 5411 nós e 5332 elementos. A simulação numérica executada compreendeu as etapas de construção da estrutura GRS-IBS, aplicação de sobrecarga operacional e carregamento sísmico. Para simplificar as análises, as cargas operacionais móveis foram simuladas por cargas estáticas, tendo como exemplo os trabalhos de Ardah *et al.* (2017) e Mafia (2020). Em relação às cargas sísmicas, foram consideradas as solicitações dinâmicas

de acordo com os acelerogramas mostrados na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, seguindo a abordagem de autores como Lee e Chang (2012), Ghaderi *et al.* (2016, 2017), Fakharian e Kashkooli (2018), Xu *et al.* (2021), entre outros.

Nos modelos foram analisados os seguintes resultados (Figura 39):

- deslocamentos na face de blocos (máximo deslocamento dinâmico);
- recalques no topo da estrutura (máximo deslocamento dinâmico);
- deformações e forças axiais nos reforços;
- distribuição das acelerações na estrutura;
- máximas deformações cisalhantes na estrutura;
- tensões verticais na face da estrutura, em função da altura.

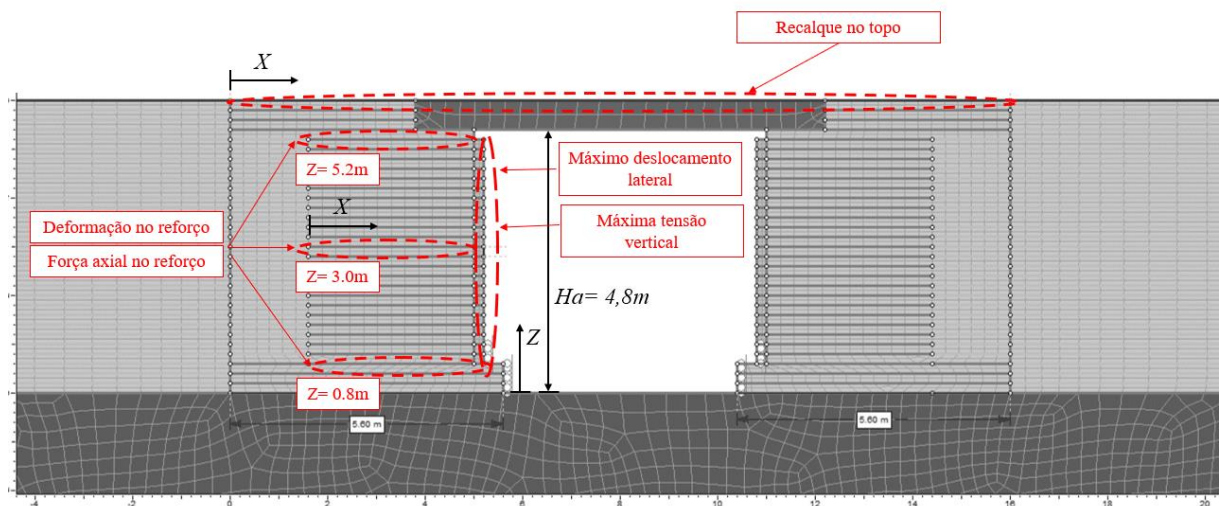


Figura 39. Grandezas analisadas no modelo numérico do GRS-IBS

As respostas que são apresentadas, ilustradas na Figura 39, são normalizadas pela altura livre da estrutura H_a . As respostas sísmicas correspondem às máximas solicitações experimentadas pela estrutura, ou seja, são apresentadas as respostas de pico.

Os deslocamentos e recalques são comparados com as recomendações da FHWA (Adams e Nicks, 2018), que especificam que o deslocamento vertical máximo seja igual de 1% da altura do muro, e que o deslocamento horizontal máximo seja 2%. Assim sendo, para os muros portantes deste estudo, com altura de 6 m, são tomados como referência, um recalque máximo de 60 mm e deslocamento lateral máximo de 120 mm.

Lee e Chang (2012) concluíram que o aumento da altura do muro, diminuição da declividade do muro e diminuição da resistência do aterro, gera diminuição do desempenho de solo reforçado com geossintéticos, em relação a respostas sísmicas de deslocamentos na face, recalques no topo da estrutura e tensões no reforço, conforme apresentado na Tabela 6.

Tabela 6 (bis). Resposta sísmica no incremento de parâmetros de projeto de estruturas GRS. (Adaptado de Lee e Chang, 2012).

Incremento no parâmetro de projeto	Resposta sísmica		
	Deslocamento máximo horizontal da face	Máximo recalque no topo	Tensão máxima no reforço
Altura do muro	Aumenta	Aumenta	Aumenta
Declividade do muro	Diminui	Diminui	Diminui
Atrito drenado do solo	Diminui	Diminui	Diminui
Espaçamento vertical dos reforços	Aumenta	Aumenta	Aumenta
Tensão no reforço com 5% de deformação	Diminui	Diminui	Aumenta
Aceleração vertical de pico	Aumenta	Aumenta	Aumenta

Posteriormente, Ghaderi *et al.* (2016, 2017) também avaliaram estruturas portantes com solicitações sísmicas. Concluíram que os deslocamentos na estrutura diminuem e as acelerações aumentam, com o aumento do ângulo de atrito no solo do aterro, o aumento da rigidez do reforço e a diminuição da altura da estrutura.

Adicionalmente, especificamente para estruturas GRS-IBS, Xu *et al.* (2021) concluíram que o efeito da diminuição na rigidez do reforço, aumento no espaçamento vertical do reforço, aumento da frequência das ondas sísmicas e aumento do comprimento do vão livre aumentam a aceleração interna, os deslocamentos da face e solicitações no reforço.

Assim, neste trabalho são avaliados os efeitos do carregamento sísmico, carregamento operacional e efeito da rigidez da fundação no desempenho da estrutura.

5.1 Efeito do Carregamento Sísmico

Foram adotados carregamentos dinâmicos com a aceleração do movimento sísmico no sentido horizontal (Norte - Sul), tomando como referência o Sismo de Kobe (1995). Foram

consideradas quatro condições de carregamento: uma condição estática sem considerar solicitações dinâmicas e três condições sísmicas com PGA de 0.4g, 0.6g e 0.8g, de acordo com os acelerogramas mostrados na Figura 30.

Para o solo da fundação foi considerado comportamento elástico com módulo de elasticidade de 2000 MPa, para simular uma fundação de rocha alterada, conforme recomendado por Look (2007).

Os resultados foram analisados no final da construção, ou seja, sem colocar carregamentos estáticos na estrutura GRS-IBS, tendo somente os efeitos de peso próprio do tabuleiro da ponte.

Os deslocamentos laterais na face são apresentadas na Figura 40, para o muro portante direito (conforme indicado na Figura 39) sob diferentes efeitos sísmicos. É evidenciado que à medida que a solicitação sísmica aumenta, o deslocamento da face aumenta, resultados condizentes com as análises obtidas por Xu *et al.* (2021) e a validação realizada no item 4.4. O deslocamento na condição estática é praticamente nulo, gerando um valor máximo de 0,4 mm. Na condição sísmica os deslocamentos máximos são da ordem de 12 mm, 14mm e 16 mm para as solicitações de 0.4g, 0.6g e 0.8g respectivamente. Assim, fica evidenciado um acentuado aumento dos deslocamentos durante a solicitação sísmica, chegando representar até 40 vezes os deslocamentos Correspondentes à solicitação estática. Avaliando apenas o incremento do carregamento sísmico, nota-se que os deslocamentos aumentam em torno de 14% quando comparados 0,4g e 0,6g, e de 16% quando comparados 0,6g e 0,8g, o que indica um bom desempenho da estrutura neste quesito. Assim sendo, os deslocamentos obtidos, menores que 120mm, estão dentro os limites estabelecidos pela FHWA conforme citado no item 5.

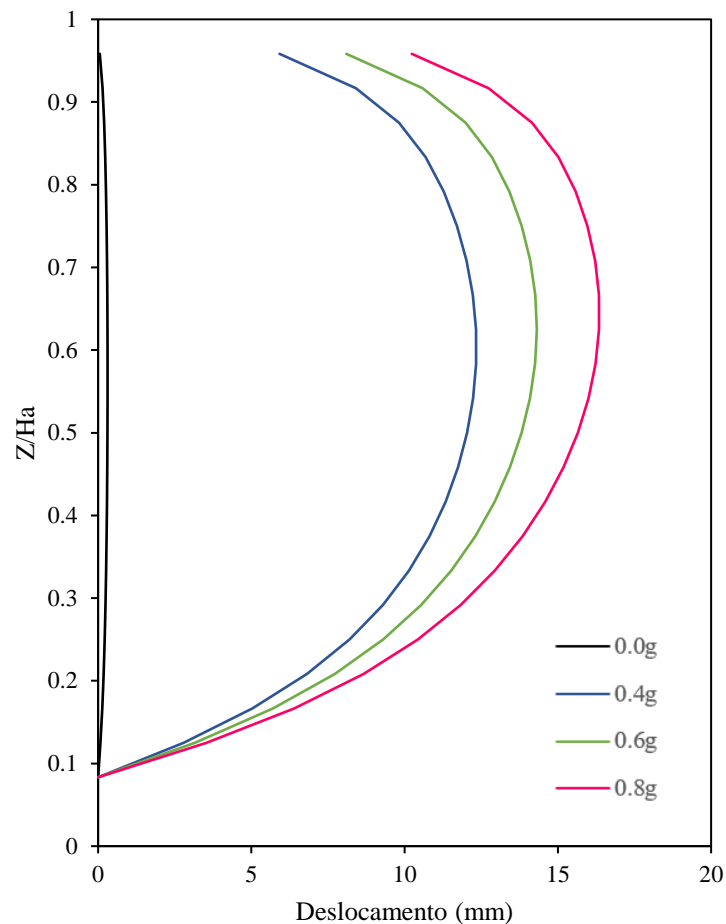


Figura 40. Deslocamentos horizontais na face do GRS-IBS sob efeito sísmico

A Figura 41 ilustra as respostas de deslocamentos verticais sob efeito sísmico obtidos no topo da estrutura GRS-IBS. Especificamente para a região do GRS, nas condições estática e sísmica o maior recalque observado foi de 5 mm. Nota-se que o recalque estático não é necessariamente menor que o recalque sísmico, pois o deslocamento foi maior para a condição estática, quando comparado com os deslocamentos correspondentes aos carregamentos sísmicos de 0.4g e 0.6g.

Em relação aos recalques registrados no tabuleiro da ponte, para a condição estática, os deslocamentos observados foram praticamente nulos. Para a condição sísmica, o maior deslocamento observado foi de 17 mm, independentemente do carregamento sísmico considerado. Deste modo na região do tabuleiro, a tendência de diminuição do recalque com o aumento da solicitação sísmica, indica que a solicitação sísmica na estrutura GRS tem uma influência significativa no comportamento do tabuleiro. Em qualquer caso, os recalques

observados, muito menores que 60 mm, estão dentro os limites estabelecidos na FHWA, conforme citado no item 5.

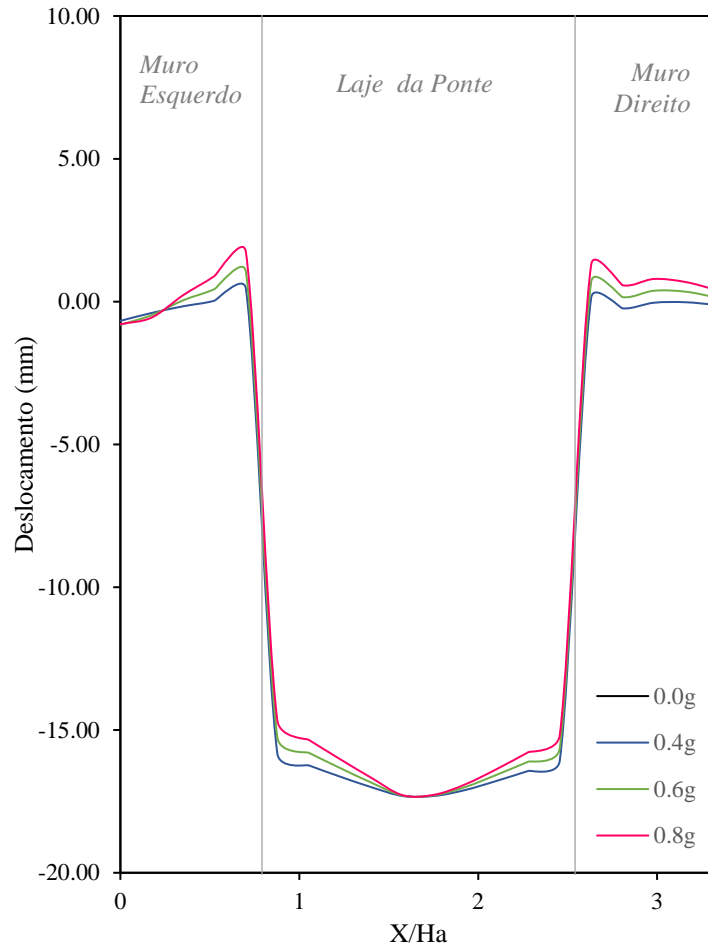


Figura 41. Recalque superficial do GRS-IBS sob efeito sísmico

A Figura 42 ilustra a distribuição dos valores de aceleração na da estrutura sob efeito do carregamento sísmico de 0,4g e 0,8g. Comparando-se os resultados correspondentes a esses carregamentos sísmicos, observa-se que quanto maior a sollicitação sísmica, maior são os valores das acelerações na estrutura, com uma concentração mais acentuada na região próxima ao tabuleiro da ponte. Estes resultados são coerentes àqueles obtidos por Xu *et al.* (2021), que do mesmo evidenciaram aumento da aceleração com a altura na zona reforçada.

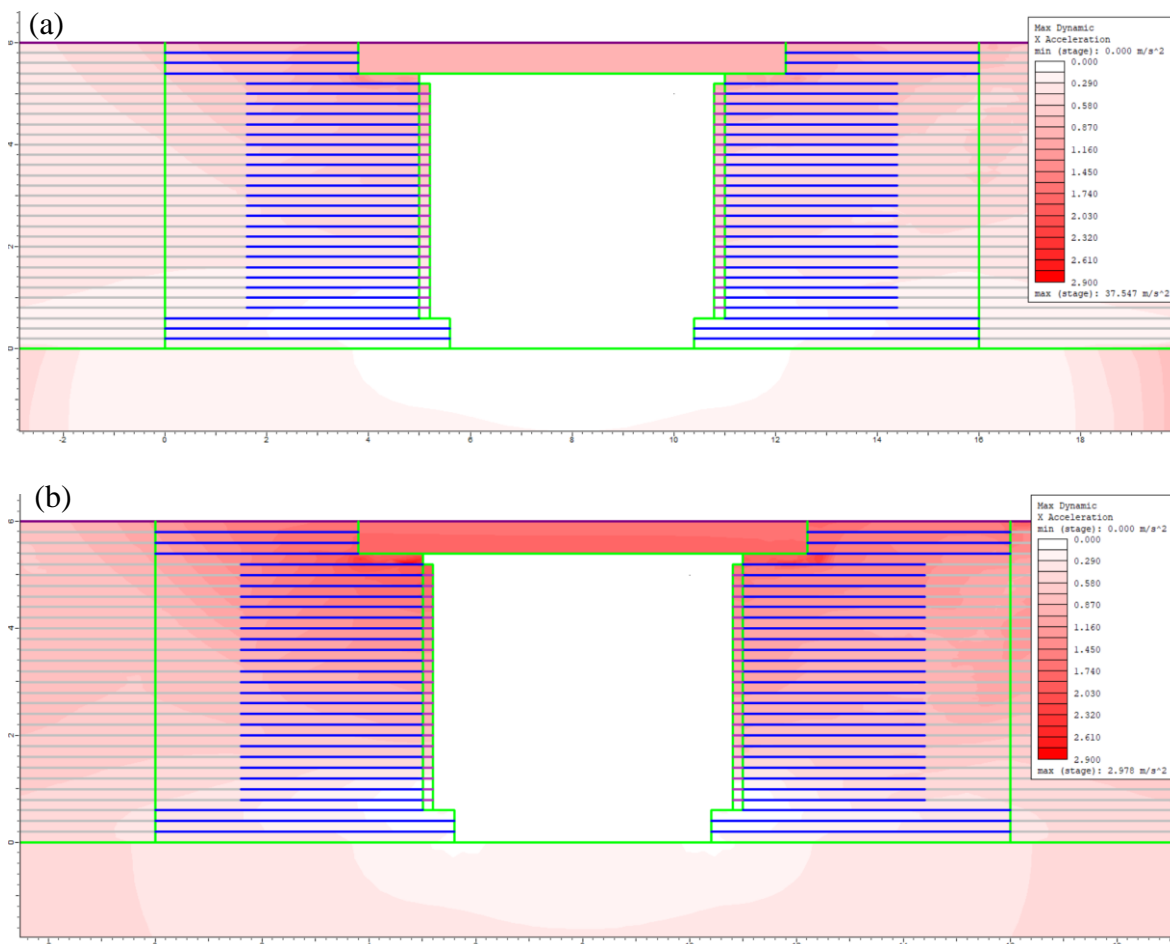


Figura 42. Distribuição da aceleração no GRS-IBS sob efeito sísmico (a) 0,4g (b)0,8g

Sob efeito sísmico, as deformações verticais, na região onde estão localizados os reforços localizados no topo ($Z=5,2\text{m}$), na altura média ($Z=3,0\text{m}$) e na base ($Z=0,8\text{m}$) do GRS-IBS são apresentadas na Figura 43. De modo geral, as deformações aumentam com o aumento da solicitação sísmica, enquanto na condição estática as deformações são praticamente nulas. No topo e na altura média do muro portante foram evidenciadas as maiores deformações. Adicionalmente, nota-se que o local onde ocorrem as máximas deformações varia com a posição na estrutura, conforme foi observado por Ardah *et al.*. (2017, 2018) em estudos de desempenho estático de GRS-IBS. Para as três regiões analisadas, as maiores deformações ocorreram próximo à face do muro, não superando 0.1%.

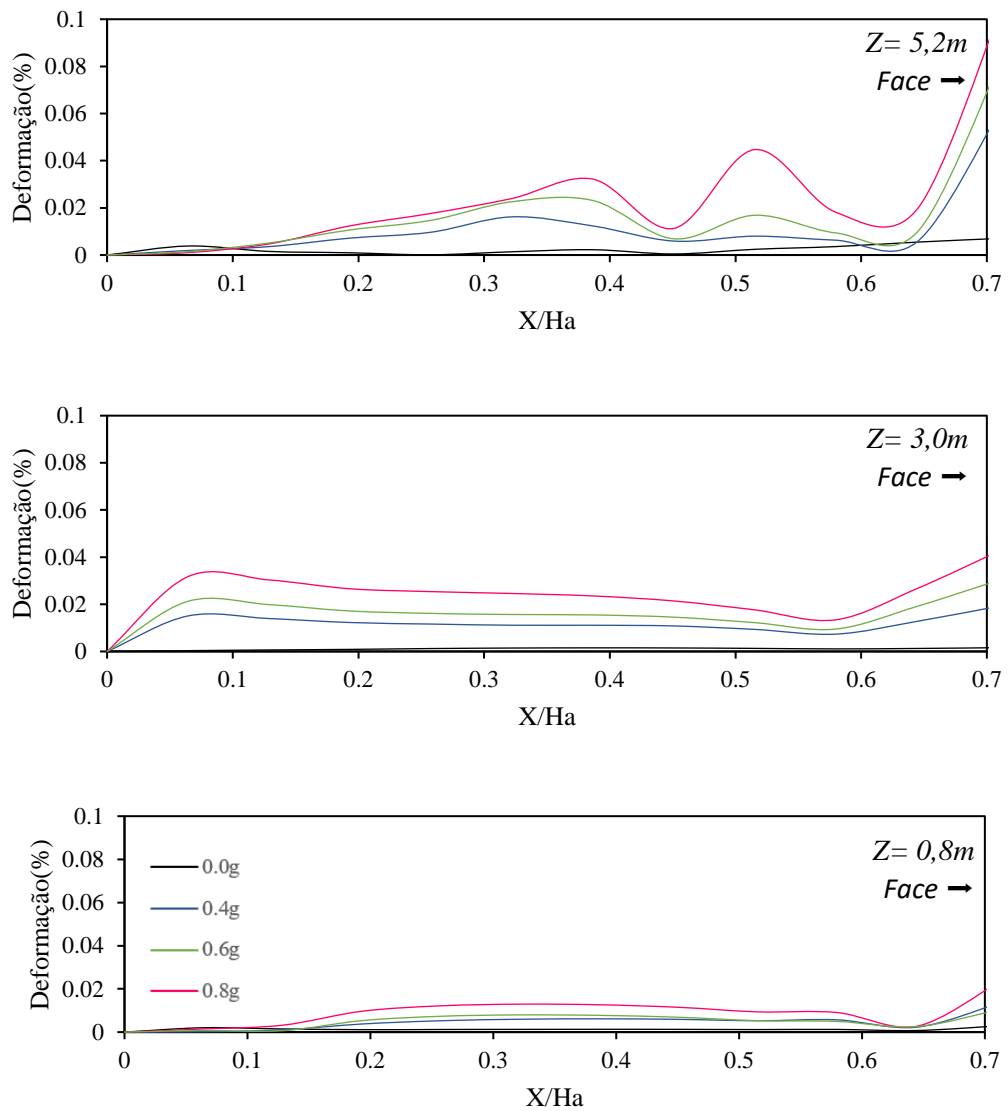


Figura 43. Deformações no reforço do GRS-IBS, sob efeito sísmico

Analisando conjuntamente os resultados mostrados na Figura 42 e na Figura 43, observa-se que nas regiões onde se apresentam as maiores acelerações, são onde ocorrem as maiores deformações no reforço. No reforço correspondente ao topo ($Z=5,2m$), os picos de deformação coincidem com as concentrações de aceleração, localizadas no encontro do tabuleiro com a zona reforçada e próximo à face. Este comportamento mostra que em regiões onde ocorre uma

variação acentuada de rigidez dos materiais, maiores são as deformações e acelerações. Esse comportamento explica os picos de deformação que ocorrem próximo à face de blocos.

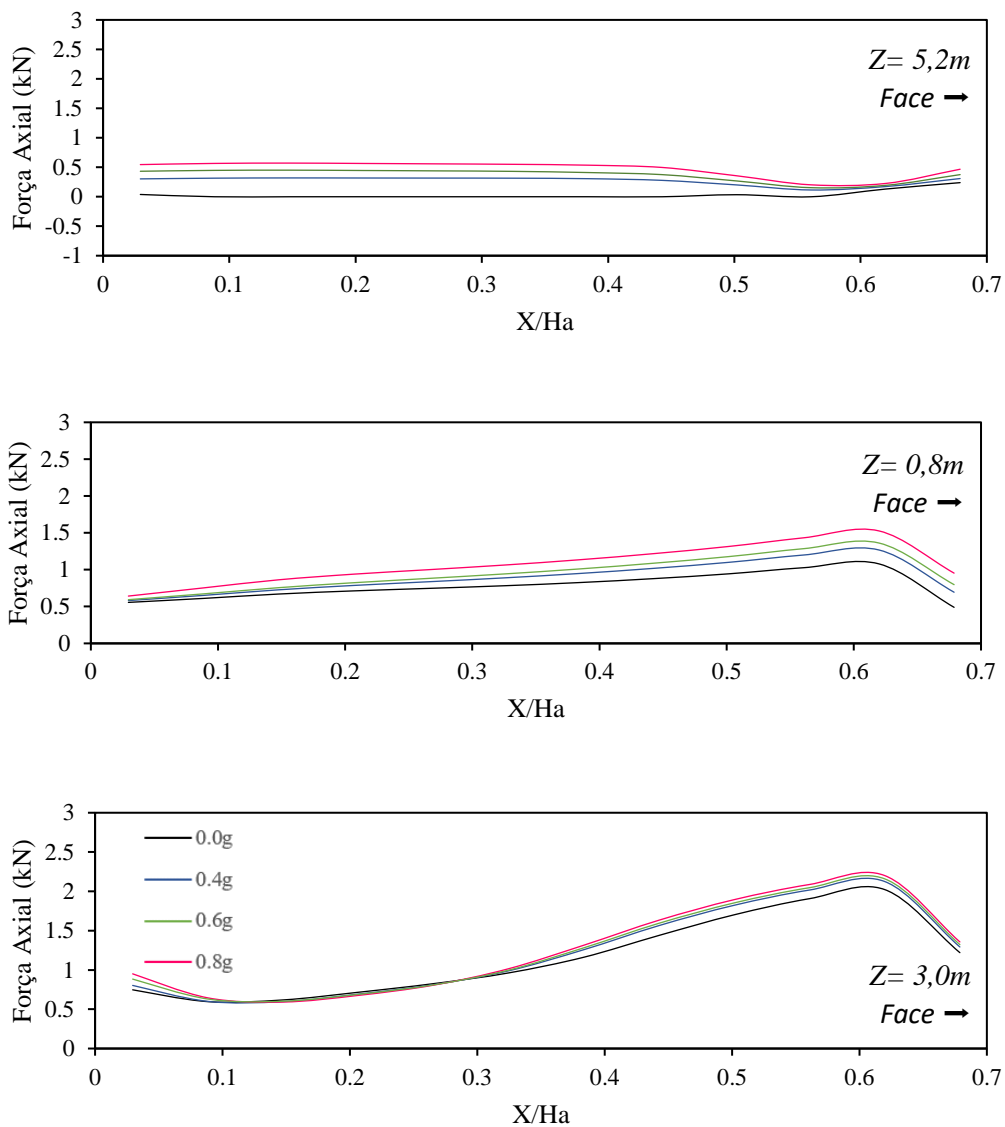


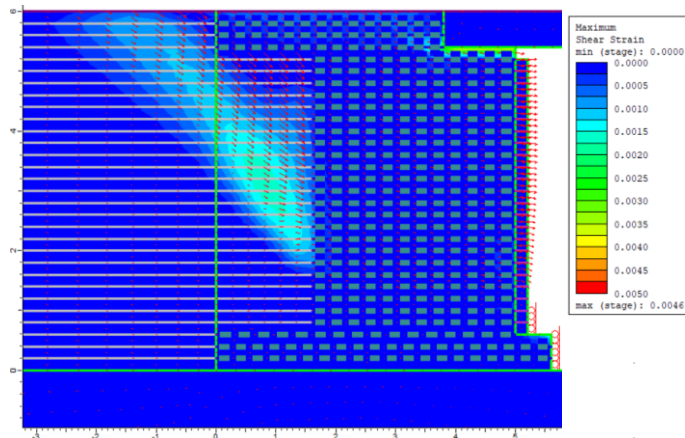
Figura 44. Forças axiais nos reforços do GRS-IBS, sob efeito sísmico

A Figura 44 apresenta os esforços de tração mobilizados nos reforços sob efeito sísmico correspondentes ao topo ($Z=5,2m$), altura média ($Z=3,0m$) e base ($Z=0,8m$) do muro portante de GRS-IBS. Em geral as deformações aumentam com o aumento da sollicitação sísmica. Os maiores esforços de tração ocorrem na base da estrutura, atingindo até 2,15 kN/m. No entanto,

a variação entre as diferentes cargas sísmicas, não correspondem a acentuadas alterações nos esforços de tração.

A Figura 45 apresenta a distribuição das máximas deformações ao cisalhamento na estrutura, sob efeito sísmico. O aumento do sismo causa uma maior concentração das deformações cisalhantes. No entanto, a região de concentração de deformações é totalmente interrompida na região do GRS. Este fato mostra o bom desempenho dos reforços, que garantem a integridade da estrutura, mesmo para sismos com altos valores de PGA.

(a)



(b)

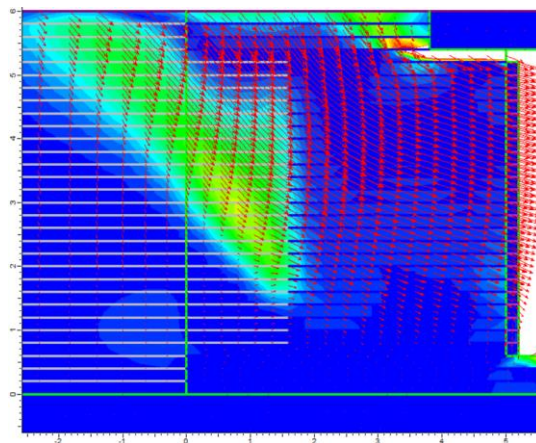


Figura 45. Máximas deformações cisalhantes e vetores de deslocamento do GRS-IBS sob efeito sísmico (a) 0.4g (b) 0.8g

Adicionalmente foi analisada a distribuição de tensões verticais ao longo da face da estrutura, (Figura 46). A tendência das tensões verticais é condizente com as tendências encontradas no modelo GRS-IBS de Xu *et al.* (2020), com um aumento de tensões com a profundidade. Nota-se que a distribuição dessas tensões verticais apresentam praticamente a mesma tendência, com pouca influência da intensidade da solitação sísmica. As maiores diferenças ocorrem no terço superior da altura do muro, perto de 70% da altura. Neste ponto, comparando-se com a condição estática, as diferenças foram de aproximadamente 5 kPa, 8 kPa e 15 kPa em relação aos sismos de 0.4g, 0.6g e 0.8g respectivamente.

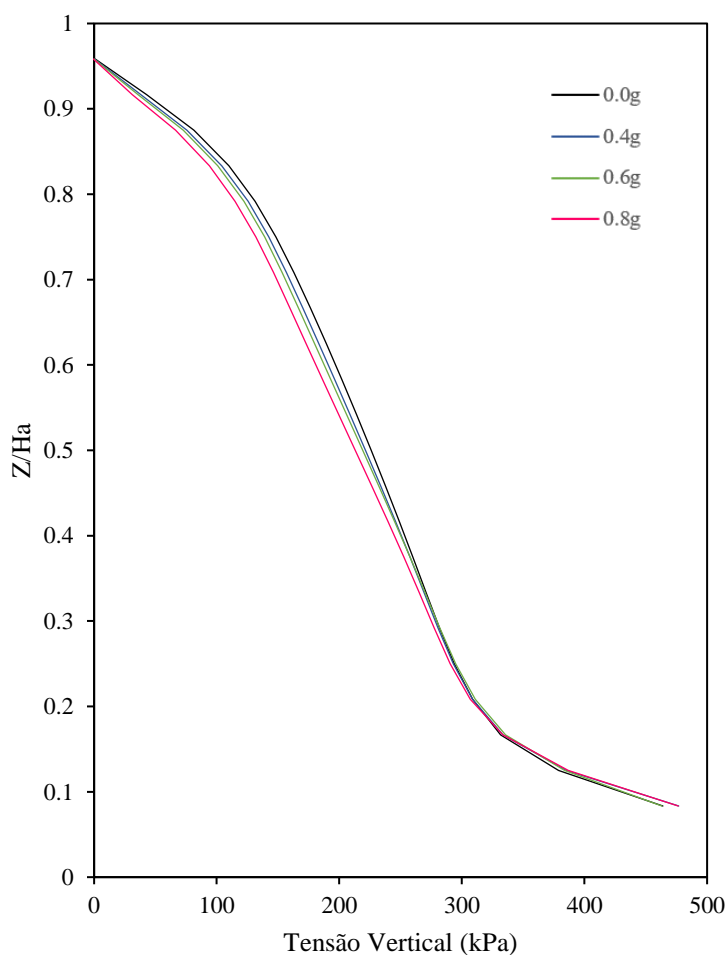


Figura 46. Tensões verticais na face do GRS-IBS sob efeito sísmico

5.2 Efeito do Carregamento Operacional

Para analisar o efeito das cargas de serviço na superfície da estrutura GRS-IBS, foram consideradas três condições de carregamento operacional tomando como referência os carregamentos considerados por Adams e Nicks (2018) e Ardah *et al.* (2017). As condições adotadas são apresentadas na Figura 47.

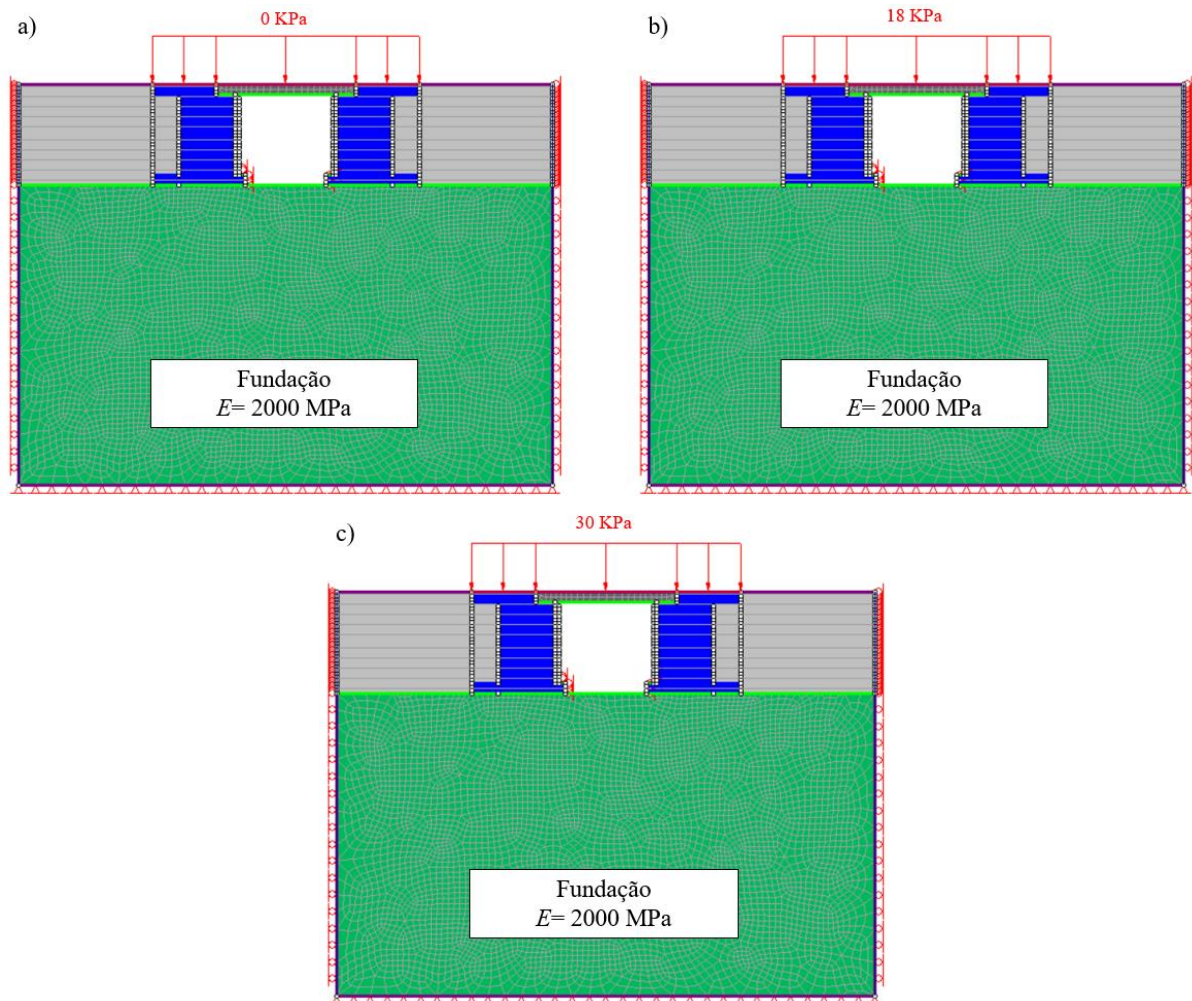


Figura 47. Modelos análise paramétrica GRS-IBS – Condições de carregamento operacional
(a) Após construção (b) Carga permanente (c) Carga permanente +Carga accidental

A primeira condição de carregamento operacional foi logo após da construção do GRS-IBS, considerando um carregamento de 0 kPa (Figura 47 (a)). A segunda condição simula a adição de carga permanente no modelo, simulando uma sobrecarga de 18 kPa, conforme Figura 47 (b). A terceira condição considera a somatória de cargas permanentes e cargas accidentais na estrutura, considerando um carregamento total de 30kPa conforme Figura 47 (c).

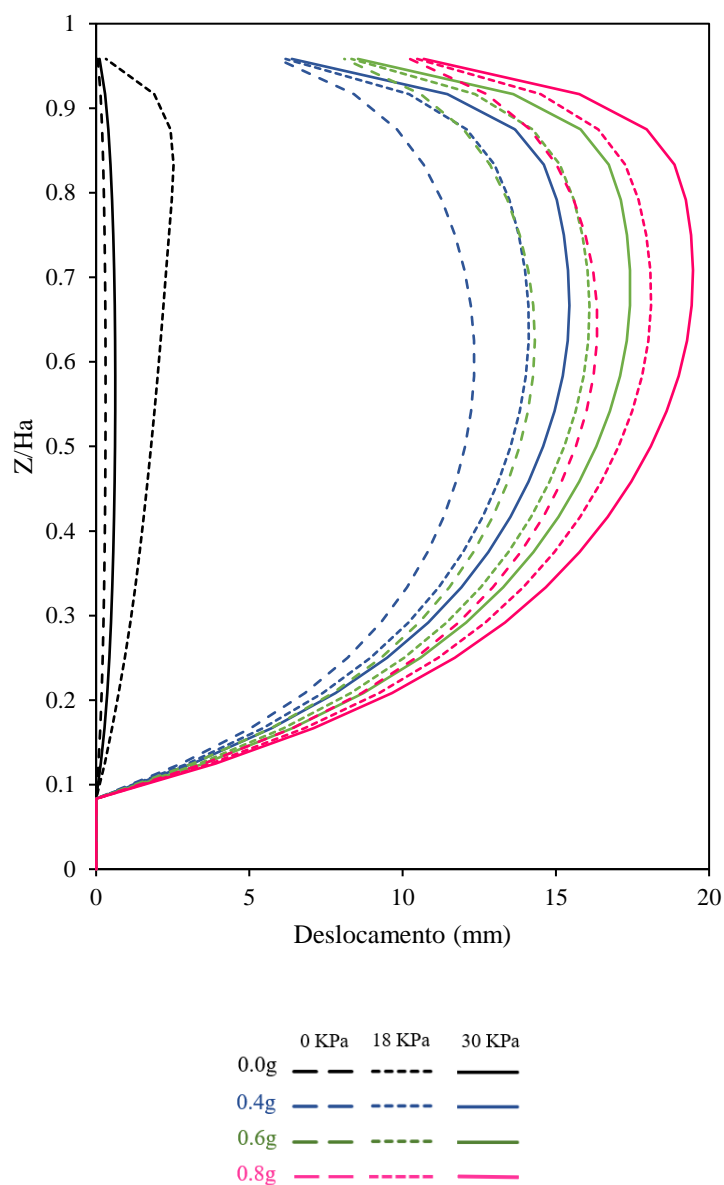


Figura 48. Deslocamento horizontais da face do GRS-IBS sob efeito dos carregamentos operacionais

Foi observado que com aumento da carga operacional (Figura 48), os deslocamentos laterais da face aumentam (Figura 48). Quando adicionalmente são consideradas as cargas sísmicas, esses também aumentam. No entanto, o aumento dos deslocamentos laterais na face é mais causado pela atuação da carga operacional do que pela carga sísmica. Todos os deslocamentos observados obtidos são inferiores a 120mm, satisfazendo os limites normativos da FHWA.

O máximo deslocamento na solicitação estática após construção é de 0,26 mm. Após a aplicação da carga permanente, o máximo deslocamento é de 2,43 mm, equivalente a aproximadamente nove vezes o máximo deslocamento após a construção. O máximo deslocamento considerando a carga permanente adicionada da carga acidental é de 3,76 mm, correspondendo a um aumento

de 57% se comparado com o máximo deslocamento correspondente a solicitação com apenas carga permanente. Para todos os casos de análise estática o máximo deslocamento lateral acontece no terço superior da estrutura portante.

Quando são consideradas as solicitações sísmica, os deslocamentos máximos observados são 14,6 mm, 16,2 mm e 18,6 mm, para as solicitações de 0,4g, 0,6g e 0,8g, respectivamente. Esses deslocamentos máximos correspondem à maior carga operacional (30 kPa). Com os incrementos das cargas operacionais, de 0 kPa a 18 kPa e de 18 kPa a 30 kPa, em relação aos carregamentos anteriores, os incrementos dos deslocamentos laterais máximos foram de 8% e 12%, respectivamente.

A Figura 49 mostra os deslocamentos verticais na superfície da estrutura GRS-IBS, causados pelas cargas operacionais e sísmicas, conforme região de estudo apresentada na Figura 39. Nota-se que o aumento da carga operacional tem maior influência nos recalques que as cargas sísmicas. De um modo geral, os recalques ocorrem principalmente após a aplicação da carga permanente e antes da aplicação da carga acidental. Este comportamento é coerente com as estimativas de recalque mencionadas por Adams e Nicks (2018).

Na condição estática, os máximos deslocamentos observados foram de 14 mm, 20 mm e 33 mm correspondentes ao final da construção, carga permanente e carga permanente adicionada da carga acidental, respectivamente. Note-se que nesta condição, para qualquer carregamento operacional, o padrão de comportamento é similar, havendo um aumento do recalque à medida que se aproxima da face dos muros. Este recalque torna-se praticamente constante no vão livre da ponte, sendo que os máximos deslocamentos verticais são 17mm, 35mm e 47mm, correspondentes ao final da construção, carga permanente e carga permanente adicionada da carga acidental, respectivamente.

Com relação à condição sísmica, não há diferenças significativas com aumento do valor da PGA. Adicionalmente, observa-se que o efeito do carregamento sísmico gera um aumento do recalque no vão livre do tabuleiro, diferente da condição estática onde o recalque é constante. Para todos os casos de carregamento operacional, este acréscimo de recalque entre a condição estática e condição sísmica está entre 2 a 4 mm, aproximadamente, independente da aceleração do sismo. Em qualquer caso (estático ou sísmico), os recalques obtidos satisfazem os limites normativos da FHWA, ou seja, são inferiores a 60 mm.

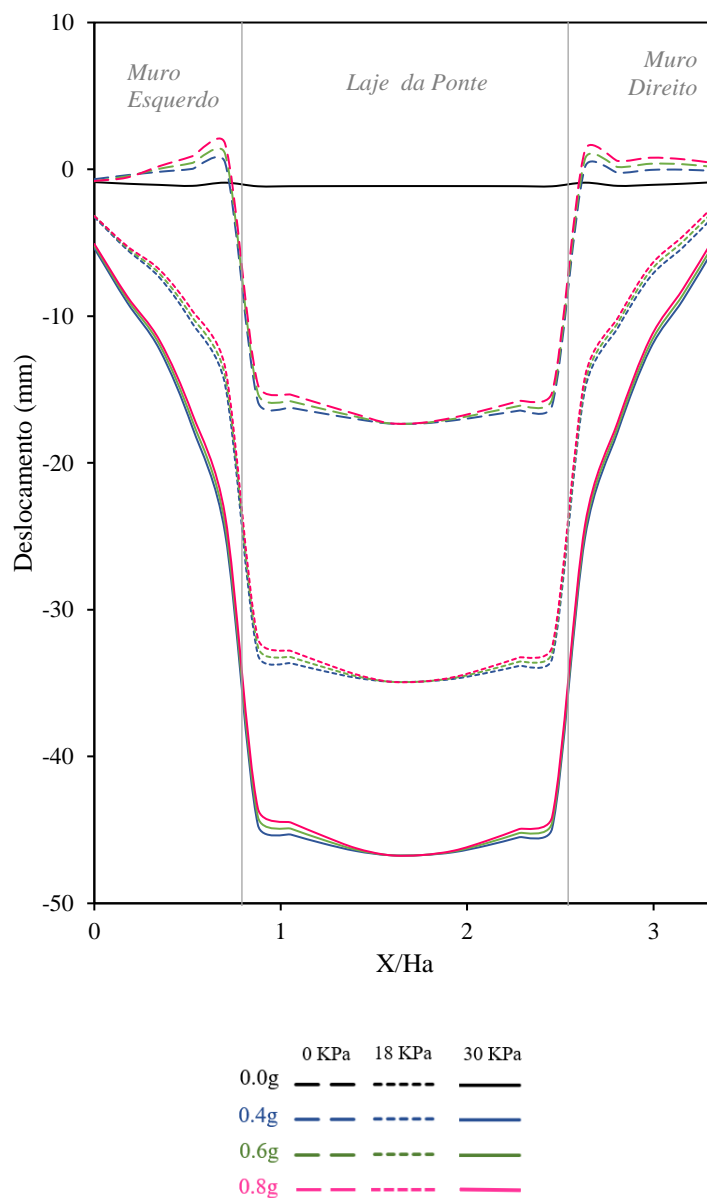


Figura 49. Recalque superficial do GRS-IBS sob efeito do carregamento operacional

A Figura 50 mostra a distribuição de acelerações na estrutura, sob efeito dos carregamentos operacionais de 0 kPa, 18 kPa e 30 kPa, e quando a estrutura é submetida ao carregamento sísmico de 0.8g de PGA. Pode-se observar que as acelerações aumentam com a elevação e a medida que se aproxima do apoio do tabuleiro da ponte. Nota-se também que quanto maior o carregamento operacional, maiores serão as acelerações na estrutura, no caso de um eventual sismo. Observa-se que aumento de carga operacional amplifica os efeitos sísmicos. Para os carregamentos operacionais de 0 kPa, 18 kPa e 30 kPa, os valores máximos de aceleração, que

ocorrem no contato entre o tabuleiro e a estrutura GRS, são $1,80 \text{ m/s}^2$, $2,1 \text{ m/s}^2$ e $2,25 \text{ m/s}^2$, respectivamente.

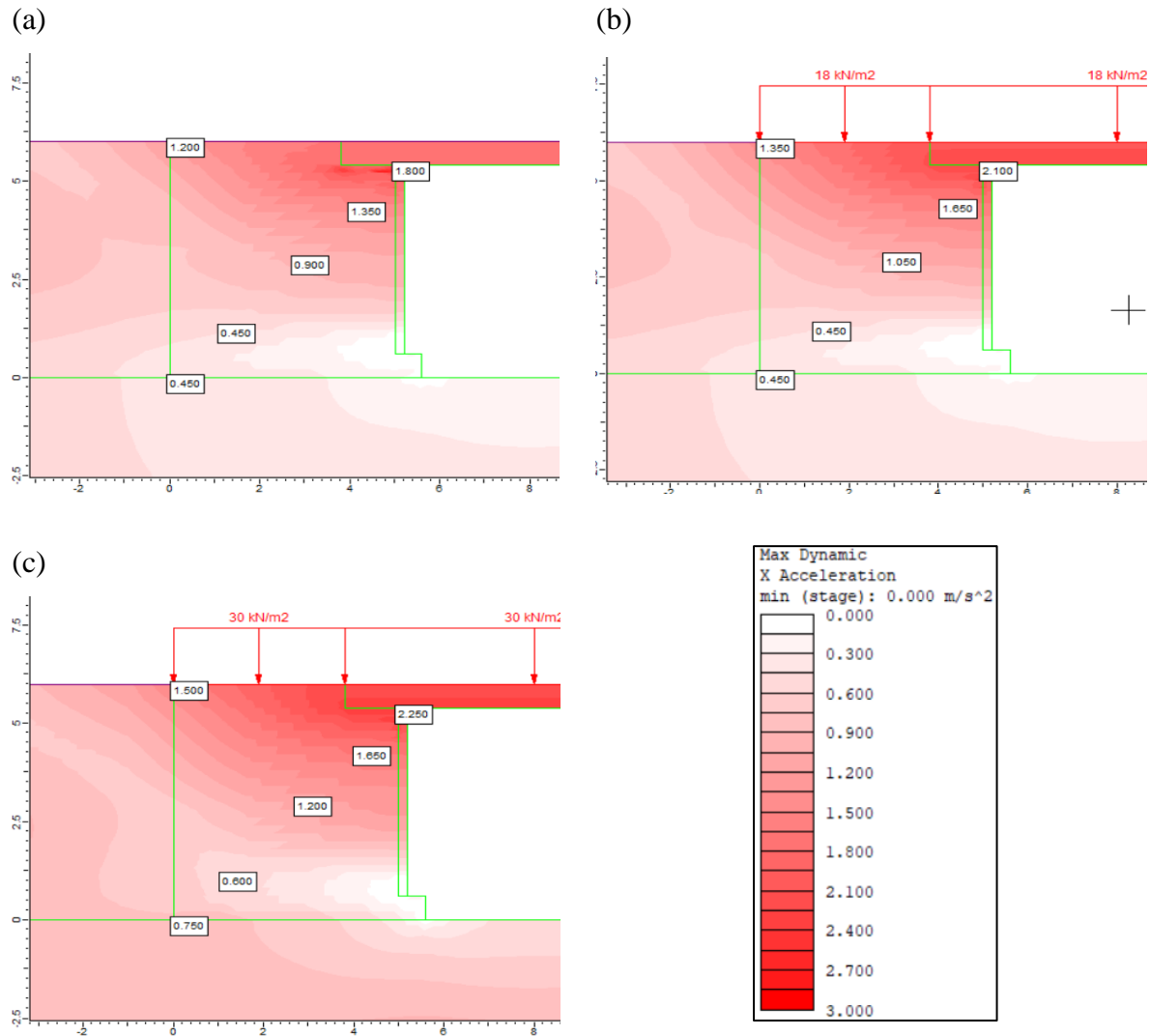


Figura 50. Distribuição de acelerações no GRS-IBS com sismo de PGA igual a 0.8g, e sob efeito dos carregamentos operacionais (a) 0 kPa (b) 18 kPa (c) 30 kPa

A Figura 51 mostra as deformações nos reforços sob efeito das cargas operacionais e carregamentos sísmicos, correspondentes ao topo ($Z=5,2m$), altura média ($Z=3,0m$) e base ($Z=0,8m$) do muro portante GRS-IBS. De um modo geral, deformações aumentam com o aumento da solicitação sísmica e com o aumento da carga operacional.

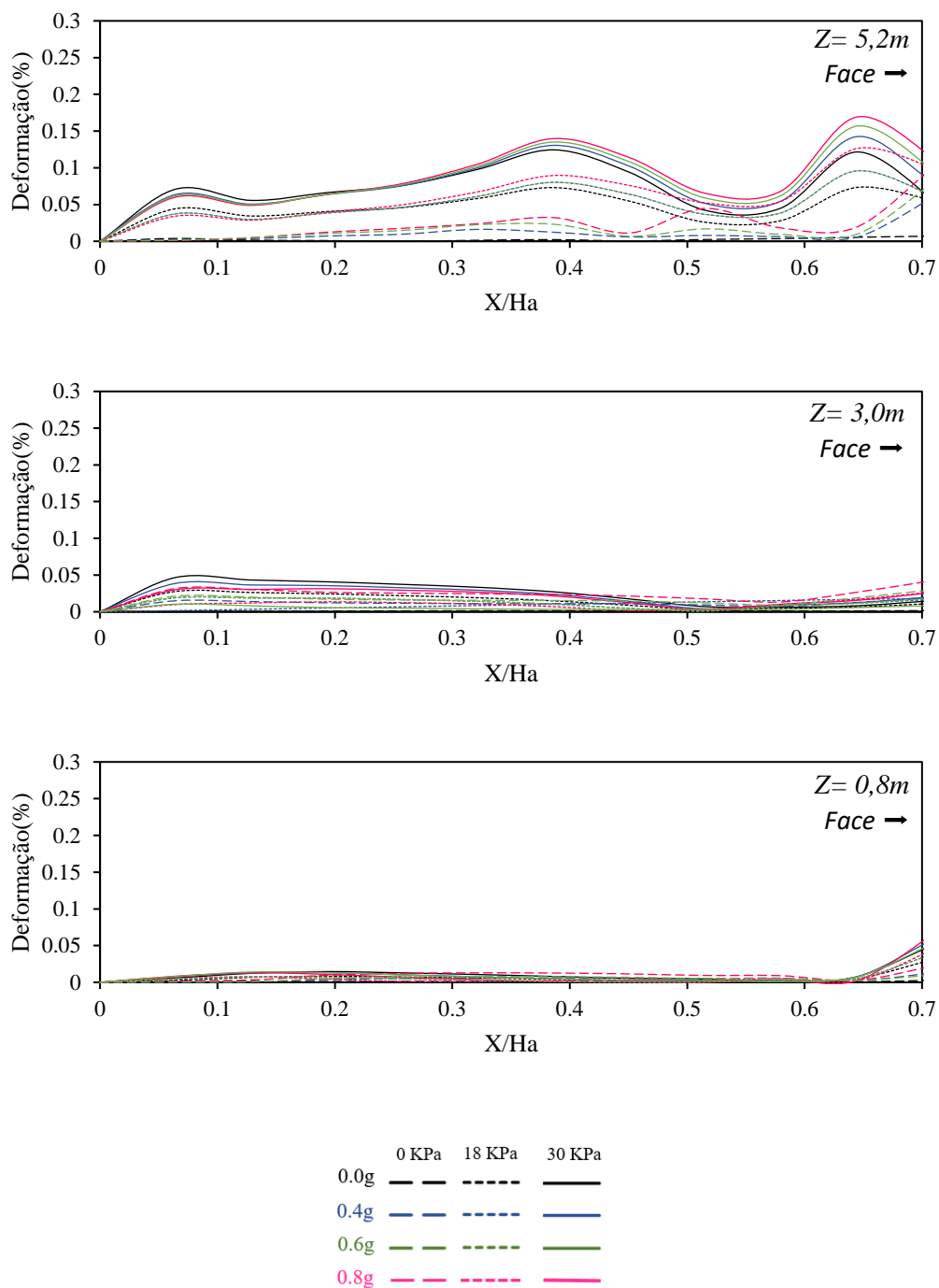


Figura 51. Deformações nos reforços do GRS-IBS, sob efeito de carregamentos operacionais e carregamentos sísmicos.

No entanto, o aumento das deformações é mais significativo com o aumento das cargas operacionais. No topo ($Z=5,2\text{m}$) do muro portante ocorreram as maiores deformações, na ordem de 0,2%. Na altura média e na base da estrutura, as deformações foram inferiores a 0,05%. No topo e na base da estrutura, as maiores deformações ocorreram próxima à face, enquanto que na altura média da estrutura, as maiores deformações ocorreram no extremo oposto.

No reforço do topo, também é evidenciado que tanto na condição estática como na condição sísmica, as deformações são maiores com a aplicação de cargas operacionais (18 kPa e 30 kPa). Adicionalmente, observa-se uma alteração no padrão da distribuição das deformações, quando a estrutura é submetida a carregamentos operacionais. Os picos de deformação ocorrem, nas regiões próximas ao encontro do GRS com o tabuleiro e nas proximidades da face de blocos. A localização desses picos coincidem com a localização dos picos da distribuição de deformações por Ardah *et al.* (2017), em análises realizadas considerando somente carregamentos operacionais.

As distribuições de deformações dos reforços, na altura média e na base da estrutura são similares àquelas encontradas por Ardah *et al.* (2017). Entretanto, as magnitudes das deformações encontradas no presente estudo são menores, uma vez que os parâmetros de rigidez são maiores, ou seja, a rigidez do reforço utilizado no presente estudo é igual a 1280 kN/m, enquanto que a rigidez adotada no estudo de Ardah *et al.* (2017) era igual a 600 kN/m de rigidez axial.

Da mesma forma como foi comentado no item 5.1, comparando a Figura 50 com a Figura 51 observa-se que nas regiões onde ocorrem as maiores acelerações, também ocorrem as maiores deformações nos reforços, tanto para carregamentos sísmicos como para carregamentos operacionais.

A Figura 52 apresenta os esforços de tração mobilizados nos reforços sob efeito de carregamentos sísmicos, referentes ao topo ($Z=5,2\text{m}$), altura média ($Z=3,0\text{m}$) e base ($Z=0,8\text{m}$) do muro portante de GRS-IBS. De uma forma geral, as deformações aumentam com o aumento da sollicitação sísmica. Variações nas cargas sísmicas não produzem alterações significativas nos esforços de tração nos reforços. Os maiores esforços de tração, que ocorrem na altura média da estrutura, foram iguais a 2,15 kN, 3,1 kN e 3,8 kN, correspondentes aos carregamentos operacionais de 0 kPa, 18 kPa e 30 kPa, respectivamente.

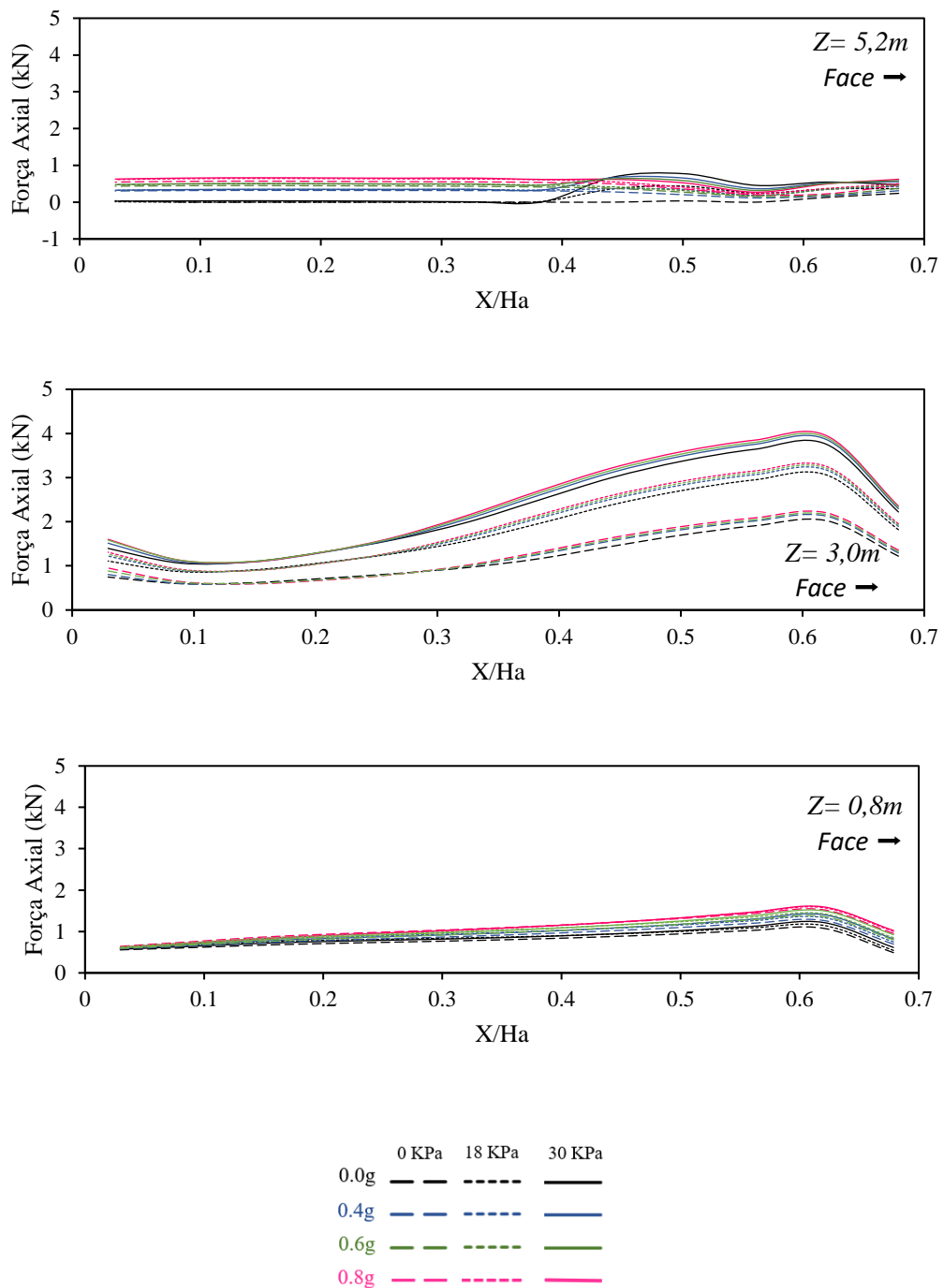


Figura 52. Distribuições das forças axiais nos reforços, sob efeito dos carregamentos operacionais e carregamentos sísmicos

A Figura 53 apresenta as distribuições das máximas deformações de cisalhamento na estrutura, sob efeito das cargas operacionais e sob o efeito da carga sísmica com PGA de 0,8g. Da mesma forma como foi comentado no item 5.1, o aumento da intensidade do carregamento sísmico causa um aumento na intensidade das deformações cisalhantes. Entretanto, com o aumento da

intensidade da carga operacional, a intensidade das máximas deformações de cisalhamento diminuem nas regiões não reforçadas. Este fenômeno ocorre talvez pelo surgimento de um eventual efeito de confinamento causado pelas cargas operacionais.

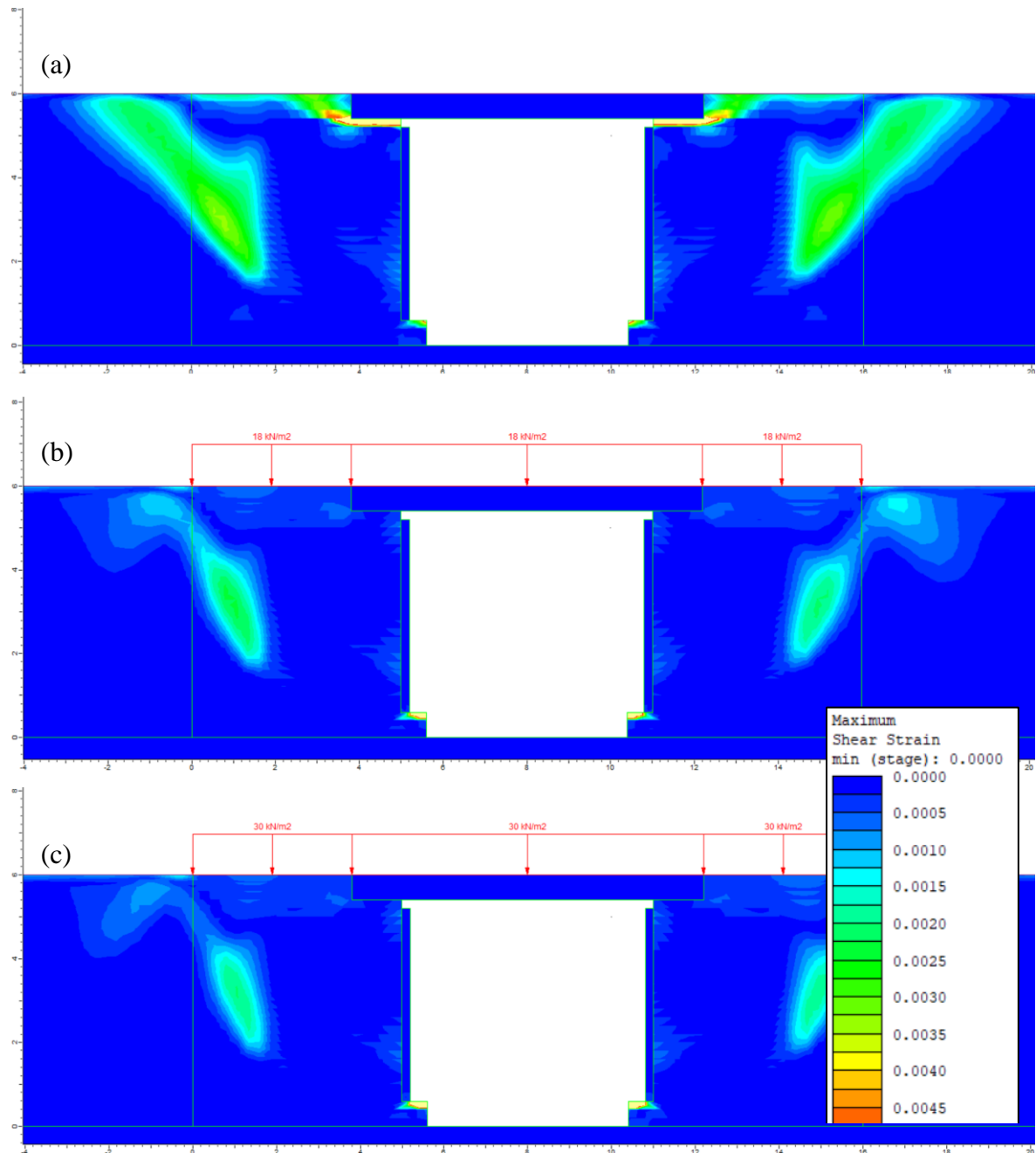


Figura 53. Distribuição das máximas deformações cisalhantes no GRS-IBS sob o efeito de um carregamento sísmico com PGA de 0.8g e sob o efeito de carregamentos operacionais (a) 0 kPa (b) 18 kPa (c) 30 kPa

A Figura 54, apresenta as distribuições das máximas deformações cisalhantes, limitadas a 0,05%, para os seguintes casos: (a) carregamento operacional nulo e condição estática; (b) carregamento operacional nulo e carregamento sísmico com PGA de 0.8g; (c) carregamento operacional de 30 kPa e carregamento sísmico com PGA de 0.8g.

A avaliação das tensões de cisalhamento é útil para se compreender potenciais superfícies de ruptura. A Figura 54 mostra uma concentração de elevadas tensões de cisalhamento, atrás da estrutura GRS, em uma região não reforçada, definindo uma potencial superfície de ruptura plana. A potencial superfície de ruptura é interceptada pela região reforçada, onde o espaçamento entre os reforços é reduzido. Na região reforçada, as deformações de cisalhamento são menores do que aquelas observadas externamente, mas definindo duas potenciais superfícies de ruína. Uma delas aparece nas elevações mais altas e próximas ao tabuleiro, relacionadas com as tensões verticais aplicadas pelo tabuleiro ao solo. Esta potencial superfície de ruptura é similar às superfícies convencionais adotadas nas análises de capacidade de carga de fundações rasas. Os altos níveis das deformações de cisalhamento correspondentes a esta situação, sugerem a necessidade de reforços com elevados valores de rigidez e resistência. A outra potencial superfície de ruptura interna se desenvolve com níveis comparativamente mais baixos de deformações de cisalhamento, similar a superfícies de ruptura convencionais adotadas em análises de estruturas de terra mecanicamente estabilizadas (GMSE). Além disso, há uma concentração de deformações de cisalhamento próxima à base da estrutura, parecendo estar relacionada com as tensões de cisalhamento desenvolvidas no contato entre a face e o solo reforçado. Finalmente, comparado com a condição estática (Figura 54a), a condição sísmica aumenta as deformações de cisalhamento.

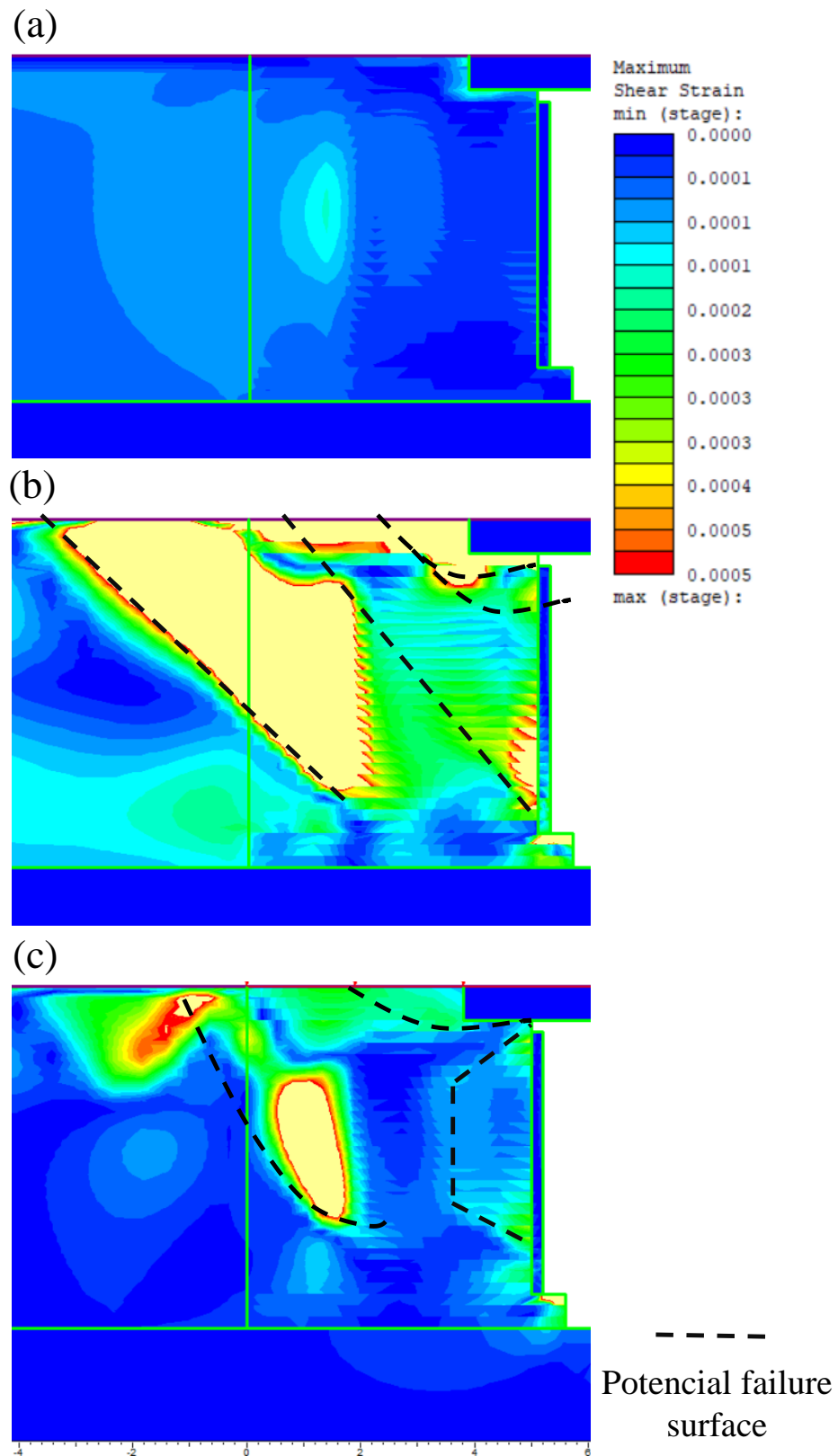


Figura 54. Distribuição das máximas deformações cisalhantes no GRS-IBS, limitadas a 0,05%, sob o efeito de um carregamento sísmico com PGA de 0.8g e sob o efeito de carregamentos operacionais (a) 0 kPa (b) 18 kPa (c) 30 kPa

Adicionalmente foi analisada a distribuição de tensões verticais acumuladas desde o início da construção, ao longo da face da estrutura, conforme apresentado na Figura 55. Nota-se que as distribuições de tensões verticais mostram uma mesma tendência, com uma ligeira diminuição de suas intensidades, em função da solicitação sísmica. As maiores diferenças são observadas no terço superior, perto de 70% da altura da estrutura GRS, em relação ao carregamento sísmico. De um modo geral, é mais significativo o efeito do carregamento operacional que o efeito do carregamento sísmico. Na parte superior do muro as tensões são praticamente iguais, mas as magnitudes vão se afastando com a profundidade. O carregamento operacional de 18 kPa gera tensões 125 kPa mais elevadas, em comparação com o carregamento operacional de 0 kPa. Já o carregamento operacional de 30 kPa gera tensões em torno de 82 kPa mais elevadas, quando comparado com o carregamento operacional de 18 kPa.

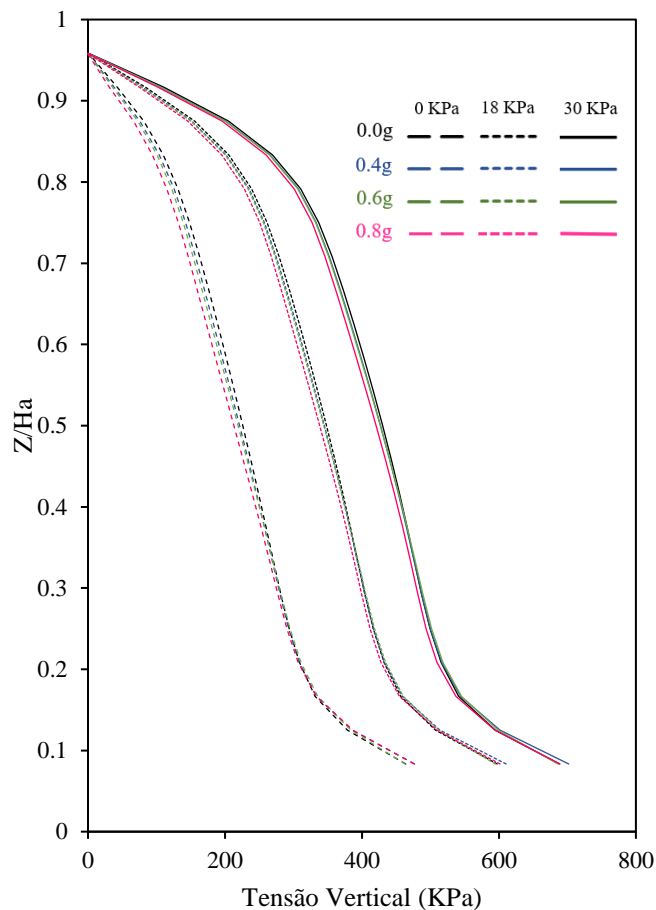


Figura 55. Tensões verticais na face do GRS-IBS sob efeito sísmico

5.3 Efeito da Rigidez da Fundação

Nas análises do efeito da rigidez do solo de fundação no desempenho estático e sísmico da estrutura GRS-IBS, foi tomado como referência o estudo desenvolvido por Damians *et al.* (2014). Nesse estudo, foi avaliada, em condição estática, o comportamento de estruturas de solo reforçado para em diferentes valores de módulo de elasticidade do material da fundação. Os modelos analisados são ilustrados na Figura 56.

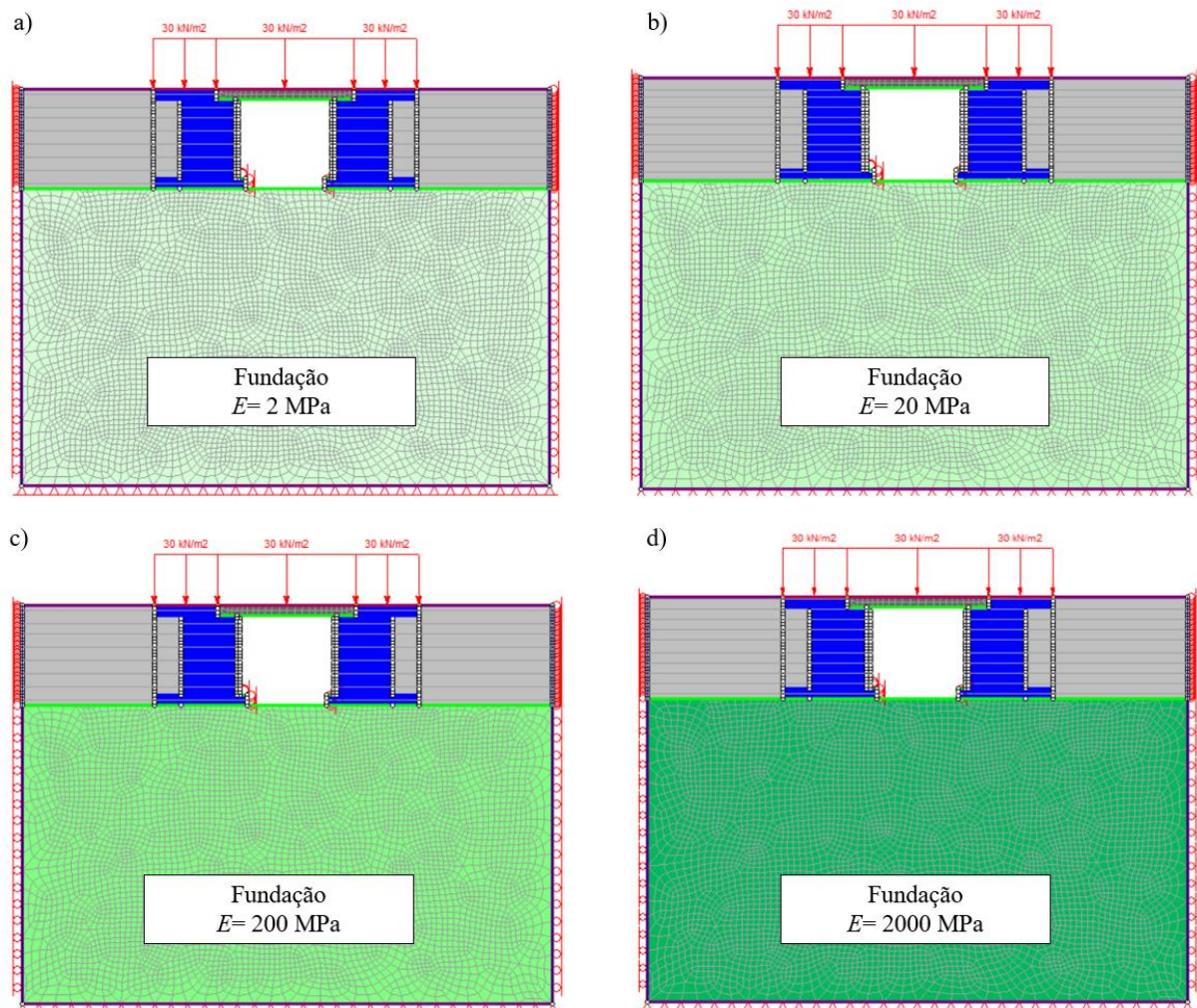


Figura 56. Modelos análise paramétrica GRS-IBS – Efeito da rigidez da fundação. (a) areia fofa (b) areia médio (c) areia densa (d) rocha alterada

Foram adotados quatro tipos de fundação em solos granulares: areia fofa, areia média, areia densa e rocha alterada. Os parâmetros adotados para cada tipo de fundação foram aqueles sugeridos por Look (2007) e Damians *et al.* (2014) e mostrados na Tabela 19. Nas análises foi considerado o máximo carregamento operacional (30 kPa).

Tabela 19. Propriedades adotadas para o solo de fundação

Tipo de Solo	Módulo de Elasticidade (MPa)	Ângulo de atrito (°)	Coesão (kPa)	Modelo Constitutivo
Arena muito fofa	2	25	0	Elástico – Mohr Coulomb
Areia média	20	30	0	Elástico – Mohr Coulomb
Areia densa com pedregulho	200	35	0	Elástico – Mohr Coulomb
Rocha Alterada	2000	40	0	Elástico – Mohr Coulomb

A Figura 57 apresenta os deslocamentos horizontais na face do muro portante GRS-IBS, em função da rigidez da fundação. Nota-se que conforme a solicitação sísmica aumenta, os deslocamentos também aumentam, como também foi observado nos itens 5.1 e 5.2.

O maior deslocamento horizontal observado na face, na condição estática, foi de 3,8 mm. Na condição sísmica, os deslocamentos horizontais máximos foram 14,6 mm, 16,2 mm e 18,6 mm, para as solicitações sísmicas com PGA de 0.4g, 0.6g e 0.8g, respectivamente. Na condição estática foi observada uma diferença pouco significativa do deslocamento lateral na face, com a variação da rigidez do solo de fundação. Apesar disso, nota-se que para estruturas com fundação mais rígida, os deslocamentos laterais foram inferiores, quando comparado com fundações menos rígidas. As reduções dos deslocamentos foram de até 8%. Os valores observados para esta condição são coerentes com os valores observados nas análises conduzidas por Damians *et al.* (2014). Para a condição sísmica, a definição do padrão de tendência é mais complexa. Para essa condição, conforme a rigidez da fundação aumenta, os deslocamentos da face também aumentam.

Na Figura 58 são mostrados os deslocamentos horizontais obtidos para os modelos com solicitação sísmica de 0.8g e carregamento operacional de 30 kPa, em função da rigidez da fundação. Nessa figura, observa-se que para a fundação com menor rigidez (2MPa) ocorrem deslocamento de mais de 40 mm no solo de fundação e nas regiões não reforçadas localizadas atrás das estruturas portantes GRS. Para fundações, com valores de módulo de elasticidade iguais a 20 MPa, 200 MPa e 2000 MPa, não são observados deslocamentos horizontais na fundação.

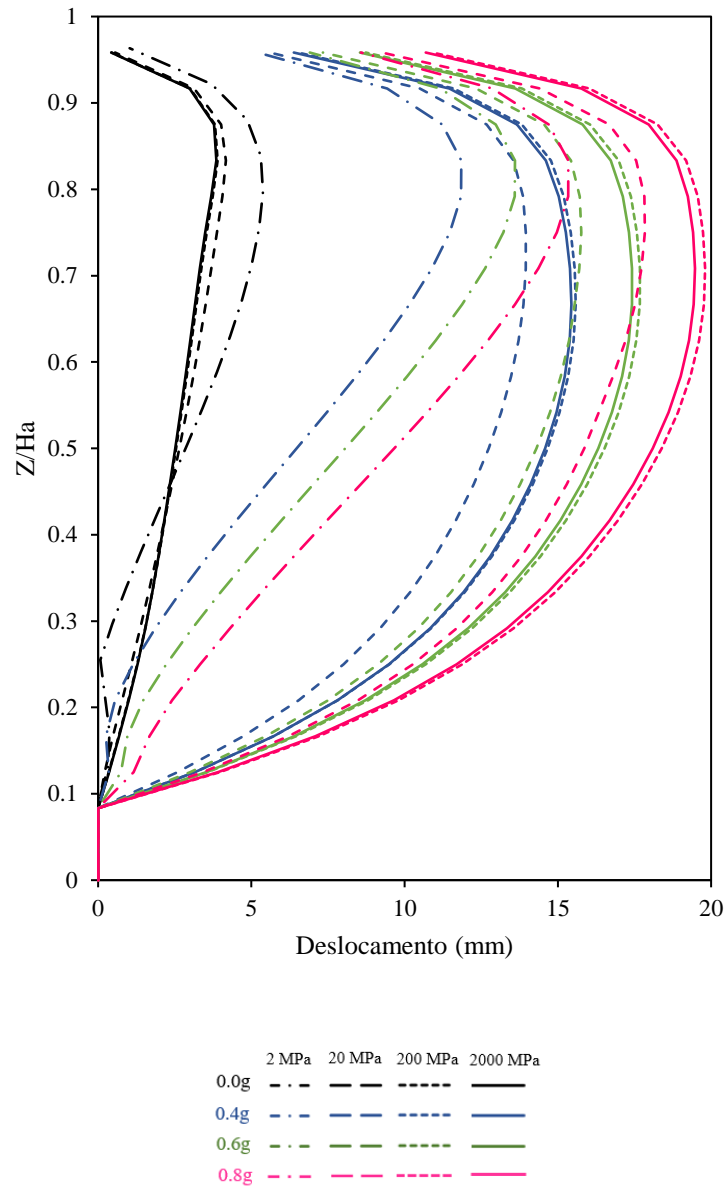


Figura 57. Deslocamento horizontais da face do GRS-IBS em função da rigidez da fundação

Observa-se também que com o aumento da rigidez da fundação, os deslocamentos horizontais ao longo da face aumentam, enquanto que os deslocamentos nas zonas não reforçadas, atrás do GRS-IBS diminuem.

Avaliando especificamente os deslocamentos laterais da face para os casos de carregamento sísmico, o menor deslocamento foi observado com a fundação com módulo de elasticidade igual a 2 Mpa. Para a fundação com módulo de elasticidade de 20 Mpa, foi observado um aumento cerca de 50% do deslocamento máximo, em relação com a fundação anterior. Para as fundações com módulos de elasticidade iguais a 200 MPa e 2000 Mpa, os deslocamentos

observados foram praticamente iguais, representando um aumento cerca de 16% em relação a fundação com módulo de elasticidade igual a 20 MPa.

Assim, entende-se que uma fundação menos rígida funciona como amortecedor na propagação das ondas sísmicas, ou seja, os efeitos do sismos são absorvidos pela fundação, reduzindo os deslocamentos laterais na face da estrutura GRS-IBS.

Para análises efetuadas, todos os deslocamentos laterais observado na face são menores que 120mm, satisfazendo os limites normativos da FHWA.

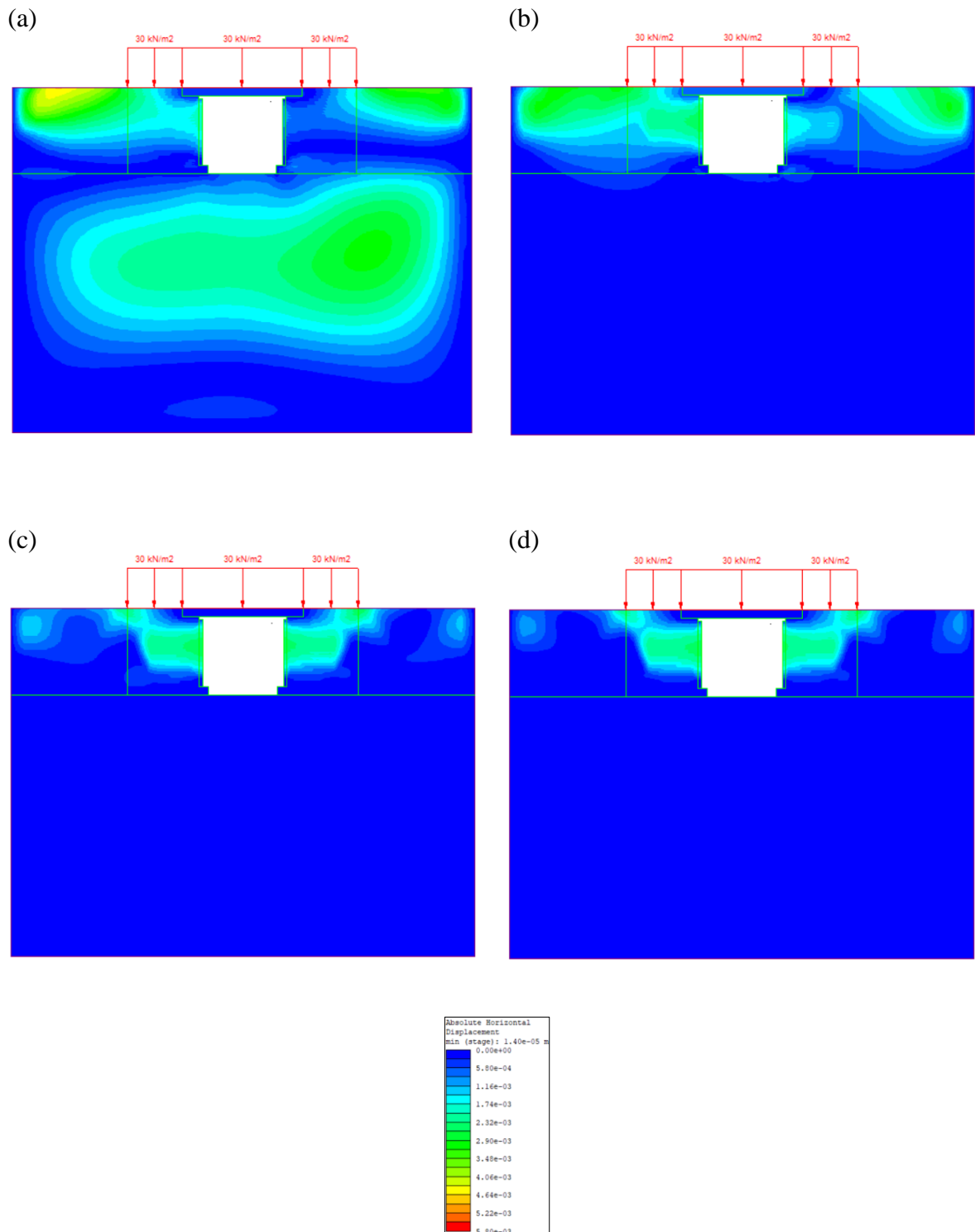


Figura 58. Deslocamentos horizontais absolutos com carregamento sísmico com PGA de 0.8g e carregamento operacional de 30 kPa, para valores da rigidez da fundação iguais a: (a) 2 MPa; (b) 20 Mpa; (c) 200 Mpa; (d) 2000 MPa

A Figura 59 mostra os recalques na superfície da estrutura GRS-IBS, em função da rigidez da fundação. Nota-se que a variação na rigidez da fundação tem uma maior influência na estrutura

do que o efeito sísmico. Também foi observado que a condição sísmica aumenta significativamente os recalques no centro do tabuleiro em comparação com a condição estática, do mesmo modo que foi observado no item 5.2. Além disso, observou-se que os máximos recalques aumentam com o aumento da solicitação sísmica e a diminuição da rigidez da fundação.

Os recalques para os modelos com rigidez de fundação de 2000 Mpa e 200 Mpa foram praticamente iguais. Na condição estática, o máximo recalque no tabuleiro foi de 30mm, e na condição de maior solicitação sísmica, o recalque máximo foi de 46 mm, representando um aumento de 16 mm como consequência do sismo (aumento de 50%). Na região do GRS não se observaram diferenças significativas para os recalques correspondentes às condições estática e sísmica (cerca de 24 mm), evidenciando que nesta região, o sismo não recalques significativos na estrutura.

Para a fundação com rigidez de 20 Mpa, foi observado um aumento de até 49% do recalque, comparando-se com as fundações mais rígidas (2000 MPa e 200 Mpa). Assim sendo, o máximo recalque observado no tabuleiro foi cerca de 48 mm para a condição estática e de 70 mm para a máxima solicitação sísmica. Na região do GRS nas condições estática e sísmica, o máximo recalque foi de 32mm, evidenciando que nesta região, o sismo não recalques significativos na estrutura.

Na fundação de 2 MPa de rigidez foi aquela com maior recalque, muito acima dos outros tipos de fundação (praticamente quatro vezes o recalque da fundação de 20 MPa). Na condição estática o máximo recalque foi de 163 mm no tabuleiro na região do GRS. Na solicitação sísmica máximo recalque foi de 264 mm no tabuleiro e de 204 mm na região do GRS. Esses resultados demonstram que em fundações pouco rígidas, o efeito sísmico aumenta bastante os recalques no tabuleiro e na estrutura como um todo.

Assim sendo as estruturas com fundações de 20 MPa, 200 MPa e 2000 Mpa satisfazem os limites de recalque estabelecidos pela FHWA, analisando especificamente a região do GRS de referência na normativa. No entanto, solos de fundação pouco rígidas, como é o caso da fundação de 2 MPa (areia muito fofa) não atendem os requerimentos de recalque porque apresentam recalques muito elevados com os limites estabelecidos, neste caso de 60 mm de recalque no GRS. Os resultados, se comparados com o limite da FHWA, foram equivalentes ao 270% e ao 340% para a condição estática e sísmica respectivamente.

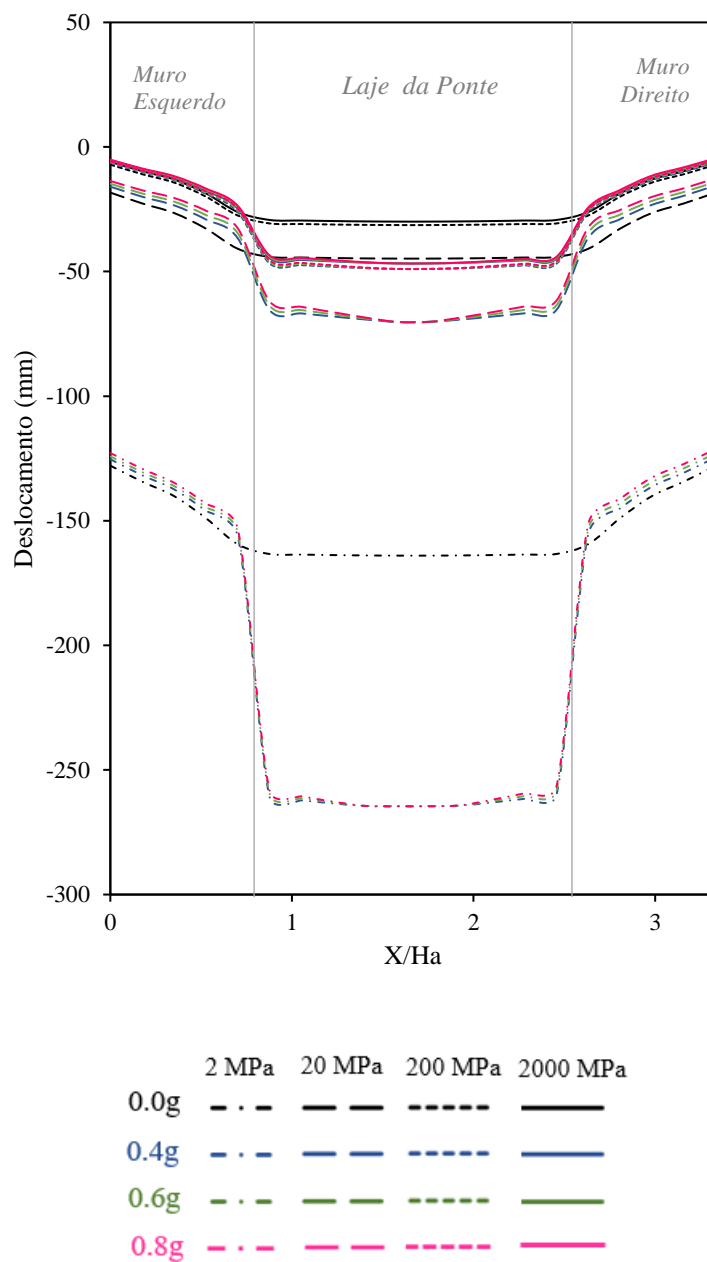


Figura 59. Recalque superficial do GRS-IBS sob efeito da rigidez da fundação

A Figura 60 apresenta a influência da rigidez da fundação na distribuição da aceleração na estrutura quando submetida ao efeito de uma carga operacional de 30 kPa e um sismo de 0.8g de PGA. Especificamente na estrutura GRS-IBS conserva-se o padrão de concentração do

resultado de aceleração aumentando com a altura e com a proximidade a laje da ponte, no entanto a intensidade dessa distribuição muda com o tipo de fundação.

Para a fundação com rigidez de 2 MPa, observe-se regiões na fundação com altas acelerações. Já na estrutura GRS-IBS, estas acelerações chegam com pouca intensidade.

Para a fundação com rigidez de 20 MPa, é observada uma concentração concêntrica de maior intensidade no centro geométrico da fundação e na estrutura GRS-IBS. Estas acelerações chegam com intensidade similar àquela apresentada na fundação.

Para a fundação com rigidez de 200 MPa, também é observada uma concentração concêntrica de maior intensidade no centro geométrico da fundação. No entanto a intensidade é menor se comparada com a estrutura de 20 MPa. Nesta fundação de 200 MPa também são observadas concentrações alinhadas nas bordas verticais do modelo. Na estrutura GRS-IBS estas acelerações chegam com intensidade maior àquela apresentada na fundação

Por fim, para a fundação com rigidez de 2000 MPa, a concentração de acelerações está localizada totalmente no contorno da fundação com alta intensidade. Na estrutura GRS-IBS, similar que o ocorrido no modelo de 200 MPa, estas acelerações chegam com intensidade maior aumentando com a altura e com a proximidade a laje da ponte

Os resultados obtidos permitem entender o comportamento da estrutura GRS-IBS com diferentes tipos de fundações, onde fundações menos rígidas geram um efeito de maior dispersão da aceleração resultando em efeitos pouco concentrados na estrutura GRS-IBS, consequentemente e, fundações mais rígidas o efeito da aceleração é mais localizado e concentrado, chegando com maior impacto na estrutura GRS-IBS.

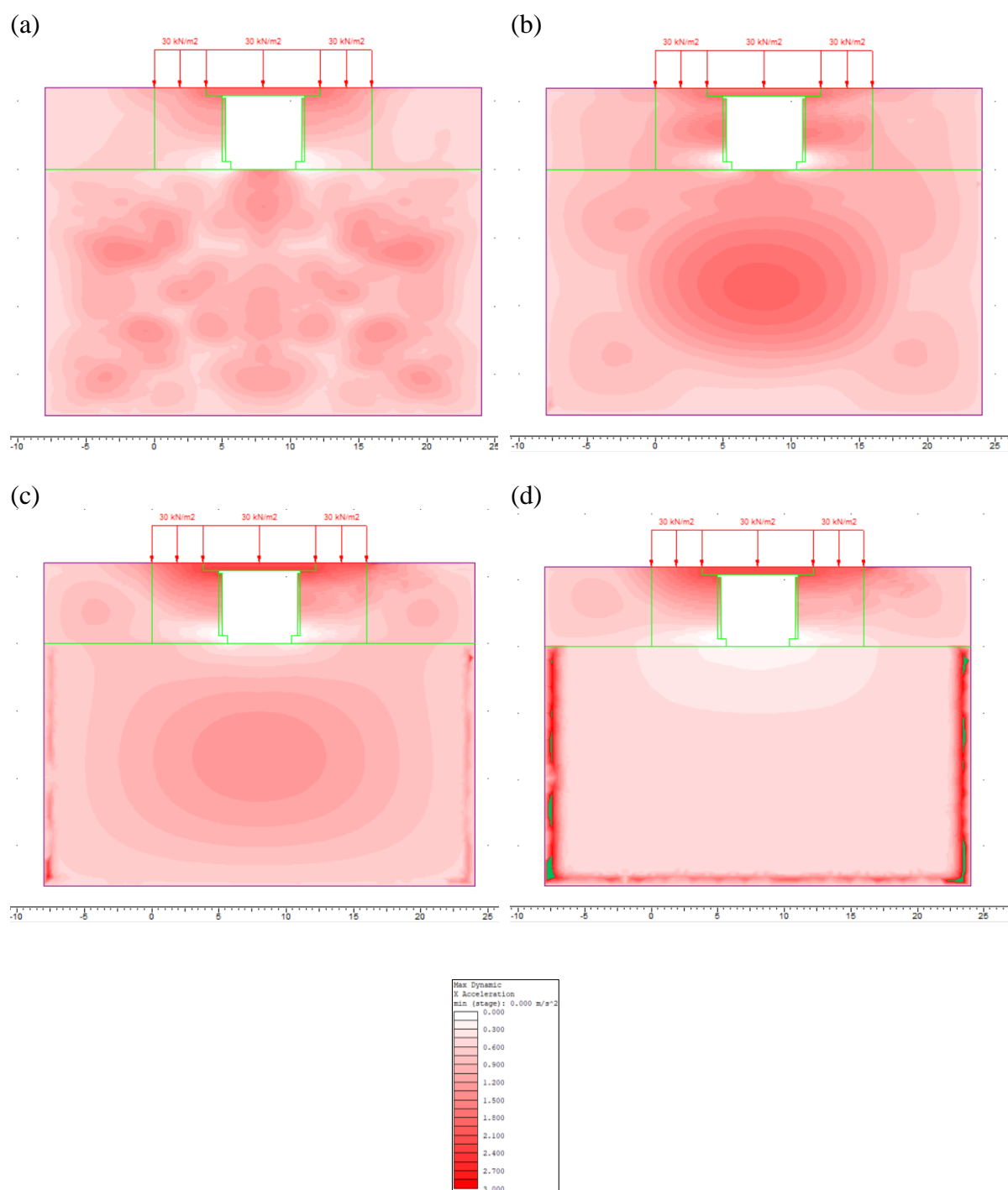


Figura 60. Distribuição da aceleração no GRS-IBS com PGA de 0.8g e carregamento operacional de 30 kPa sob efeito da rigidez da fundação (a) 2 MPa (b) 20 MPa (c) 200 MPa (d) 2000 MPa

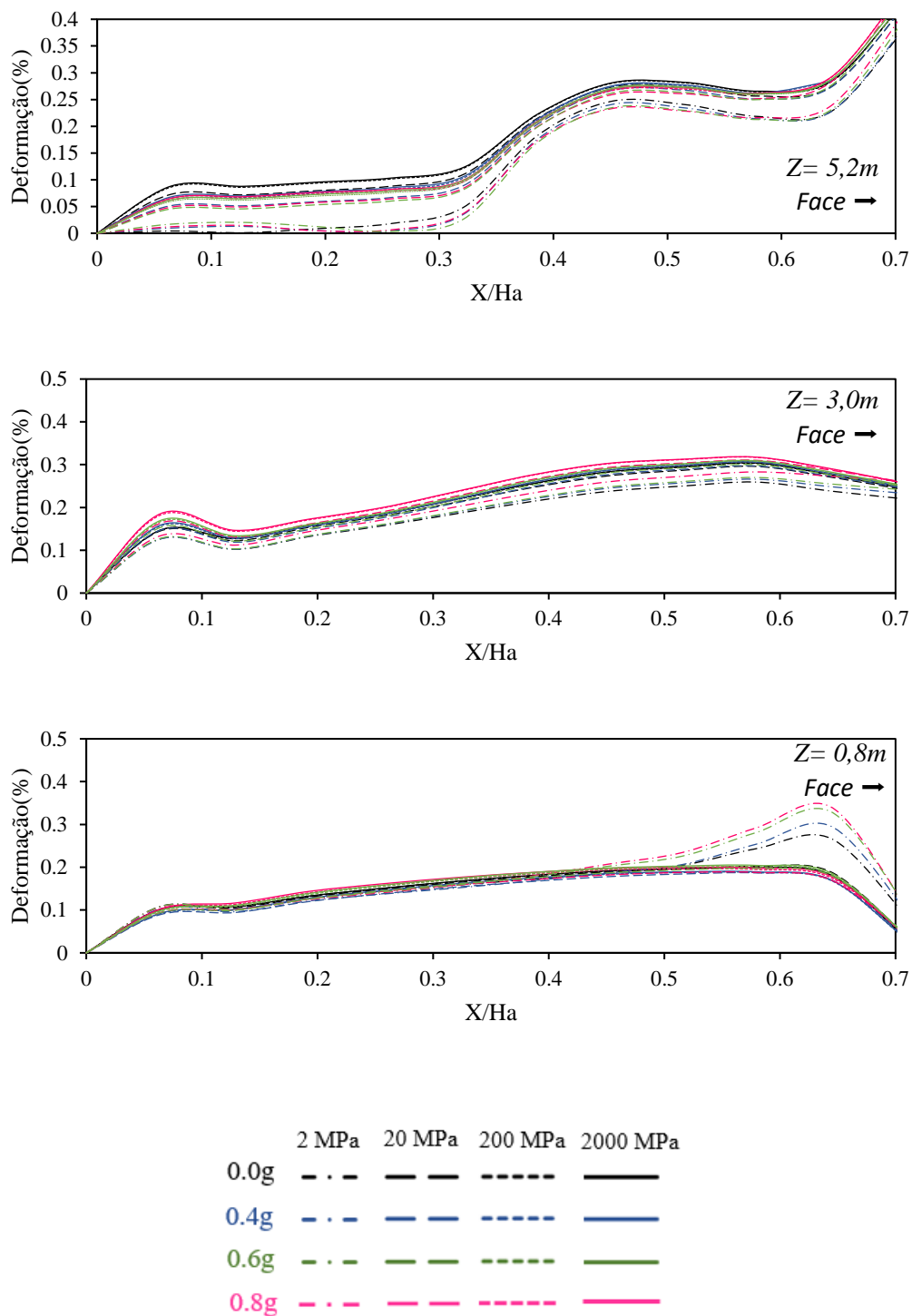


Figura 61. Deformação no reforço do GRS-IBS sob efeito da rigidez da fundação

As deformações nos reforços sob efeito da rigidez da fundação obtidas no topo ($Z=5,2m$), na altura média ($Z=3,0m$) e na base ($Z=0,8m$) do muro portante de GRS-IBS são apresentadas na Figura 61. Em geral, deformação aumenta com o incremento de sollicitação sísmica. Não foram evidenciadas diferenças significativas de deformação nas diferentes condições de carga e de rigidez da fundação. As maiores deformações foram evidenciadas no topo da estrutura. No topo

e na altura média da estrutura as maiores deformações são observadas nos modelos com maior rigidez na fundação. Para a base do muro portante, as maiores deformações foram evidenciadas para os modelos com fundação menos rígida. Contudo, as deformações não superam 0.4%. Para o topo, a altura média e a base da estrutura, as maiores deformações encontram-se próximas à face da estrutura.

A Figura 62 apresenta os esforços de tração mobilizados no reforço sob efeito sísmico, correspondentes ao topo ($Z=5,2\text{m}$), altura média ($Z=3,0\text{m}$) e base ($Z=0,8\text{m}$) do muro portante de GRS-IBS. Em geral a deformação aumenta com o aumento de solicitação sísmica como foi observado em todas as simulações e comparações do reforço. A variação entre as diferentes cargas sísmicas não representa mudanças excessivas nas trações mobilizadas como tem acontecido para todas as comparações neste estudo.

No entanto, é evidenciada uma tendência diferente da distribuição das forças axiais conforme o tipo de fundação analisada. No conjunto de modelos com fundação de 20, 200 e 2000 MPa, as maiores forças axiais no reforço aparecem na altura média da estrutura, com pico na projeção do local onde começa o apoio do tabuleiro, com forças axiais de até 3,7 kN. No reforço da base, a tendência de distribuição de forças no topo é similar a tendência na altura média da estrutura, no entanto, em menor magnitude, com valores de até 1,5 kN. No reforço do topo as forças axiais observadas são praticamente constantes, com valores que não superam 1 kN.

Já no conjunto de modelos com fundação de 2 MPa, as maiores forças axiais no reforço aparecem na base da estrutura, com pico na projeção do local onde começa o apoio do tabuleiro, com forças axiais de até 4,14 kN. No reforço da altura média da estrutura, a tendência de distribuição de forças no topo é similar a tendência na altura média da estrutura, no entanto, em menor magnitude, com valores de até 3,6 kN. No reforço do topo, similar ao comportamento de estruturas com fundações mais competentes, as forças axiais observadas são praticamente constantes, com valores que não superam 1 kN.

Assim sendo, entende-se que para estruturas com solo de fundação pouco competente, como é o caso de areias muito fofas com módulo de elasticidade na faixa dos 2 MPa, as maiores solicitações de tração no reforço encontram-se na base de estrutura, nas regiões mais perto da fundação, como foi observado também nos resultados de cargas no reforço nas estruturas de solo reforçado avaliadas de Damians *et. al.* (2014). No entanto, neste caso, o pico de trações no está condicionado pela conexão com a face, e sim, pela posição do tabuleiro da ponte,

comportamento que faz sentido, dado que nos sistemas GRS a face não é um elemento estrutural. Já em fundações mais competentes, com módulo de elasticidade de 20, 200 e 2000 MPa, é evidenciada a maior solicitação no nível da altura média da estrutura.

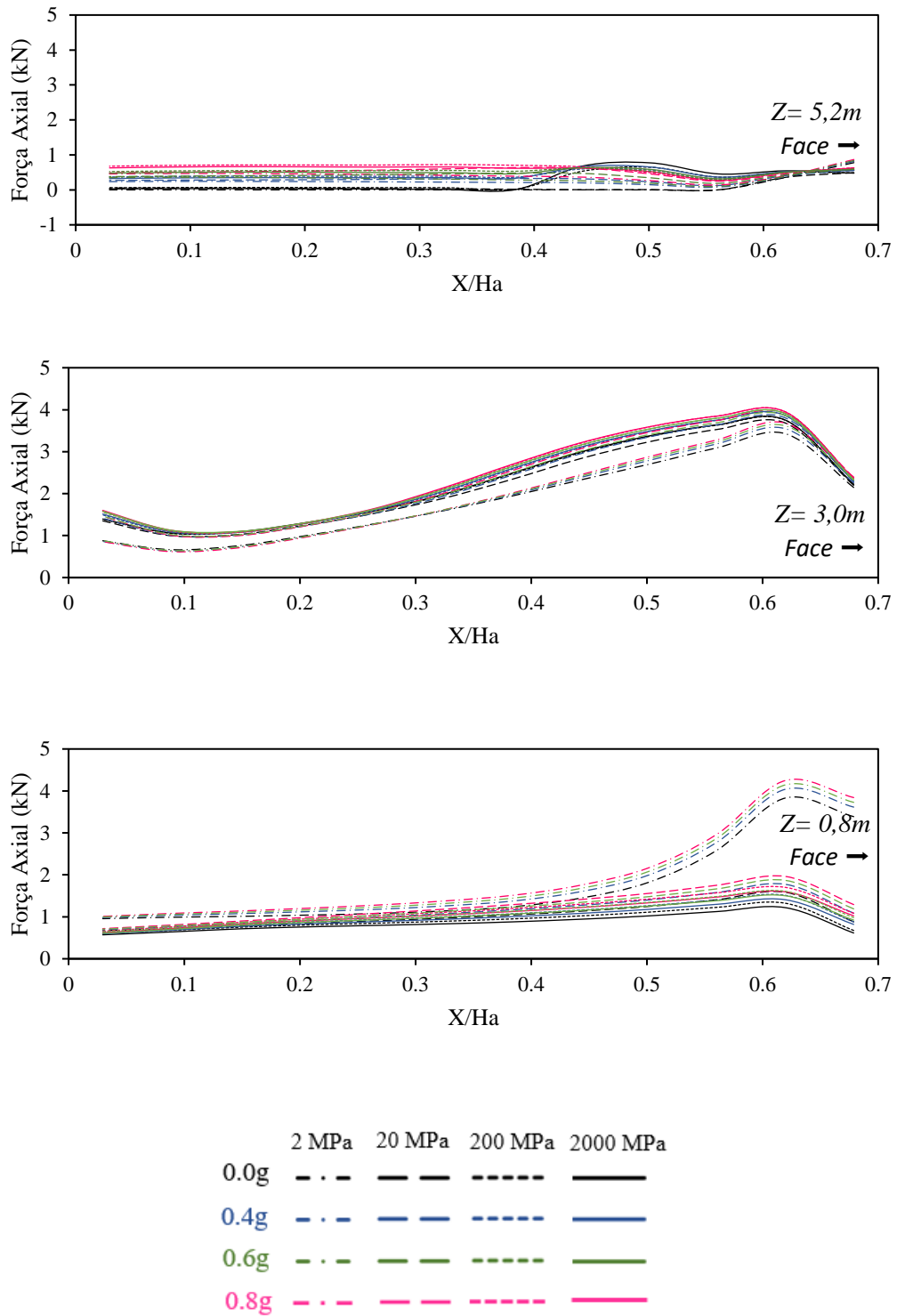


Figura 62. Força axial no reforço do GRS-IBS sob efeito da rigidez da fundação

Adicionalmente foi analisada a distribuição de tensões verticais acumulada desde o início da construção ao longo da face da estrutura, conforme apresentado na Figura 63. É evidenciado que a distribuição de tensões verticais tem quase a mesma tendência com uma leve diminuição de tensões em função da solicitação sísmica. A tendência da distribuição de tensões com a altura é similar aos resultados encontrados nos itens 5.1 e 5.2, especialmente para as fundações de 20 MPa, 200 MPa e 2000 MPa. Já para a fundação de 2 MPa a distribuição é mais linear ao longo da face.

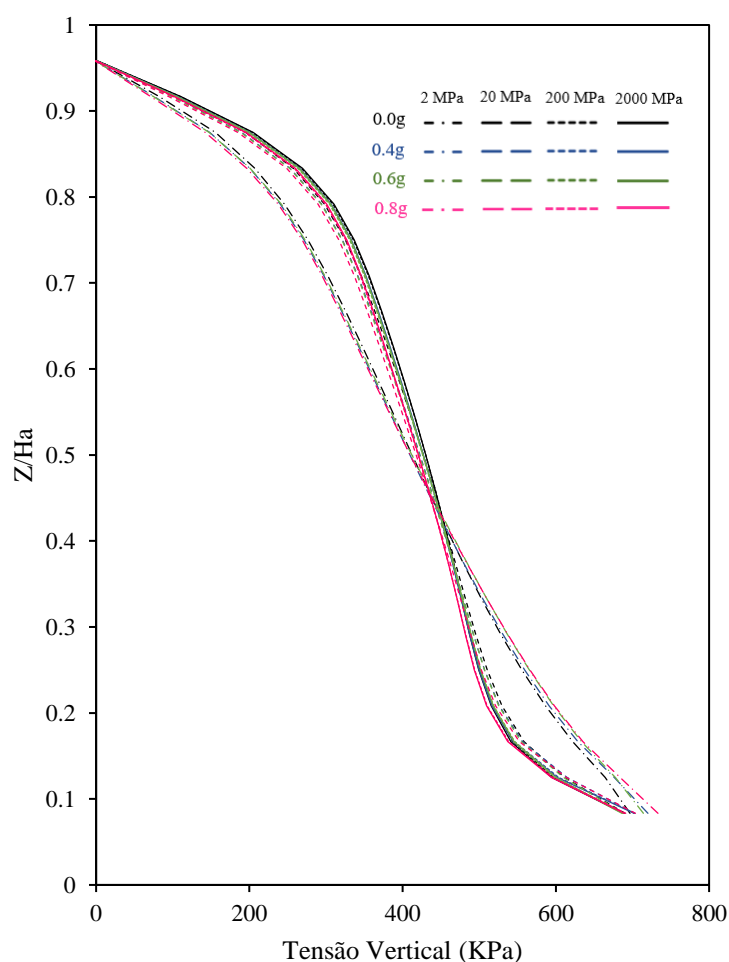


Figura 63. Tensões verticais na face do GRS-IBS sob efeito da rigidez da fundação

6 CONCLUSÕES

Neste estudo foi realizada uma ampla consolidação da literatura sobre o desempenho sísmico de estruturas de solo reforçado com geossintéticos. Para avaliar o comportamento deste tipo de estrutura, foram criados modelos numéricos com o intuito de entender e reproduzir o desempenho estático e sísmico de estruturas GRS-IBS usadas em infraestrutura rodoviária.

Na elaboração dos modelos numéricos foi utilizado o método dos elementos finitos, adotando-se o *software* RS2 da Rocscience®. O intuito inicial foi desenvolver um modelo numéricos que representasse o modelo físico desenvolvido por Xu *et al.* (2020). Para tanto, foi necessário validar o modelo numérico, através de ajustes de diferentes modelos constitutivos e diferentes parâmetros.

Inicialmente foram desenvolvidos modelo numéricos para validação na condição estática da estrutura GMSE de Bathurst *et al.* (2006). Posteriormente foram desenvolvidos modelos numéricos para validação na condição sísmica da estrutura GRS-IBS de Xu *et al.* (2020). Ambas as abordagens foram validadas a partir da consideração dos dados mensurados fisicamente fornecidos pelos autores, para os instantes após a execução do muro e para diferentes sobrecargas (estáticas e sísmicas) aplicadas sobre cada estrutura. Em seguida, um estudo paramétrico foi conduzido para investigar a influências do carregamento sísmico, carregamento operacional e rigidez da fundação nas estruturas GRS-IBS.

A seguir, são apresentadas as principais conclusões obtidas neste estudo:

- 1) Na elaboração da revisão bibliográfica deste estudo encontrou-se poucas referências de pesquisas que tenham como objetivo a avaliação do desempenho das estruturas GRS-IBS, especialmente estudos relacionados com a análise sísmica destas estruturas, o que ratifica a pertinência desta investigação.
- 2) A calibração do solo através da simulação de ensaios de compressão triaxial contribuiu grandemente para a compreensão do comportamento do solo e da relevância dos modelos de solo escolhidos para a análise de tensão-deformação. Nesta análise, a natureza conservadora do modelo de Mohr Coulomb foi percebida, no entanto apresentou-se como uma opção favorável para análise do desempenho de estruturas de solo reforçado com geossintéticos. Posteriormente durante a análise sísmica, o modelo Finn – Byrne (baseado no modelo com ruptura de Mohr Coulomb) resultou adequado para modelagem dinâmica do GRS-IBS.

- 3) As acelerações utilizadas para simular a condição sísmica tiveram um impacto moderado em todo o desempenho da estrutura GRS-IBS considerando o peso próprio do solo e o tabuleiro da ponte. Isto se deve a flexibilidade intrínseca da estrutura GRS. No entanto, foi evidenciado um aumento no deslocamento lateral da face e solicitações de deformação e força axial no reforço geossintético.
- 4) Dependendo do nível de carga sobre a estrutura GRS-IBS, o tabuleiro da ponte pode se movimentar, o que é um efeito adverso que pode levar à solavanco no final da ponte. Este efeito é eliminado ao suportar as cargas operacionais.
- 5) Sob efeitos sísmicos, a distribuição das deformações ao longo do comprimento do reforço indicou a presença de três picos ao longo de camadas reforçadas próximas ao tabuleiro da ponte. Na face, há um primeiro pico de deformação causado pelo recalque relativo entre a face e o solo do aterro reforçado. O segundo pico está relacionado com a potencial superfície de ruína desenvolvida no contato do tabuleiro com o GRS. O terceiro está distante da face e é semelhante àquele observado na avaliação de deformações em estruturas de terra mecanicamente estabilizadas (GMSE).
- 6) Com relação ao efeito acoplado de carregamentos operacionais e carregamentos sísmicos, a aplicação de cargas mais altas intensifica o efeito sísmico nos deslocamentos laterais da face e nas deformações de reforço. No entanto, o carregamento operacional afeta mais o comportamento geral da estrutura do que o carregamento sísmico. A combinação do efeito do carregamento operacional com o carregamento sísmico altera o modo de ruína da estrutura.
- 7) A rigidez do solo da fundação teve mais influência sobre o desempenho geral da estrutura GRS-IBS do que o carregamento sísmico. O resultado mais impactado foi o recalque.
- 8) Os recalques observados nas análises numéricas, correspondentes ao Capítulo 5, podem ter sido superestimados pelo fato de que o tabuleiro da ponte foi representado por uma placa metálica maciça. No entanto na situação real, os tabuleiros de pontes são geralmente constituídos de grelhas metálicas ou de concreto armado, representando um menor peso do tabuleiro.
- 9) Conforme relatado pela literatura e segundo os resultados obtidos nesta pesquisa, foi verificado o ótimo desempenho sísmicos de reforços geossintéticos em estruturas de solo reforçado.

10) Análises sísmicas de estruturas GRS-IBS requerem altos recursos computacionais e tempos de processamento. Portanto, é recomendável conceber modelos bem calibrados, variáveis controladas e considerações assertivas.

Finalmente, para futuras pesquisas, é sugerido estudar os seguintes tópicos:

- Avaliação e efeito da inserção de reforços secundários na estrutura.
- Posição do tabuleiro da ponte e otimização desta posição.
- Avaliação com solo coesivos, tanto no aterro reforçado como na fundação.
- Comparação do efeito sísmico entre estruturas portantes GMSE e GRS.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Adams, M., Nicks, J., Stabile, T., Wu, J., Schlatter, W., & Hartmann, J. (2011). *Geosynthetic Reinforced Soil Integrated Bridge System, Synthesis Report* (Issue January). <https://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/structures/11027/11027.pdf>

Adams, M., & Nicks, J. (2018). *Design and Construction Guidelines for Geosynthetic Reinforced Soil Abutments and Integrated Bridge Systems*. June, 228. <https://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/structures/bridge/17080/index.cfm>

Alhadj Chehade, H., Dias, D., Sadek, M., Jenck, O., & Hage Chehade, F. (2019). Seismic analysis of geosynthetic-reinforced retaining wall in cohesive soils. *Geotextiles and Geomembranes*, 47(3), 315–326. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2019.02.003>

Ardah, A., Abu-Farsakh, M. Y., & Voyiadjis, G. Z. (2018). Numerical evaluation of the effect of differential settlement on the performance of GRS-IBS. *Geosynthetics International*, 25(4), 427–441. <https://doi.org/10.1680/jgein.18.00026>

Ardah, Allam, 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*, 45(6), 558–569. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2017.07.005>

Bathurst, R. J., & Cai, Z. (1995). Pseudo-static seismic analysis of geosynthetic -reinforced segmental retaining walls. *Geosynthetics International*, 2(5), 787–830. <https://doi.org/10.1680/gein.2.0037>

Bathurst, R. J., Cai, Z., & Pelletier, M. (1996). Seismic design and the performance of reinforced segmental retaining walls. *Geotechnical Fabrics Report*.

Bathurst, R. J., & Hatami, K. (1998). Seismic response analysis of a geosynthetic-reinforced soil retaining wall. *Geosynthetics International*. <https://doi.org/10.1680/gein.5.0117>

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*, 16(1), 43–59.

<https://doi.org/10.1680/gein.2009.16.1.43>

Bathurst, Richard 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*, 43(12), 1225–1237. <https://doi.org/10.1139/T06-076>

Bhattacharjee, A., & Krishna, A. M. (2015). Strain Behavior of Backfill Soil in Rigid Faced Reinforced Soil Walls Subjected to Seismic Excitation. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 1(2). <https://doi.org/10.1007/s40891-015-0016-4>

Bizjak, K. F., & Lenart, S. (2018). Life cycle assessment of a geosynthetic-reinforced soil bridge system—A case study. *Geotextiles and Geomembranes*, 46(5), 543-558.

Burke, C. B. (2004). *Full-scale shaking table tests and finite element analysis of reinforced soil retaining walls*. Columbia University.

Byrne, P. M. & D. L. Anderson. (1991). Earthquake Design in the Fraser Delta, Task Force Report. City of Richmond, B.C. publication and Soil Mech. Series No. 150, Dept. of Civil Engineering, University of British Columbia, Vancouver, B.C

Cai, Z., & Bathurst, R. J. (1996). Seismic-induced permanent displacement of geosynthetic-reinforced segmental retaining walls. *Canadian Geotechnical Journal*, 33(6), 937–955. <https://doi.org/10.1139/t96-123>

Capilleri, P. P., Ferraiolo, F., Motta, E., Scotto, M., & Todaro, M. (2019). Static and dynamic analysis of two mechanically stabilized earth walls. *Geosynthetics International*, 26(1), 26–41. <https://doi.org/10.1680/jgein.18.00034>

Choudhury, D., & Nimbalkar, S. S. (2006). Pseudo-dynamic approach of seismic active earth pressure behind retaining wall. *Geotechnical and Geological Engineering*. <https://doi.org/10.1007/s10706-005-1134-x>

Correia, N. S., Esquivel, E. R., & Zornberg, J. G. (2018). Finite-element evaluations of geogrid-reinforced asphalt overlays over flexible pavements. *Journal of Transportation Engineering Part B: Pavements*. <https://doi.org/10.1061/JPEODX.0000043>

Damians, I. P., Bathurst, R. J., Josa, A., & Lloret, A. (2014). Numerical study of the influence

of foundation compressibility and reinforcement stiffness on the behavior of reinforced soil walls. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 8(3), 247–259. <https://doi.org/10.1179/1939787913Y.0000000039>

El-Emam, M. M. (2003). Behaviour of reinforced soil walls under earthquake loading [Ph. D. thesis]. Queen's University of Canada, Kingston, Canada.

El-Emam, M. M., & Bathurst, R. J. (2005). Facing contribution to seismic response of reduced-scale reinforced soil walls. *Geosynthetics International*. <https://doi.org/10.1680/gein.2005.12.5.215>

Eliahu, U., & Watt, S. (1991). Geogrid-reinforced wall withstands earthquake. *Geotechnical Fabrics Report*.

Fakharian, K., & Attar, I. H. (2007). Static and seismic numerical modeling of geosynthetic-reinforced soil segmental bridge abutments. *Geosynthetics International*, 14(4), 228–243. <https://doi.org/10.1680/gein.2007.14.4.2287>

Fakharian, K; Kashkooli, M (2018). Numerical study of seismic behavior of reinforced soil bridge abutments located on soft clays of Southwest Iran. Proceedings of the 11th International Conference on Geosynthetics, (11ICG)..

Fifer Bizjak, K., & Lenart, S. (2018). Life cycle assessment of a geosynthetic-reinforced soil bridge system – A case study. *Geotextiles and Geomembranes*, 46(5), 543–558. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2018.04.012>

Ghaderi, R. (2016). Seismic Analysis of Geosynthetic-reinforced Soil (GRS) Bridge Abutments with Modular Block Facing

Ghaderi, R., Helwany, S., Wu, J. T. H., Meinholz, P., & Alizadeh, V. (2017). Seismic Behavior of Geosynthetic-Reinforced Soil (GRS) Bridge Abutments with Concrete Block Facing—an Analytical Study. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, 4(2–3), 52–83. <https://doi.org/10.1007/s40515-017-0041-y>

Guler, E., Bakalci, E. (2004). Parametric seismic analysis of tiered geosynthetic-reinforced segmental retaining walls. *Proceedings of the Third European Geosynthetic Conference*, 625–630.

- Guler, E., Hamderi, M., & Demirkan, M. M. (2007). Numerical analysis of reinforced soil-retaining wall structures with cohesive and granular backfills. *Geosynthetics International*, 14(6), 330–345. <https://doi.org/10.1680/gein.2007.14.6.330>
- Hatami, K., & Bathurst, R. J. (2000). Effect of structural design on fundamental frequency of reinforced-soil retaining walls. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(00\)00010-5](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(00)00010-5)
- Hatami, Kianoosh, & Bathurst, R. J. (2005). Development and verification of a numerical model for the analysis of geosynthetic-reinforced soil segmental walls under working stress conditions. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(4), 1066–1085. <https://doi.org/10.1139/t05-040>
- Hatami, Kianoosh, & Bathurst, R. J. (2006). Numerical model for reinforced soil segmental walls under surcharge loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(6), 673–684. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2006\)132:6\(673\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:6(673))
- Helwany, M. B., & McCallen, D. (2001). Seismic analysis of segmental retaining walls. II: Effects of facing details. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2001\)127:9\(750\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:9(750))
- Helwany, S. M. B., Budhu, M., & McCallen, D. (2001). Seismic analysis of segmental retaining walls. I: Model verification. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2001\)127:9\(741\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:9(741))
- Helwany, S. M. B., Wu, J. T. H., & Froessl, B. (2003). GRS bridge abutments - An effective means to alleviate bridge approach settlement. *Geotextiles and Geomembranes*, 21(3), 177–196. [https://doi.org/10.1016/S0266-1144\(03\)00004-9](https://doi.org/10.1016/S0266-1144(03)00004-9)
- Helwany, S. M. B., Wu, J. T. H., & Kitsabunnarat, A. (2007). Simulating the behavior of GRS bridge abutments. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(10), 1229–1240. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2007\)133:10\(1229\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:10(1229))
- Helwany, S., Wu, J. T. H., Meinholz, P., Alizadeh, V., & Ghaderi, R. (2017). Seismic Behavior of GRS Bridge Abutments with Concrete Block Facing: an Experimental Study. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, 4(4), 85–105. <https://doi.org/10.1007/s40515-017-0040-z>

- Huang, B., Bathurst, R. J., & Hatami, K. (2009). Numerical study of reinforced soil segmental walls using three different constitutive soil models. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(10), 1486–1498. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000092](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000092)
- Izawa, J., & Kuwano, J. (2006). Seismic stability of reinforced soil wall under different seismic waves using centrifuge shaking table tests. *Geosynthetics, Vols 1-4*.
- IZAWA, J., KUWANO, J., & TAKAHASHI, A. (2002). Effects of geogrid properties on seismic stability of reinforced soil wall. *Geosynthetics Engineering Journal*. <https://doi.org/10.5030/jcigsjournal.17.13>
- Kamalzadeh, A., & Pender, M. J. (2023). Dynamic response of Mechanically Stabilised Earth (MSE) structures: A numerical study. *Geotextiles and Geomembranes*, 51(1), 73-87.
- King, D. J., Bouazza, A., Gniel, J. R., Rowe, R. K., & Bui, H. H. (2017). Serviceability design for geosynthetic reinforced column supported embankments. *Geotextiles and Geomembranes*. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2017.02.006>
- Koerner, R. M., & Koerner, G. R. (2018). An extended data base and recommendations regarding 320 failed geosynthetic reinforced mechanically stabilized earth (MSE) walls. *Geotextiles and Geomembranes*, 46(6), 904–912. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2018.07.013>
- Koga, Y. & Washida, S. (1992). Earthquake resistant design method of geotextile reinforced embankments. *Proc. of the International Symposium on Earth Reinforced Practice*, 255–259.
- Koseki, J., Bathurst, R.J., Guler, E., Kuwano, J., Maugeri, M. (2006). Seismic stability of reinforced soil walls. *Proceedings of the Eighth International Conference on Geosynthetics, Vol. 1.*, 51–77.
- Koseki, J. (2012). Use of geosynthetics to improve seismic performance of earth structures. *Geotextiles and Geomembranes*, 34, 51–68. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2012.03.001>
- Kramer, S. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Kramer, Steven Lawrence. Geotechnical earthquake engineering. Pearson Education India, 1996.
- Krishna, A. M., & Latha, G. M. (2007). Seismic response of wrap-faced reinforced soil-

retaining wall models using shaking table tests. *Geosynthetics International*, 14(6), 355–364. <https://doi.org/10.1680/gein.2007.14.6.355>

Krishna, A. M., & Latha, G. M. (2012). Modeling the dynamic response of wrap-faced reinforced soil retaining walls. *International Journal of Geomechanics*, 12(4), 439–450. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000128](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000128)

Lade, P. V. (2005). OVERVIEW OF CONSTITUTIVE MODELS FOR SOILS Poul V. Lade 1, Member, Geo-Institute. *GSP 139 Calibration of Constitutive Models*, 1–34.

Lee, K. Z.Z., & Chang, N. Y. (2012). Predictive modeling on seismic performances of geosynthetic-reinforced soil walls. *Geotextiles and Geomembranes*, 35, 25–40. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2012.06.005>

Lee, K. Z.Z., Chang, N. Y., & Ko, H. Y. (2010). Numerical simulation of geosynthetic-reinforced soil walls under seismic shaking. *Geotextiles and Geomembranes*, 28(4), 317–334. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2009.09.008>

Lee, Kevin Z.Z., & Wu, J. T. H. (2004). A synthesis of case histories on GRS bridge-supporting structures with flexible facing. *Geotextiles and Geomembranes*, 22(4), 181–204. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2004.03.002>

Lee, W. F. (2000). *Internal Stability Analyses of Geosynthetic Reinforced Retaining Walls*. University of Washington.

Lenart, S., Kralj, M., Medved, S. P., & Šuler, J. (2016). Design and construction of the first GRS integrated bridge with FHR facings in Europe. *Transportation Geotechnics*. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2016.07.003>

Ling, H. I., Leshchinsky, D., & Chou, N. N. S. (2001). Post-earthquake investigation on several geosynthetic-reinforced soil retaining walls and slopes during the ji-ji earthquake of Taiwan. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 21(4), 297–313. [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(01\)00011-2](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(01)00011-2)

Ling, H. I., Mohri, Y., Leshchinsky, D., Burke, C., Matsushima, K., & Liu, H. (2005). Large-scale shaking table tests on modular-block reinforced soil retaining walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-)

0241(2005)131:4(465)

Lo Grasso, A. S., Maugeri, M. & Recalcati, R. (2006). "Experimental seismic analysis of geosynthetic-reinforced soil structures with three-dimensional reinforcements by shaking table tests. *Proc. of the 8th International Conference on Geosynthetics*.

Look, B. G. (2007). Handbook of geotechnical investigation and design tables. Taylor & Francis.

Mafia, G. Estudo da distribuição dos reforços em muros portantes de solos reforçados com geossintéticos. 2020. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2020. Disponível em: <https://repositorio.ufscar.br/handle/ufscar/13943>.

Martin, G. R., Seed, H. B., & Finn, W. L. (1975). Fundamentals of liquefaction under cyclic loading. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 101(5), 423-438.

Matsuo, O., Tsutsumi, T., Yokoyama, K., & Saito, Y. (1998). Shaking table tests and analyses of geosynthetic-reinforced soil retaining walls. *Geosynthetics International*. <https://doi.org/10.1680/gein.5.0116>

Moradi, G. (2014). Seismic response analysis of geosynthetic reinforced soil retaining wall. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 19(X), 3819–3835.

Munoz, H., Tatsuoka, F., Hirakawa, D., Nishikiori, H., Soma, R., Tateyama, M., & Watanabe, K. (2012). Dynamic stability of geosynthetic-reinforced soil integral bridge. *Geosynthetics International*, 19(1), 11–38. <https://doi.org/10.1680/gein.2012.19.1.11>

Nova-Roessig, L., & Sitar, N. (1999). Centrifuge model studies of the seismic response of reinforced soil slopes. *Earthquake Geotechnical Engineering. Proceedings of the 2nd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, June 1999. (3 Vols.)*.

Papavasileiou, S. (2020) Comentário do 17 de julho a “Simulation of Shaking Table Tests on Rigid Retaining Walls”. PLAXIS Forum < <https://communities.bentley.com/products/geotechnical-analysis/f/forum/200110/simulation-of-shaking-table-tests-on-rigid-retaining-walls> >

Perez, A. (1999). *Seismic Response of Geosynthetic Reinforced Steep Slope*. University of Washington.

R. Race, H. del C. (2001). Seismic performance of modular block retaining wall structures during the January 2001 El Salvador Earthquake. *International Geosynthetics Engineering Forum*, 125–144.

Richards, R., & Elms, D. G. (1979). SEISMIC BEHAVIOR OF GRAVITY RETAINING WALLS. *ASCE J Geotech Eng Div*. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(79\)90429-7](https://doi.org/10.1016/0148-9062(79)90429-7)

Rocscience. (2019). *A two dimensional finite element analysis of soil and rock for underground and excavated slopes, User's manual*.

Rowe, R. K., & Ho, S. K. (1998). Horizontal deformation in reinforced soil walls. *Canadian Geotechnical Journal*. <https://doi.org/10.1139/cgj-35-2-312>

S.L. Kramer, S. B. P. (2001). Seismic performance of MSE structures in Washington State. *International Geosynthetics Engineering Forum*, 145–174.

Sabermahani, M., Ghalandarzadeh, A., & Fakher, A. (2009). Experimental study on seismic deformation modes of reinforced-soil walls. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(2), 121–136. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2008.09.009>

Safadoust, J., & Moradi, G. (2008). Numerical Analysis of Algonquin Geogrid Reinforced Soil Retaining Wall under Construction and Earthquake Loading.

Saghebfar, M., Abu-Farsakh, M., Ardah, A., Chen, Q., & Fernandez, B. A. (2017a). Performance monitoring of Geosynthetic Reinforced Soil Integrated Bridge System (GRS-IBS) in Louisiana. *Geotextiles and Geomembranes*, 45(2), 34–47. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2016.11.004>

Saghebfar, M., Abu-Farsakh, M. Y., Ardah, A., Chen, Q., & Fernandez, B. A. (2017b). Full-scale testing of geosynthetic-reinforced, soil-integrated bridge system. *Transportation Research Record*, 2656(1), 40–52. <https://doi.org/10.3141/2656-05>

Sakaguchi, M. (1996). A study of the seismic behavior of geosynthetic reinforced walls in Japan. *Geosynthetics International*. <https://doi.org/10.1680/gein.3.0051>

Sam Helwany ; Jonathan Wu ; Philip Meinholz. (2012). Seismic Design of Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments with Modular Block Facing. In *Seismic Design of Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments with Modular Block Facing*.

<https://doi.org/10.17226/17649>

Sandri, D. (1997). A performance summary of reinforced soil structures in the greater Los Angeles area after the Northridge earthquake. *Geotextiles and Geomembranes*, 15(4–6), 235–253. [https://doi.org/10.1016/S0266-1144\(97\)10006-1](https://doi.org/10.1016/S0266-1144(97)10006-1)

Satyral, S. R., Leshchinsky, B., Han, J., & Neupane, M. (2018). Use of cellular confinement for improved railway performance on soft subgrades. *Geotextiles and Geomembranes*. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2017.11.006>

Shen, P., Han, J., Zornberg, J. G., Morsy, A. M., Leshchinsky, D., Tanyu, B. F., & Xu, C. (2019). Two and three-dimensional numerical analyses of geosynthetic-reinforced soil (GRS) piers. *Geotextiles and Geomembranes*, 47(3), 352–368. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2019.01.010>

Sherif, M. A., Ishibashi, I., & Lee, C. Do. (1982). EARTH PRESSURES AGAINST RIGID RETAINING WALLS. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(82\)91573-x](https://doi.org/10.1016/0148-9062(82)91573-x)

Steedman, R. S., & Zeng, X. (1990). The influence of phase on the calculation of pseudo-static earth pressure on a retaining wall. *Geotechnique*. <https://doi.org/10.1680/geot.1990.40.1.103>

Sugimoto, M., Ogawa, S. & Moriyama, M. (1994). Dynamic characteristics of reinforced embankments with steep slope by shaking model tests. *11th Seiken Symposium on Recent Case Histories of Permanent Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls*, 271–275.

Tatsuoka, F., Koseki, J., Tateyama, M. (1997). Performance of reinforced soil structures during the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake. *Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement, Vol. 2.*, 973–1008.

Vieira, C. (2008). *Muros e taludes de solo reforçado com geossintéticos. Comportamento sísmico e metodologias de dimensionamento*. Universidade do Porto.

Vieira, C S, Lopes, M. L., & Caldeira, L. M. M. S. (2006). Numerical modelling of a geosynthetic reinforced soil retaining wall subjected to seismic loading. *Geosynthetics, Vols 1-4*.

Vieira, Castorina Silva. (2017). Review of seismic performance of geosynthetic reinforced soil

retaining walls. *COMPDYN 2017 - Proceedings of the 6th International Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, 1(October), 1058–1070. <https://doi.org/10.7712/120117.5476.18026>

Wu, J. T. H. (2019). Characteristics of Geosynthetic Reinforced Soil (GRS) Walls: an Overview of Field-Scale Experiments and Analytical Studies. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, 6(2), 138–163. <https://doi.org/10.1007/s40515-019-00074-x>

Xu, C., Luo, M., Shen, P., Han, J., & Ren, F. (2020). Seismic performance of a whole Geosynthetic Reinforced Soil – Integrated Bridge System (GRS-IBS) in shaking table test. *Geotextiles and Geomembranes*, 48(3), 315–330. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2019.12.004>

Xu, C., Li, G., Yang, Y., & Luo, M. (2021). Numerical simulation of dynamic response of geosynthetic-reinforced soil-integrated bridge system. *Arabian Journal of Geosciences*, 14(19), 1-10.

Zheng, Y., McCartney, J. S., Shing, P. B., & Fox, P. J. (2018). Transverse shaking table test of a half-scale geosynthetic reinforced soil bridge abutment. *Geosynthetics International*, 25(6), 582–598. <https://doi.org/10.1680/jgein.18.00019>

Zheng, Yewei, Fox, P. J., & McCartney, J. S. (2018). Numerical simulation of deformation and failure behavior of geosynthetic reinforced soil bridge abutments. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 144(7), 1–18. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001893](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001893)

Zheng, Yewei, & Shing, P. S. (2015). Verification of Numerical Model for Static Analysis of Geosynthetic-Reinforced Soil Bridge Abutments. *Geosynthetics 2015, February*, 152–160.

Zornberg, Jorge G., and B. R. C. (2007). “Chapter 37: Geosynthetics.” *The Handbook of Groundwater Engineering*. In F. Jacques W. Delleur ((Editor-in-Chief), CRC Press, Taylor & Francis Group, Boca Raton (Ed.), *The Handbook of Groundwater Engineering, 2nd Edition* (2nd ed.).