

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

**DESEMPENHO DE GRUPO DE COLUNAS GRANULARES  
ENCAMISADAS EM LABORATÓRIO**

**JAIME ALBERTO SUÁREZ MORENO**

**ORIENTADOR: GREGÓRIO LUÍS SILVA ARAÚJO, D.Sc.**

**COORIENTADOR: ENNIO MARQUES PALMEIRA, Ph.D.**

**TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA**

**PUBLICAÇÃO:**

**G.TD-206/2025**

**BRASÍLIA / DF: SETEMBRO / 2025**

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

**DESEMPENHO DE GRUPO DE COLUNAS GRANULARES  
ENCAMISADAS EM LABORATÓRIO**

**JAIME ALBERTO SUÁREZ MORENO**

**TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL DA  
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A  
OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.**

**APROVADA POR:**

---

**Gregório Luís Silva Araújo, D.Sc. (UnB)  
(ORIENTADOR)**

---

**Ennio Marques Palmeira, Ph.D. (UnB)  
(COORDINADOR)**

---

**Juan Felix Rodriguez Rebolledo, Ph.D. (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**Mário Vicente Riccio Filho, D.Sc. (UFJF)  
(EXAMINADOR EXTERNO)**

---

**Maria Esther Soares Marques, D.Sc. (IME)  
(EXAMINADOR EXTERNO)**

---

**Renato Pinto da Cunha, Ph.D. (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

**DATA: BRASÍLIA/DF, 08 de setembro 2025.**

## FICHA CATALOGRÁFICA

SUÁREZ, MORENO JAIME ALBERTO

Desempenho de Grupo de Colunas Granulares Encamisadas em Laboratório [Distrito Federal] 2025

xviii, 188 p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2025)

Tese de Doutorado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil

1. Geossintéticos

2. Coluna granular encamisada

3. Melhoria de solos

4. Capacidade de carga

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SUÁREZ, M. J. A. (2025). Desempenho de Grupo de Colunas Granulares Encamisadas em Laboratório. Tese de Doutorado, Publicação, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 188 p.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Jaime Alberto Suárez Moreno

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Desempenho de Grupo de Colunas Granulares Encamisadas em Laboratório.

GRAU / ANO: Doutor /2025

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta tese de doutorado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

---

Jaime Alberto Suárez Moreno

Calle 16 # 12-23 Barrio Sta. Barbara –

Tunja- Boyacá – Colômbia

jaime.suarez01@gmail.com

Para Valéria, minha luz e minha força. Que Deus te permita crescer, ser feliz e que todos os teus sonhos se tornem realidade. Que o amor, a sabedoria e a paz te acompanhem em todo o teu processo de formação. Obrigado por ser o maior resultado deste trabalho; o teu amor e a tua presença me deram forças a cada passo deste caminho. Estarei sempre ao teu lado, guiando-te, apoiando-te e celebrando cada uma das tuas conquistas. Te amo profundamente,  
minha querida filha.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço ao Ministério da Educação do Brasil (CAPES/PROEX), ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo projeto de pesquisa: 407293/2018-3, e à Fundação de Apoio à Pesquisa do Distrito Federal (FAP-DF), Governo do Distrito Federal, pelo projeto de pesquisa: 00193-00000133/2019-48.

Esta oportunidade é única na vida. Mais do que um processo acadêmico que exige paciência, dedicação, esforço e tempo, essa experiência se tornou uma valiosa lição de vida. Ela me ensinou a valorizar o que tenho, a apreciar as pessoas que estão ao meu lado, a recordar com carinho as que se foram e a dar boas-vindas às que chegaram. Essa experiência me mostrou que o sucesso é fruto do esforço constante e da perseverança. “No final tudo dá certo, e se não deu certo... não é o final”.

Agradeço a Deus por me abençoar com um lar cheio de amor, por me dar uma família incrível, amigos incondicionais e por me proporcionar a oportunidade de continuar meu caminho de aprendizado.

Gostaria de expressar meu sincero agradecimento ao Professor Gregório Luís Silva Araújo, meu orientador, por me proporcionar um tema de pesquisa tão relevante e por seu apoio, paciência e orientação durante todo o processo.

Agradeço ao Professor Ennio Marques Palmeira pelos valiosos aportes à pesquisa, por sua orientação e por compartilhar sua experiência no projeto.

À Ivonne, minha companheira de vida, que não apenas me deu seu amor e apoio, mas me deu o melhor presente do mundo: minha filha Valéria, que representa todo o incondicional transformado em realidade. Agradeço e te agradecerei pela vida inteira por esse presente tão lindo. Também quero agradecer à família Gutiérrez Góngora por me acolher de braços abertos, como parte da sua própria família.

Aos meus pais, Mario J. Suárez C. e Rosalba Moreno R., agradeço profundamente por seu amor, sabedoria, conselhos e apoio incondicional, sempre à distância. Uma vida inteira não será suficiente para pagar tudo o que me deram. Amo vocês com todo o meu coração. E à minha

irmã, Jully Fernanda Suárez, agradeço por estar ao lado de meus pais e por cuidar deles à distância.

A todas as pessoas que, de alguma forma, estiveram ao meu lado, que me deram ânimo, me fizeram rir com suas piadas, me acompanharam em conversas e me ouviram quando mais precisei. Agradeço de coração.

## RESUMO

Este estudo investiga a influência do espaçamento entre colunas e da rigidez do geotêxtil de encamisamento no comportamento de colunas granulares encamisadas com geossintéticos (GECs) instaladas em argila muito mole sob carregamento vertical. Ensaio físicos em grande escala ( $1,6\text{ m} \times 1,6\text{ m} \times 1,2\text{ m}$ ), com instrumentação composta por transdutores de poropressão, células de carga e medidores de recalque, foram conduzidos em duas séries experimentais: uma com variação do espaçamento (2,0D a 3,5D) utilizando geotêxtil de rigidez média, e outra com diferentes rigidezes (baixa, média e alta) mantendo espaçamento fixo (3,0D).

Os resultados mostraram que as GECs suportaram tensões verticais entre 6 e 15 vezes maiores que as do solo mole, com tensões até quatro vezes superiores à carga aplicada nas camisas mais rígidas. O espaçamento teve influência marcante: menores valores (2,0D) registraram maiores valores de excessos poropressão na instalação, mas favoreceram a dissipação durante o carregamento. Já espaçamentos maiores resultaram em menor confinamento e maior recalque. A rigidez da camisa teve influência limitada na dissipação de poropressões, mas impactou fortemente o confinamento lateral e a redistribuição de tensões verticais.

Durante a aplicação da carga, o coeficiente de empuxo lateral (K) aumentou com o espaçamento entre colunas, refletindo maior deformação lateral do solo. Após a dissipação dos excessos de poropressão, os valores de K apresentaram um leve aumento, sugerindo que as tensões efetivas passaram a ser predominantemente assumidas pela estrutura do solo mole já drenado. A deformação lateral das colunas (*bulging*) foi mais intensa em camisas flexíveis, maior deformação radial foi observada em profundidades próximas a 1,5 vezes o diâmetro da coluna, indicando o ponto de maior mobilização da força de tração do material. Já a zona mais afetada pela deformação radial (expansão lateral da coluna) foi registrada até uma profundidade de 2,7 vezes o diâmetro da coluna.

Houve ainda ganho de  $S_u$  pelo confinamento das GECs e pela drenagem radial (raio 1,4D–1,7D). Ensaio e modelos analíticos concordam que o desempenho é determinado por  $S_{(col)}/D$  e pela rigidez do geossintético. Com isso, o estudo fornece diretrizes de dimensionamento em campo para solos moles: quantifica o ganho de  $S_u$ , delimita o raio de influência e propõe faixas de  $S_{(col)}/D$  e rigidez que otimizam desempenho e custo, mitigando recalques e poropressões.

## ABSTRACT

This study investigates the influence of column spacing and geotextile stiffness on the behavior of geosynthetic-encased granular columns (GECs) installed in very soft clay under vertical loading. Large-scale physical tests ( $1.6\text{ m} \times 1.6\text{ m} \times 1.2\text{ m}$ ), instrumented with pore pressure transducers, pressure cells, and settlement gauges, were conducted in two experimental series: one varying the spacing between columns (2.0D to 3.5D) using a medium-stiffness geotextile, and another using encasements of different stiffness levels (low, medium, and high) while keeping the spacing constant (3.0D).

Results showed that the GECs sustained vertical stresses between 6 and 15 times higher than those in the surrounding soft clay, with stresses up to four times greater than the applied load in the stiffer encasements. Spacing had a significant effect: smaller spacings (2.0D) generated higher excess pore pressures during installation but allowed faster dissipation during loading. In contrast, larger spacings led to reduced lateral confinement and increased settlement. While geotextile stiffness had limited influence on pore pressure dissipation, it significantly affected lateral confinement and vertical stress redistribution.

During loading, the lateral earth pressure coefficient ( $K$ ) increased with column spacing, indicating greater lateral deformation of the soft clay. After pore pressure dissipation,  $K$  values increased slightly, suggesting that the drained soil structure predominantly carried effective stresses. Column lateral deformation (bulging) was more pronounced in flexible encasements, with maximum radial deformation observed at depths around 1.5 times the column diameter, corresponding to the peak mobilization of tensile forces in the geotextile. The zone affected by radial deformation extended to approximately 2.7D in depth.

There was a increase of  $S_u$  due to the confinement provided by the GECs and radial drainage (influence radius 1.4D–1.7 D). Tests and analytical models agree that performance is determined by  $S_{(col)}/D$  and the stiffness of the geosynthetic. Accordingly, the study provides field design guidelines for soft soils: it quantifies the improvement in  $S_u$  value, delineates the radius of influence, and proposes ranges of  $S_{(col)}/D$  and stiffness that optimize performance and cost, mitigating settlements and excess pore pressures.



## SUMÁRIO

<b>CAPITULO 1.....</b>	<b>1</b>
<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1. OBJETIVOS.....	2
1.1.1. OBJETIVO GERAL .....	2
1.1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	2
<b>CAPITULO 2.....</b>	<b>4</b>
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>4</b>
2.1. MELHORIA DE SOLOS MOLES .....	4
2.2. COLUNAS GRANULARES CONVENCIONAIS .....	5
2.3. COLUNAS GRANULARES ENCAMISADAS (GEC's) .....	6
2.4. CONCEITO DE CÉLULA UNITÁRIA DA GEC.....	8
2.5. MECANISMO DE RUPTURA .....	14
2.6. MÉTODOS DE INSTALAÇÃO DE COLUNAS GRANULARES ENCAMISADAS .....	16
2.7. ESTUDOS DO COMPORTAMENTO DE GECs COMO MÉTODO DE MELHORIA DE SOLOS MOLES	17
<b>CAPITULO 3.....</b>	<b>43</b>
<b>3. METODOLOGIA .....</b>	<b>43</b>
3.1. PROVAS DE CARGA EM GRUPOS DE COLUNAS GEC.....	43
3.2. CAIXA PARA DESENVOLVIMENTO DOS ENSAIOS EM GRANDE ESCALA .....	48
3.3. MATERIAIS .....	50
3.3.1. SOLOS UTILIZADOS .....	50
3.3.2. GEOTÊXTIL.....	54
3.4. INSTRUMENTAÇÃO .....	58
3.4.1. CÉLULAS DE TENSÃO TOTAL.....	60
3.4.2. TRANSDUTORES DE POROPRESSÃO .....	61
3.4.3. MEDIDORES DE RECALQUE .....	62
3.4.4. SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS .....	63
3.5. SEQUÊNCIA DE ETAPAS PARA REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS .....	63
3.5.1. PREPARAÇÃO DO EQUIPAMENTO DE ENSAIO .....	63

3.5.2.	DISPOSIÇÃO DO SOLO MOLE NO ENSAIO .....	63
3.5.3.	MEDIÇÃO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA .....	65
3.5.4.	INSTALAÇÃO DAS GECs.....	65
3.5.5.	INSTALAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO NO ENSAIO .....	66
3.5.6.	EXECUÇÃO DA CAMADA DE ATERRO .....	67
3.5.7.	EXECUÇÃO DOS ENSAIOS .....	68
<b>CAPITULO 4.....</b>	<b>70</b>	
<b>4. RESULTADOS.....</b>	<b>70</b>	
4.1.	ENSAIO DE REPETIBILIDADE E VERIFICAÇÃO DA ACURÁCIA .....	70
4.2.	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NÃO-DRENADO DE SOLOS MOLES .....	73
4.3.	ANÁLISE DOS EXCESSOS DE POROPRESSÃO .....	79
4.3.1.	REGISTRO DOS EXCESSOS DE POROPRESSÃO NOS ENSAIOS DE VARIAÇÃO DE ESPAÇAMENTO ENTRE COLUNAS COM O MESMO TIPO DE GEOTÊXTIL DE REFORÇO (RM – RIGIDEZ MEDIA).....	80
4.3.1.1.	DURANTE A INSTALAÇÃO DAS COLUNAS .....	80
4.3.1.2.	DURANTE A APLICAÇÃO DE SOBRECARGA .....	84
4.3.2.	REGISTRO DOS EXCESSOS DE POROPRESSÃO NOS ENSAIOS DE VARIAÇÃO DO GEOTÊXTIL DE REFORÇO E ESPAÇAMENTO ENTRE COLUNAS CONSTANTE.....	88
4.3.2.1.	DURANTE A INSTALAÇÃO DAS COLUNAS .....	89
4.3.2.2.	DURANTE A APLICAÇÃO DE SOBRECARGA .....	91
4.4.	COEFICIENTE DE EMPUXO LATERAL .....	94
4.4.1.	COMPORTAMENTO DO COEFICIENTE DE EMPUXO NOS ENSAIOS DE VARIAÇÃO DE ESPAÇAMENTO ENTRE COLUNAS COM O MESMO TIPO DE GEOTÊXTIL DE REFORÇO (RM – RIGIDEZ MEDIA).....	95
4.4.2.	COMPORTAMENTO DO COEFICIENTE DE EMPUXO DO SOLO NOS ENSAIOS COM VARIAÇÃO DA RIGIDEZ DO REFORÇO E ESPAÇAMENTO CONSTANTE ENTRE AS COLUNAS .....	103
4.5.	COMPORTAMENTO DOS RECALQUES .....	109
4.5.1.	COMPORTAMENTO DOS RECALQUES NOS ENSAIOS DE VARIAÇÃO DE ESPAÇAMENTO ENTRE COLUNAS COM O MESMO TIPO DE GEOTÊXTIL DE REFORÇO (RM – RIGIDEZ MEDIA)..	110
4.5.2.	COMPORTAMENTO DOS RECALQUES NOS ENSAIOS COM VARIAÇÃO DA CAMISA DE REFORÇO E ESPAÇAMENTO CONSTANTE ENTRE AS COLUNAS .....	113
4.6.	DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES VERTICAIS TOTAIS .....	116

4.6.1. DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES VERTICAIS NOS ENSAIOS DE VARIAÇÃO DE ESPAÇAMENTO ENTRE COLUNAS COM O MESMO TIPO DE GEOTÊXTIL DE REFORÇO (RM – RIGIDEZ MEDIA).....	116
4.6.2. DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES VERTICAIS NOS ENSAIOS COM VARIAÇÃO DA CAMISA DE REFORÇO E ESPAÇAMENTO CONSTANTE ENTRE AS COLUNAS .....	120
4.7. DEFORMAÇÃO LATERAL DAS GECs ( <i>BULGING</i> ) .....	126
4.7.1. COMPORTAMENTO DA EXPANSÃO LATERAL DAS GECs NOS ENSAIOS DE VARIAÇÃO DE ESPAÇAMENTO ENTRE COLUNAS COM O MESMO TIPO DE GEOTÊXTIL DE REFORÇO (RM – RIGIDEZ MEDIA).....	126
4.7.2. COMPORTAMENTO DA DEFORMAÇÃO LATERAL DAS GECs NOS ENSAIOS COM VARIAÇÃO DA CAMISA DE REFORÇO E ESPAÇAMENTO CONSTANTE ENTRE AS COLUNAS. ....	128
4.8. COMPARAÇÕES ENTRE OS VALORES PREVISTOS E MEDIDOS DOS RECALQUES E DAS FORÇAS CIRCUNFERENCIAIS DE TRAÇÃO.....	130
<b>CAPITULO 5.....</b>	<b>135</b>
<b>5. CONCLUSÕES .....</b>	<b>135</b>
<b>6. PROPOSTAS PARA PESQUISAS FUTURAS.....</b>	<b>137</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>139</b>
<b>ANEXOS. ....</b>	<b>159</b>
<b>ANEXO A. COMPORTAMENTO DOS RECALQUES.....</b>	<b>159</b>
<b>ANEXO B. COMPORTAMENTO DAS TENSÕES .....</b>	<b>160</b>
<b>ANEXO C. REGISTRO FOTOGRÁFICO .....</b>	<b>164</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Técnicas de melhoria de solos (modificado de (Schaefer et al., 2012); (Han, 2015). .....	5
Figura 2.2. Distribuição de colunas granulares e seus coeficientes $c_g$ correspondentes (Balaam & Booker, 1981).....	10
Figura 2.3. Configuração geométrica admitida por Raithel & Kempfert (2002). ....	13
Figura 2.4. Tipos de falha em colunas granulares: a) Coluna longa com ruptura por embarrigamento em suporte firme ou flutuante; b) Coluna curta com ruptura por cisalhamento; e c) Ruptura por puncionamento em coluna flutuante curta, nas quais a ponta penetra progressivamente no estrato mole subjacente quando a resistência de ponta do solo de base é mobilizada além de sua capacidade (Barksdale & Bachus, 1983). ....	15
Figura 2.5. Instalação de colunas granulares; a) método de deslocamento e b) método de substituição (Huesker, 2018a). ....	16
Figura 2.6. Recalque vs módulo de rigidez à tração do encapsulamento (Alexiew et al., 2005). .....	24
Figura 2.7. (a) Vista geral do ensaio em campo e (b) Localização da instrumentação (Araújo, 2009).....	25
Figura 2.8. Configuração dos ensaios: (a) Caixa de ensaio em grande escala; (b) Arranjo do grupo das colunas GEC dentro da caixa Ghazavi & Nazari Afshar (2013). ....	26
Figura 2.9. Carga versus recalque em GEC de 60 mm de diâmetro (Ghazavi & Nazari, 2013). .....	26
Figura 2.10. Tensão vertical no topo da coluna encamisada e no solo mole Almeida et al. (2014). .....	27
Figura 2.11. (a) Variação dos recalques abaixo dos aterros submetidos a carga (b) variação dos deslocamentos horizontais dos aterros submetidos a carga (Hosseinpour et al. 2016)... ..	28
Figura 2.12. Esquema do ensaio de capacidade de carga de colunas GEC (Alkhorshid, 2017). .....	29
Figura 2.13. Variação do recalque nos pontos de monitoramento D1, D2 e D3 com o tempo nos casos WOBR e WBR (Chen et al., 2022). ....	31
Figura 2.14. Deslocamento lateral de GESC's flutuantes ao final do estágio de carregamento 3 para: (a) caso WOBR; (b) caso WBR (Chen et al., 2022). ....	31
Figura 2.15. Processo de acumulação de poropressão do solo ao redor das estacas de várias fundações. (Liu et al., 2022).....	32

Figura 2.16. Processo de dissipação da poropressão ao redor de estacas de diferentes fundações (Nota: a tensão máxima aplicada foi de 10 kPa para o solo não tratado e de 98 kPa para o solo tratado) (Liu et al., 2022).....	33
Figura 2.17. Superfície do solo após o ensaio para: (a) acúmulo de água na superfície do solo não tratado, e (b) ausência de acúmulo de água na argila mole tratada com colunas. (Liu et al., 2022).....	33
Figura 2.18. Razão de melhoria de carga do solo tratado por colunas de brita: (a) colunas de D=6 cm e (b) colunas granulares de D=8 cm (Nazariafshar et al., 2022).....	35
Figura 2.19. Efeito do diâmetro da coluna na relação capacidade de carga última - recalque para solo argiloso mole melhorado (Modificado de Tefera et al., 2023).....	36
Figura 2.20. Esquema do (a) OSC (b) VESC e (c) HRSC (Srijan & Gupta, 2023).....	37
Figura 2.21. Carga vs Recalque a) D=50mm; b) D=75mm e c) D=100mm (Srijan & Gupta, 2023).....	38
Figura 2.22. Esquema do (a) Antes da instalação das colunas (b) configuração do sistema de aplicação de carga (Saleh et al., 2023).....	40
Figura 2.23. Curvas de histórico temporal de deslocamento lateral: (a) Coluna de brita tradicional; (b) GESC (Kang et al., 2024).....	41
Figura 2.24. Pressão vs recalque (Ouyang et al., 2024).....	42
Figura 3.1. Método de instalação da GEC. ....	46
Figura 3.2. Caixa metálica para execução dos ensaios em grande escala: a) local de ensaio com pórtico e tampa de pressão e viga reação, b) sistema impermeabilização da caixa do ensaio, c) tampa com bolsa de pressão de látex, d) registro instalado na base da caixa e) geotêxtil não tecido instalado nas saídas dos registros da base.....	49
Figura 3.3. Camada drenante na base do local. a) camada de areia compactada com 5 cm de espessura e b) colocação de geotêxtil não tecido com função de separação.....	50
Figura 3.4. Ensaio de palheta aplicado no solo mole argiloso .....	51
Figura 3.5. Distribuição granulométrica dos solos utilizados .....	52
Figura 3.6. Curva de compreensibilidade do solo argiloso utilizado na pesquisa .....	54
Figura 3.7. Tipos de união na costura do reforço com geotêxtil tecido (Alkhorshid et al., 2019). ....	55
Figura 3.8. Ensaio de tração de faixa larga em isolamento. a) corpos de prova com emenda tipo borboleta. b) ensaio em andamento de amostras consideradas como material de baixa (RB), média (RM) e alta (RA) rigidez, organizadas de esquerda à direita. ....	56

Figura 3.9. Curva de Tração aplicada <i>versus</i> alongamento. (a) reforço RA, (b) Reforço RM e (c) reforço RB.....	58
Figura 3.10. Modelo experimental proposto com instrumentação: (a) Vista superior e (b) Vista frontal. ....	59
Figura 3.11. Células de tensão total: (a) Vista dos instrumentos impermeabilizados e (b) processo de calibração dos instrumentos. ....	61
Figura 3.12. Processo de calibração dos transdutores de poropressão .....	61
Figura 3.13. Medidores de recalque instalados no topo da coluna central e das colunas vizinhas, assim como no solo mole circundante, dentro do local de ensaio.....	62
Figura 3.14. Mistura solo mole (a) adição da bentonita no solo argiloso e (b) mistura e homogeneização dentro da caixa de ensaio.....	64
Figura 3.15. Ensaio de palheta para a medição da resistência não drenada ( $S_u$ ) do solo mole dentro da caixa de ensaio. ....	65
Figura 3.16. Colunas granulares encamisadas instaladas no solo mole dentro da caixa de ensaio. ....	66
Figura 3.17. Colunas granulares encamisadas instaladas no solo mole dentro da caixa de ensaio. ....	67
Figura 3.18. Colocação do aterro na caixa de ensaio. ....	68
Figura 3.19. Ensaio de aplicação de carga em andamento.....	69
Figura 4.1. Repetibilidade do ensaio: (a) Tensão aplicada versus Tensão Medida e (b) Tensão aplicada versus Recalque. ....	71
Figura 4.2. Comparação entre a sobrecarga prevista e a sobrecarga aplicada com base em Raithel & Kempfert (2002). ....	73
Figura 4.3. Variação da resistência ao cisalhamento não drenado para diferentes estágios: (a) Imediatamente após a colocação do solo mole, dois dias depois antes da instalação das colunas e após a instalação das colunas e (b) Após a aplicação de carga para espaçamentos de 2,0D, 2,5D, 3,0D e 3,5D.....	74
Figura 4.4. (a) Localizações dos ensaios com palheta ao redor da coluna central. (b) Registro fotográfico do ensaio de cisalhamento com palheta.....	77
Figura 4.5. Resultados dos ensaios de cisalhamento com palheta ao redor da coluna central em diferentes espaçamentos entre colunas: (a) 2,0D; (b) 2,5D; (c) 3,0D; (d) 3,5D após treze dias de carregamento. ....	79

Figura 4.6. Variação do excesso de poropressão ao longo do tempo para diferentes espaçamentos entre colunas durante o processo de instalação: (a) 2,0D, (b) 2,5D, (c) 3,0D e (d) 3,5D.....	83
Figura 4.7. Variação do excesso de poropressão ao longo do tempo para diferentes espaçamentos entre colunas durante o processo de aplicação da sobrecarga (sobrecarga máxima de 20kPa): (a) 2D, (b) 2,5D, (c) 3,0D e (d) 3,5D. ....	87
Figura 4.8. Variação do excesso de poropressão ao longo do tempo para diferentes camisas de reforço, com espaçamento constante (3,0D), durante o processo de instalação: (a) Resistencia alta RA, (b) Resistencia media RM e (c) Resistencia baixa RB. ....	91
Figura 4.9. Variação da poropressão ao longo do tempo para os diferentes ensaios com variação da camisa de reforço e espaçamento constante durante o processo de aplicação da sobrecarga (sobrecarga máxima de 45kPa): (a) Resistencia alta RA, (b) Resistencia media RM e (c) Resistencia baixa RB. ....	94
Figura 4.10. Variação do coeficiente de empuxo lateral do solo ao longo do tempo para diferentes espaçamentos entre colunas durante o processo de cravação: (a) 2D, (b) 2,5D, (c) 3,0D e (d) 3,5D. ....	96
Figura 4.11. Valor máximo do coeficiente de empuxo lateral versus espaçamento entre colunas durante o processo de cravação, imediatamente após a instalação da coluna central (IAC) e antes da aplicação da sobrecarga (AS). ....	97
Figura 4.12. Variação do coeficiente de empuxo lateral do solo ao longo do tempo para diferentes espaçamentos entre colunas durante o processo de aplicação da sobrecarga (tensão máxima de 20kPa): (a) 2D, (b) 2,5D, (c) 3,0D e (d) 3,5D.....	100
Figura 4.13. Coeficiente de empuxo lateral do solo $K_{\text{máx(S)}}$ na aplicação da sobrecarga e coeficiente após a dissipação da poropressão ( $K_{\text{Diss}}$ ), para diferentes espaçamentos entre colunas durante o processo de aplicação da sobrecarga (20kPa). ....	102
Figura 4.14. Variação do coeficiente de empuxo lateral do solo ao longo do tempo para os diferentes ensaios com variação da camisa de reforço e espaçamento constante durante o processo de cravação: (a) Rigidez alta (RA), (b) Rigidez média (RM) e (c) Rigidez baixa (RB).....	104
Figura 4.15. Valor máximo do coeficiente máximo de empuxo lateral versus camisa de reforço durante o processo de cravação, imediatamente após a instalação da coluna central (IAC) e antes da aplicação da sobrecarga (AS). ....	105
Figura 4.16. Variação do coeficiente de empuxo lateral do solo ao longo do tempo para os diferentes ensaios com variação da camisa de reforço, mantendo o espaçamento constante	

durante o processo de aplicação de carga (tensão máxima de 45kPa): (a) Rigidez alta (RA), (b) Rigidez média (RM) e (c) Rigidez baixa (RB). .....	107
Figura 4.17. Coeficiente de empuxo lateral do solo $K_{\max(S)}$ na aplicação da sobrecarga e coeficiente após a dissipação da poropressão ( $K_{Diss}$ ), para diferentes camisas de reforço durante o processo de aplicação da sobrecarga (45kPa). .....	108
Figura 4.18. Recalques do solo mole e das colunas GECs para diferentes espaçamentos entre colunas sob uma sobrecarga vertical de (a) 5 kPa, (b) 10 kPa, (c) 15 kPa e (d) 20 kPa. ....	112
Figura 4.19. Recalques em solo mole e em colunas de CEGs para diferentes colunas GEC com variação da camisas de reforço sob uma sobrecarga vertical de (a) 10 kPa, (b) 20 kPa, (c) 30 kPa, (d) 45 kPa e (e) 45 kPa. ....	115
Figura 4.20. Tensões verticais totais medidas nas colunas GECs para diferentes espaçamentos entre colunas sob uma tensão de 20 kPa. ....	117
Figura 4.21. Correlação dos valores de $E$ em função de $S_{(col)}/D$ . ....	118
Figura 4.22. Correlação dos valores de $n$ em função de $S_{(col)}/D$ . ....	119
Figura 4.23. Correlação dos valores de $\sigma_{v(col)}/\sigma_o$ e $\sigma_{v(Solo)}/\sigma_o$ em função de $S_{(col)}/D$ . ....	120
Figura 4.24. Tensões verticais aplicadas e medidas para diferentes nas GECs com variação de camisas de reforço sob uma tensão de 45 kPa. ....	121
Figura 4.25. Correlação dos valores de $E$ em função do módulo de rigidez da camisa de reforço em kPa, em escala real. ....	123
Figura 4.26. Correlação dos valores de $n$ em função do módulo de rigidez da camisa de reforço em kPa, em escala real. ....	124
Figura 4.27. Correlação dos valores de $\sigma_{v(col)}/\sigma_o$ e $\sigma_{v(Solo)}/\sigma_o$ em função do módulo de rigidez da camisa de reforço em kPa, em escala real. ....	125
Figura 4.28. Ensaios com variação de espaçamento: (a) $\Delta r_{geo}/r_{geo}$ versus profundidade e (b) Força de tração, $T$ , versus profundidade; ensaios com variação do espaçamento. ....	127
Figura 4.29. Ensaios com variação do reforço: (a) $\Delta r_{geo}/r_{geo}$ versus profundidade e (b) Força de tração, $T$ , versus profundidade; ensaios com variação do espaçamento. ....	129
Figura 4.30. Registro fotográfico das escavações no topo da coluna central (a) ensaio com camisa de reforço RA, (b) ensaio com camisa de reforço RM e (c) recuperação de corpo de prova ensaiado no ensaio RM. ....	130
Figura 4.31. Comparação entre previsões e medições de diferentes métodos: (a) Recalque e (b) Força de tração ( $T$ ). ....	134
Figura A.0.1. Carga aplicada versus Recalque nos ensaios com variação da camisa de reforço e espaçamento entre as colunas GEC. ....	159



Figura B.0.1. Tensão aplicada versus tensão medida nos ensaios com variação da camisa de reforço com espaçamento constante.....	160
Figura B.0.2. Tensão aplicada versus tensão medida nos ensaios com variação do espaçamento entre colunas GEC e camisa de reforço constante. ....	160
Figura B.0.3. Tensão vertical medida na GEC e no Solo mole vs Tempo para o ensaio RA 3,0D .....	161
Figura B.0.4. Tensão vertical medida na GEC e no Solo mole vs Tempo para o ensaio RM 3,0D .....	161
Figura B.0.5. Tensão vertical medida na GEC e no Solo mole vs Tempo para o ensaio RB 3,0D .....	162
Figura B.0.6. Tensão vertical medida na GEC e no Solo mole vs Tempo para o ensaio RM 3,5D .....	162
Figura B.0.7. Tensão vertical medida na GEC e no Solo mole vs Tempo para o ensaio RM 2,0D .....	163
Figura B.0.8. Tensão vertical medida na GEC e no Solo mole vs Tempo para o ensaio RM 2,5D .....	163
Figura C.0.1. Registro fotográfico ensaio 3,0D-RA .....	164
Figura C.0.2. Registro fotográfico ensaio 3,0D-RM.....	164
Figura C.0.3. Registro fotográfico ensaio 3,0D-RB.....	165
Figura C.0.4. Registro fotográfico ensaio 2,0D-RM.....	165
Figura C.0.5. Registro fotográfico ensaio 3,0D-RM.....	166
Figura C.0.6. Registro fotográfico ensaio 3,5D-RM.....	166

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Processos executivos de colunas granulares encamisadas (Bräu, 2012) .....	7
Tabela 2.2. Requisitos e valores típicos para aplicações de colunas granulares encamisadas (Bräu, 2012) . .....	8
Tabela 2.3. Obras e pesquisas que usam grupos de colunas GEC, baseado em Hosseinpour et al. (2015). .....	11
Tabela 2.4. Resumo de pesquisas laboratoriais prévias sobre colunas granulares encamisadas com geossintéticos (modificado de Al-Saadi (2021)). .....	17
Tabela 3.1 Fatores de escala e parâmetros de similitude adotados no programa experimental. ....	44
Tabela 3.2 Campanha experimental. ....	48
Tabela 3.3. Parâmetros dos solos. ....	52
Tabela 3.4. Especificações técnicas dos geotêxteis de reforço comerciais (Huesker, 2018b). ....	54
Tabela 3.5. Parâmetros dos tecidos de reforço utilizados na pesquisa. ....	58
Tabela 4.1. Coeficientes geométricos e de melhoria dos ensaios de repetição. ....	72
Tabela 4.2. Valores de excesso de poropressão registrados pelos transdutores em diferentes espaçamentos entre colunas durante a etapa de cravação para os ensaios com o mesmo tipo de geotêxtil de reforço (RM – rigidez media) e variação de espaçamento. ....	83
Tabela 4.3. Valores iniciais e máximos de excesso de poropressão, variações e taxas de dissipação durante a aplicação da sobrecarga para os ensaios com o mesmo tipo de geotêxtil de reforço (RM – rigidez media) e variação de espaçamento. ....	84
Tabela 4.4. Valores de excesso de poropressão registrados pelos transdutores em diferentes espaçamentos entre colunas durante a etapa de cravação para os ensaios com variação da camisa de reforço e espaçamento entre colunas constante. ....	91
Tabela 4.5. Valores iniciais e máximos de excesso de poropressão, variações e taxas de dissipação durante a aplicação da sobrecarga, considerando diferentes tipos de camisa de reforço e espaçamento constante entre colunas. ....	92
Tabela 4.6. Fatores de melhoria para os ensaios com variação de espaçamentos entre colunas GEC. ....	117
Tabela 4.7. Fatores de melhoria para os ensaios com variação de camisa de reforço sob uma tensão de 45 kPa. ....	122
Tabela 4.8. Principais considerações dos métodos para prever os recalques e as forças circunferenciais de tração em GECs. ....	130

## NOMENCLATURA, SÍMBOLOS E ABREVIACÕES

$\lambda$ : Fator de escala

$\gamma'_c$ : Peso específico efetivo da coluna

$1/a_E$ : Inverso da razão de substituição de área

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

$A_{col}$ : Área efetiva da coluna

$A_E$ : Área efetiva da coluna granular / Área total de influência da coluna

$a_E$ : Razão de substituição de área

AS: Antes da aplicação da sobrecarga

$A_{Solo}$ : Área total de solo envolvente influenciado pela coluna GEC

ASTM: American Society for Testing and Materials

BC: Bentonite Columns (Colunas de Bentonita)

$C_c$ : Coeficiente de curvatura do solo

$C_g$ : Coeficiente relacionado à distribuição das colunas

$\gamma_{Sat}$ : Peso unitário da argila saturada

CR: Compacidade Relativa

$C_u$ : Coeficiente de uniformidade do solo

$\gamma'_c$ : Peso específico do material da coluna

D: Diâmetro da coluna granular

$\gamma_d$ : Peso específico seco do solo (kN/m<sup>3</sup>)

D10, D30, D50, D60: Diâmetros efetivos do solo em mm

$D_{Inf}$ : Diâmetro de influência da célula unitária

$D_m$ : Diâmetro da coluna do modelo

$D_p$ : Diâmetro da coluna protótipo

$E^*$ : módulo de Young do material indicado no contexto (solo, agregado granular ou geossintético), em MPa

E: Eficiência da coluna

$E_{oed,100}$ : Módulo edométrico de referência a uma tensão de 100 kPa

$E_{oed,s}$ : Módulo edométrico do solo mole

ESC: ver GEC (sinônimo na literatura) / Colunas de brita encamisadas (Encased Stone Column)

$f_m$ : Medidas físicas relacionadas ao modelo / Medida física relacionada ao modelo de laboratório

$f_p$ : Medidas físicas relacionadas ao protótipo / Medida física relacionada ao protótipo (escala real)

GEC: geosynthetic-encased column; coluna granular encamisada com geossintético.

GESC: Geosynthetic Encased Stone Column (Coluna Granular Encamisada com Geossintético)

GESSC: Geosynthetic Encased Steel Slag Column (Coluna de Escória de Aço Encamisada com Geossintético)

$G_s$ : Massa específica dos grãos

$h$ : Altura

$h_0$ : Altura da coluna

HRSC: hybrid-reinforced stone column; coluna granular com reforço híbrido

IAC: Imediatamente Após a Instalação da Coluna central

IP: Índice de plasticidade do solo

$J$ : Rigidez da geogrelha / Rigidez à tração do geossintético

$k$ : Coeficiente de permeabilidade

$K$ : Coeficiente de empuxo lateral

$k_0$ : Coeficiente de empuxo inicial

$K_{Diss}$ : coeficiente de empuxo lateral do solo após a dissipação das poropressões / Coeficiente de empuxo lateral após a dissipação da poropressão

$K_{max(S)}$ : Coeficiente de empuxo lateral máximo durante a aplicação da sobrecarga

$l_c$ : Comprimento da coluna

LIR: Load Improvement Ratio (Razão de melhoria de carga)

$L_L$ : Limite de liquidez / Limite de Liquidez

$L_P$ : Limite de plasticidade / Limite de Plasticidade

$L/D$ : comprimento sobre diâmetro da coluna

MEF: Método dos Elementos Finitos

$n$ : Fator de concentração de tensões

NBR: Norma Brasileira Regulamentadora

OSC: Colunas de brita convencionais (Ordinary Stone Column)

pESC: partially encased stone column; coluna granular parcialmente encamisada

$r_0$ : Raio inicial da coluna

RA: Material de reforço – Rigidez à tração alta

RB: Material de reforço – Rigidez à tração baixa

$r_c$ : Raio da coluna de brita / Raio da coluna

$r_{geo}$ : Raio externo da geogrelha / Raio inicial do geotêxtil

RM: Material de reforço – Rigidez à tração média

$\nu$ : Coeficiente de Poisson do solo mole

S/B: recalque dividido pelo diâmetro da placa de aplicação de carga

SC: stone column; coluna granular sem encamisamento

Sc: Recalque da coluna

SCC: Slag-Cement Dust Columns (Colunas de Pó de Cimento e Escória)

$S_{(col)}$ : Espaçamento entre colunas

$S_{(col)}/D$ : Razão de espaçamento entre colunas pelo diâmetro da coluna

Ss: Recalque do solo mole

$S_u$ : resistência não drenada do solo mole (kPa) / Resistência ao cisalhamento não drenada

T: Força de tração no encapsulamento

TDEP: Taxa de dissipação de excessos de poropressão

TDEP<sub>médio</sub>: Taxa média de dissipação da sobrepressão de poro no intervalo considerado

$u_0$ : Poropressão inicial

$u_{dissp}$ : Poropressão dissipada

$u_{máx}$ : Poropressão máxima

VESC: variably/vertically encased stone column; coluna granular com encamisamento variável ao longo da altura

$\gamma_w$ : Peso específico da água (kN/m<sup>3</sup>)

WBR: With Basal Reinforcement (Com Reforço na Base)

WOBR: Without Basal Reinforcement (Sem Reforço na Base)

z: Profundidade

$\Delta F_r$ : Variação da força radial na geogrelha / Incremento da força radial no reforço

$\Delta r_c$ : Variação do raio da coluna / Deformação radial da coluna

$\Delta r_{geo}$ : Deformação (abaulamento) lateral do geotêxtil

$\Delta u$ : Excesso de poropressão

$\Delta u_{AC}$ : incremento de poropressão imediatamente após a instalação da coluna (kPa)

$\Delta \sigma_0$ : incremento de tensão total relativo ao estado inicial (kPa)

$\Delta \sigma_0$ : Variação da tensão inicial

$\Delta \sigma_h$ : Incremento de tensão horizontal

$\Delta \sigma_{h,diff}$ : Diferença de tensão horizontal

$\Delta \sigma_{h,geo}$ : Variação da tensão horizontal devido à geogrelha

$\Delta \sigma_v$ : Incremento de tensão vertical

$\Delta \sigma_{v,0,c}$ : Variação da tensão vertical inicial na coluna

$\Delta\sigma_{v(col)}$ : Acréscimo da tensão total na coluna

$\Delta\sigma_{v,s}$ : Variação da tensão vertical no solo mole

$\Delta\sigma_{v(Solo)}$ : Acréscimo da tensão total no solo envolvente

$\sigma_o$ : tensão total inicial (zero subscrito), no instante de referência (kPa)

$\sigma'_v$ : Tensão vertical efetiva

$\sigma_h$ : Tensão horizontal total

$\sigma'_h$ : Tensão horizontal efetiva

$\sigma_o$ : Tensão total aplicada no sistema

$\sigma_{v(col)}$ : Tensão total na coluna

$\sigma_{v(Solo)}$ : Tensão total no solo mole envolvente

$\sigma'_v$ : Tensão vertical efetiva

$\phi_c$ : Ângulo de atrito interno da coluna

$\phi'$ : Ângulo de atrito efetivo

## CAPITULO 1

### 1. INTRODUÇÃO

Na engenharia geotécnica, a capacidade de carga e os recalques são dois critérios fundamentais que determinam o desempenho de um projeto. A construção de estruturas em solos moles, como prédios, pontes, aterros e outras obras, frequentemente enfrenta desafios significativos devido a recalques excessivos ou problemas de instabilidade. Para mitigar esses problemas, a melhoria do solo é essencial, e uma das técnicas eficazes para esse fim é a utilização de colunas granulares.

As colunas granulares oferecem vantagens significativas em relação a outras técnicas de melhoria de solo, especialmente quando há restrições de tempo para a construção e não é economicamente viável esperar que o solo melhore suas propriedades por meio do adensamento convencional. Essas colunas funcionam como inclusões drenantes semirrígidas, aumentando a capacidade de suporte e acelerando a velocidade de adensamento do solo mole, reduzindo, assim, a duração do processo de melhoria.

Entretanto, a aplicação de colunas granulares convencionais em solos muito moles pode ser problemática devido ao confinamento lateral inadequado, resultando em menor capacidade de carga. Esse desafio pode ser superado pela utilização de encamisamento com geossintéticos, que proporciona o confinamento lateral necessário ao material das colunas. O sistema de colunas granulares encamisadas com geossintéticos (em inglês *Geotextile Encased Columns* - GEC) tem sido amplamente utilizado com sucesso na prática de engenharia (Raithel & Kempfert, 2002; Bräu, 2012; Almeida et al., 2018; Al-Saadi, 2021; Zhang et al., 2022; Fattahi et al., 2024; Gu et al., 2024 entre outros).

As GECs são particularmente eficazes em aplicações de suporte de fundações e melhoria de solo em grandes áreas, como tanques de armazenamento de óleo e aterros de estradas. Para a maioria das aplicações, é ideal que as GECs repousem sobre uma camada rígida, garantindo maior estabilidade e desempenho.

Embora o método GEC seja uma técnica relativamente recente, ele já demonstrou seu valor na engenharia geotécnica. No entanto, é fundamental continuar investigando e compreendendo melhor os principais parâmetros que influenciam o comportamento das colunas para aprimorar ainda mais essa técnica promissora. Para esse fim, é necessário o desenvolvimento contínuo de pesquisas na área. Este estudo tem como objetivo avaliar o comportamento de grupos de GECs durante a instalação e sob aplicação de sobrecarga vertical. Para isso, realizou-se um modelo físico em grande escala, devidamente instrumentado, ensaiado em condições laboratoriais controladas. Variou-se, de forma sistemática, o espaçamento entre colunas e monitoraram-se a transferência de carga, os recalques nas GECs e no solo mole adjacente, bem como os excessos de poropressão. Os dados obtidos permitem quantificar a evolução temporal da concentração de tensões e propor correlações de interesse de projeto entre espaçamento, concentração de tensões e desempenho em termos de recalque.

## **1.1. OBJETIVOS**

### **1.1.1. Objetivo Geral**

Estudar o comportamento de grupo de colunas granulares encamisadas submetidas a provas de carga por meio de ensaios de modelos físicos em grande escala, a fim de alcançar um melhor entendimento do seu comportamento.

### **1.1.2. Objetivos Específicos**

- Caracterizar quantitativamente a influência do encamisamento geossintético no comportamento do grupo de colunas granulares, utilizando ensaios de laboratório em grande escala.
- Determinar o efeito da instalação do grupo de colunas nas tensões e nas poropressões do solo, utilizando instrumentação geotécnica para obter dados detalhados e comparáveis.
- Medir a eficiência da capacidade de suporte das colunas granulares em comparação com o solo mole, por meio de ensaios de carga que permitam calcular a melhoria percentual na capacidade de suporte.



- Avaliar o efeito do geotêxtil de reforço e da configuração geométrica no comportamento mecânico do sistema de colunas, realizando uma análise dos dados obtidos para identificar variações significativas e correlações entre os fatores estudados.

## **CAPITULO 2**

### **2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

#### **2.1. Melhoria de solos moles**

A necessidade de construção de grandes projetos de infraestrutura, como barragens, edifícios, rodovias, diques, ferrovias e túneis, demanda o uso intensivo de áreas de ocupação, muitas vezes localizadas em terrenos com solos inadequados para suportar tais estruturas. Isso resulta em problemas como capacidade de carga insuficiente, liquefação, erosão, infiltração e recalques excessivos.

Melhorar a capacidade de suporte e as condições de estado limite de solos moles tem sido historicamente um desafio para os engenheiros geotécnicos, que buscam aumentar os parâmetros de resistência dos solos. Nesse contexto, a construção de aterros em solos moles exige um controle cuidadoso da estabilidade e do processo de adensamento (Leroueil & Rowe, 2001).

Os aterros podem ser construídos em solo mole utilizando reforços para melhorar sua estabilidade (Chai et al., 2002), drenos verticais e drenos pré-fabricados para acelerar o processo de adensamento (Almeida, 2011), substituição do solo mole, uso de material de enchimento leve, injeção de cimento como agente estabilizador e construção de colunas granulares. A distribuição do tamanho das partículas e o tipo de solo são dois fatores importantes na escolha do método de melhoria (Han, 2015). A Figura 2.1 apresenta alguns tipos de técnicas de melhoria de solos em função do tipo de solo onde haverá a construção.

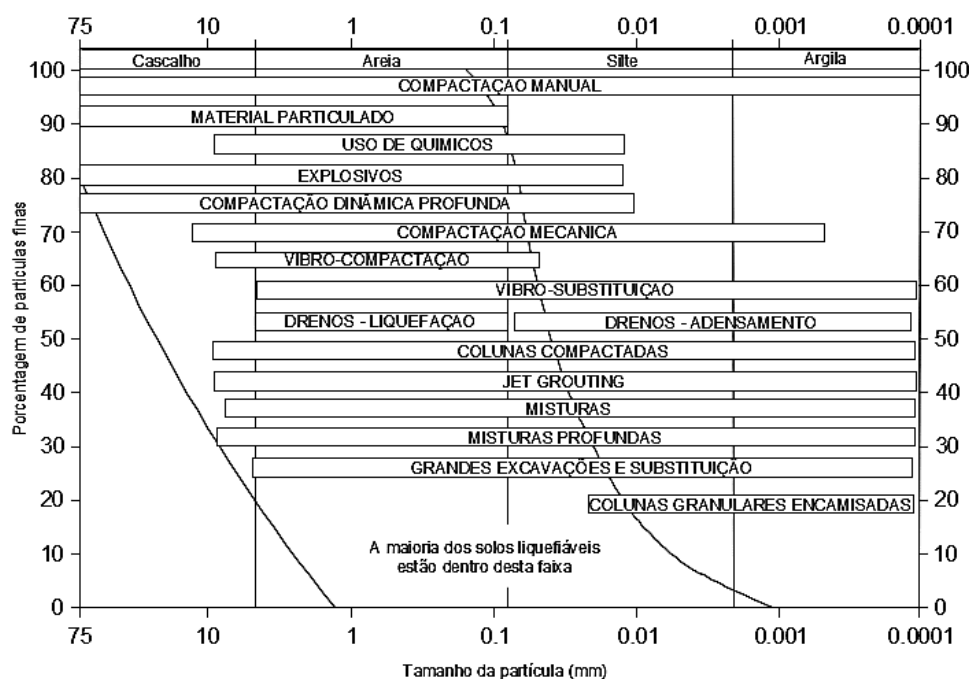


Figura 2.1. Técnicas de melhoria de solos (modificado de (Schaefer et al., 2012); (Han, 2015)).

Entre os diversos métodos de construção disponíveis, o tratamento de solos com colunas granulares se destaca como uma alternativa eficaz para aumentar a capacidade de carga, reduzir recalques e melhorar a estabilidade de aterros em solos moles (Almeida et al., 2018).

## 2.2. Colunas granulares convencionais

A técnica de colunas granulares tem se estabelecido como uma solução amplamente eficaz para a melhoria de solos moles, sendo particularmente relevante em projetos de infraestrutura onde há necessidade de aumento de capacidade de carga (Raithel & Kempfert, 2002; Alexiew et al., 2005; Almeida et al., 2014; Hosseinpour et al., 2016; Chen et al., 2022; Srijan & Gupta, 2023; Kang et al., 2024; Ouyang et al., 2024; Gu et al., 2024). Bessette et al. (2025) demonstraram por meio de modelagens numéricas e análises sísmicas, que colunas granulares densas são altamente eficazes em mitigar os efeitos da liquefação em depósitos estratificados. Lenin Kumar et al. (2025) relataram resultados similares ao avaliar o desempenho de aterros ferroviários sobre solos moles reforçados com colunas granulares, destacando a estabilidade e controle de recalques. Singh & Sawant (2025) também contribuíram com uma análise numérica da capacidade de ancoragem axial de grupos de colunas granulares em solos arenosos. Complementarmente, Drouna et al., (2025) exploraram o uso de materiais cimentícios sustentáveis na melhoria de colunas granulares, indicando ganhos em propriedades mecânicas e redução de impactos ambientais.

No campo da modelagem teórica e computacional, novos modelos têm aprimorado a capacidade preditiva da resposta das colunas granulares. Brown et al. (2025) abordaram o comportamento de fundações submetidas a esforços de tração em solos granulares, apresentando diretrizes de projeto que visam melhorar a resistência ao arrancamento em estruturas de linha de transmissão. Esses avanços indicam um movimento em direção ao uso integrado de técnicas numéricas, experimentais e analíticas.

Estudos experimentais e aplicações em campo têm reforçado a confiabilidade das colunas granulares como técnica de melhoria. Singh & Sawant (2025) realizaram ensaios em campo que comprovaram a eficácia da ancoragem de colunas granulares em solos arenosos saturados, validando resultados obtidos em simulações. Lenin Kumar et al. (2025) monitoraram o desempenho de uma estrutura ferroviária ao longo do tempo, observando excelente comportamento geotécnico das colunas aplicadas. A abordagem de Drouna et al. (2025), que integrou materiais reciclados em agregados leves utilizados em colunas, oferece uma solução sustentável e técnica para fundações de construções industriais. Essas evidências de campo são fundamentais para comprovar a validade prática dos modelos teóricos e numéricos.

Apesar dos avanços, a eficácia das colunas granulares pode não ser adequada devido ao confinamento lateral insuficiente proporcionado pelo solo mole, o que pode resultar em deformações excessivas e até mesmo em falhas por flambagem, especialmente em depósitos espessos. Esse mecanismo de deformação reduz a eficiência das colunas na mitigação dos recalques do aterro (Palmeira, 2018). Evidências recentes mostram que, sob baixo confinamento, as colunas apresentam deslocamentos laterais elevados e perda de capacidade de carga. Fenômeno atenuado, mas não eliminado, pelo encamisamento geossintético (Srijan & Gupta, 2025; Wu et al., 2025).

### **2.3. Colunas granulares encamisadas (GEC's)**

A utilização de colunas granulares reforçadas tem se mostrado uma solução eficaz para a melhoria de solos finos saturados muito moles. Contudo, em condições extremamente desfavoráveis, com resistência não drenada muito baixa (tipicamente  $S_u < 5$  a 15 kPa) (Alkhorshid et al., 2019; Nazariafshar et al., 2019; Cengiz & Guler, 2020; Zhang et al., 2020;

Mohanty & Shahu, 2021; Pandey et al., 2021; Saleh et al., 2023; Srijan & Gupta, 2023; Wang et al., 2023; Ouyang et al., 2024).

O uso de colunas granulares encamisadas com geotêxtil tem mostrado eficácia na redução do abaulamento das colunas e nos deslocamentos gerais do solo mole, além de aumentar a capacidade de carga em comparação às colunas granulares convencionais (Raithel & Kempfert, 2002; Murugesan & Rajagopal, 2006; Gniel & Bouazza, 2010; Ali et al., 2012; Almeida et al., 2013; Castro & Sagaseta, 2013; Hosseinpour et al., 2016; Li et al., 2021; Srijan & Gupta, 2023; Kang et al., 2024).

Palmeira (2018) apresenta uma lista das características dos processos executivos de colunas granulares encamisadas, bem como dos requisitos e características típicas dos materiais utilizados nesse tipo de aplicação, com base nas recomendações fornecidas por Bräu (2012). Essas informações estão detalhadas na Tabela 2.1 e Tabela 2.2.

Tabela 2.1. Processos executivos de colunas granulares encamisadas (Bräu, 2012) .

Características	Método por escavação	Método por deslocamento	
		Com tubo de aço	Com vibrador profundo
Diâmetro final da coluna	> 1,5 m	Geralmente até 0.8 m	Geralmente até 0,6 m
Remoção e disposição do solo	Sim	Não	Não
Tempo requerido para a execução da coluna	Maior	Menor	menor
Execução com resistência a penetração muito altas <sup>(1)</sup>	Possível	Geralmente impossível	Geralmente impossível
Vibrações e excesso de poropressão como resultado da execução	Pequenos	Altos <sup>(2)</sup>	Altos <sup>(2)</sup>
Construção da coluna durante a execução	Não	Geralmente sim <sup>(2)</sup>	Geralmente não <sup>(2)</sup>
Deslocamentos horizontais e verticais devido à execução da coluna	Não	Sim <sup>(2)</sup>	Sim <sup>(2)</sup>
Pré-carregamento do solo mole durante a instalação	Não	Sim <sup>(2)</sup>	Sim <sup>(2)</sup>
Efeitos sobre a camisa de geossintético durante a instalação	Baixos	baixos	Geralmente altos

Características	Método por escavação	Método por deslocamento	
		Com tubo de aço	Com vibrador profundo
Exame da camada de solo/extremidade profunda da coluna	Possível visualmente	através de parâmetros de equipamento	através de parâmetros de equipamento

Notas: (1) na existência de camadas arenosas densas no solo de fundação; (2) depende da rigidez do solo e do espaçamento entre colunas.

Tabela 2.2. Requisitos e valores típicos para aplicações de colunas granulares encamisadas (Bräü, 2012) .

Material	Requisitos / características <sup>(1)</sup>
Coluna	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>3 \text{ m} &lt; l_c &lt; 20 \text{ m}</math></li> <li>• <math>0,5 \text{ m} &lt; D &lt; 1,5 \text{ m}</math></li> <li>• <math>a_E = 0,1</math></li> <li>• Módulo de deformação da coluna dez vezes maior que o do solo mole</li> </ul>
Camisa de geossintético	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Geotêxtil, geogrelha ou geocomposto</li> <li>• Rigidez à tração radial (ao longo da circunferência) <math>\geq 700 \text{ kN/m}</math> <ul style="list-style-type: none"> <li>○ Axial: <math>\geq 20 \text{ kN/m}</math></li> <li>○ Radial (ao longo da circunferência) <math>\geq 80 \text{ kN/m}</math></li> </ul> </li> <li>• Permeabilidade elevada</li> </ul>
Material de enchimento da coluna	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Granular (areia ou brita)</li> <li>• <math>\phi' &gt; 30^\circ</math></li> <li>• <math>k &gt; 10^{-5} \text{ m/s}</math>, deve ser mais permeável que o solo mole, no mínimo duas ordens de grandeza.</li> <li>• compactidade após a execução: pelo menos fofa a medianamente compacta</li> </ul>
Solo mole de fundação	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>0,5 \text{ Mpa} &lt; E_{oed,100} &lt; 30 \text{ kPa}</math></li> <li>• <math>3 \text{ kPa} &lt; S_u &lt; 30 \text{ kPa}</math></li> </ul>
Solo de apoio da ponta da coluna	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>E_{oed,100} &lt; 5 \text{ Mpa}</math> (e pelo menos <math>&gt; 10 E_{oed,100}</math> do solo mole)</li> <li>• <math>\phi' &gt; 30^\circ</math></li> </ul>

Notas: (1)  $l_c$ = comprimento da coluna;  $D$ = diâmetro da coluna;  $a_E$ =razão entre a área da seção transversal da coluna e a área de influência da coluna;  $\phi'$ = ângulo de atrito;  $k$ = coeficiente de permeabilidade;  $E_{oed,100}$ = modulo edométrico de referência a uma tensão de 100 kPa.

## 2.4. Conceito de célula unitária da GEC

O tratamento de uma grande área com colunas GEC requer a adoção de uma distribuição uniforme das colunas em planta, a qual é determinada em função dos objetivos a serem alcançados. Para definir esse padrão, é necessário estabelecer um espaçamento ( $S$ ) entre as

colunas, bem como o tipo de distribuição a ser utilizado. Normalmente, são empregadas distribuições em triângulo ou em quadrado, sendo a distribuição em hexágono utilizada mais raramente (Domingues, 2006).

A maioria das pesquisas desenvolvidas sobre colunas granulares encamisadas e não encamisadas baseia-se no conceito de célula unitária (Raithel & Kempfert, 2000; Ghazavi & Nazari, 2013; Alkhorshid et al., 2019; Zhou & Kong, 2019; Rathod et al., 2021; Kang et al., 2024; Liu et al., 2024; Saxena et al., 2024; Yazdandoust & Bastami, 2024). Basicamente, a célula unitária é composta por duas partes (Balaam & Booker, 1981): (i) a coluna granular e (ii) o solo circundante dentro da região de influência da coluna granular, conhecida como zona de amolgamento. A relação entre o espaçamento e o diâmetro da célula unitária é dada pela Equação 2.1:

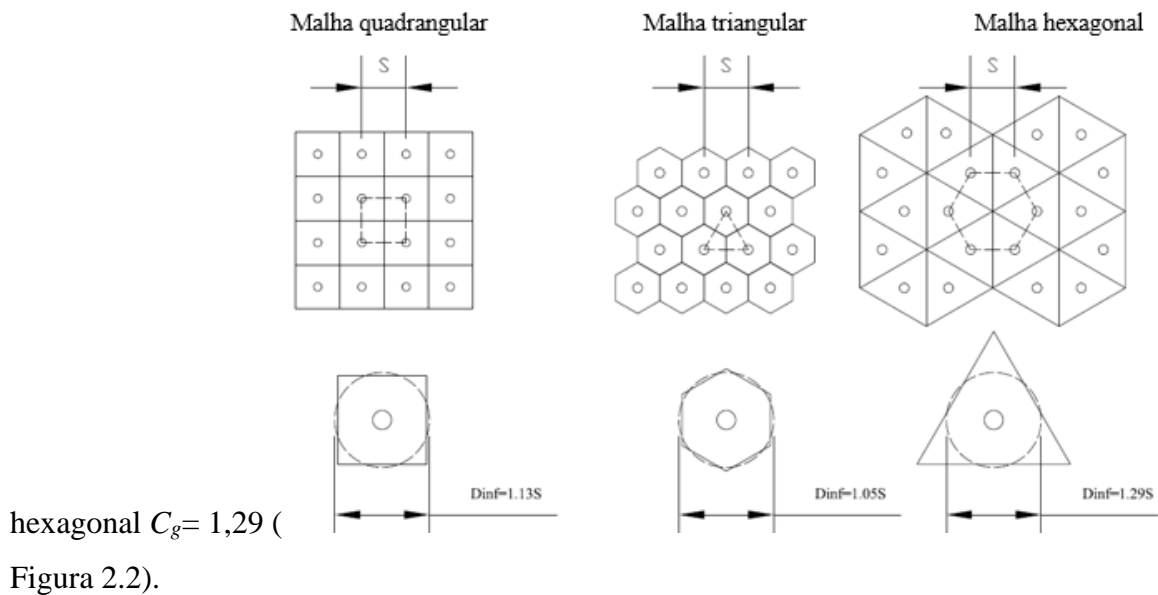
$$D_{Inf} = S * C_g \quad \text{Equação 2.1}$$

$D_{Inf}$  = diâmetro de influência da célula unitária;

$S$  = Espaçamento entre colunas adjacentes;

$C_g$  = coeficiente relacionado à distribuição das colunas.

Em uma distribuição quadrangular  $C_g=1,13$ , no caso da triangular  $C_g= 1,05$  e para uma



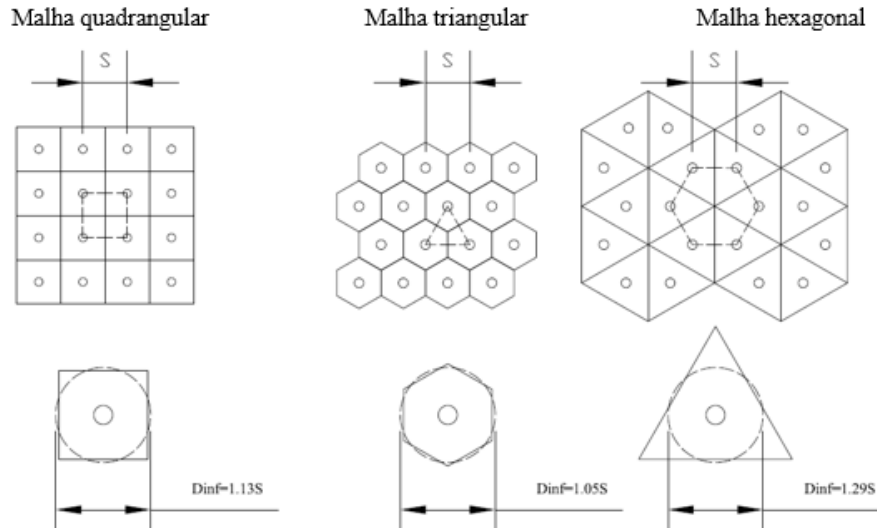


Figura 2.2. Distribuição de colunas granulares e seus coeficientes  $c_g$  correspondentes (Balaam & Booker, 1981).

Nas construções que envolvem colunas granulares, é comum utilizar o conceito de razão de substituição de área ( $a_E$ ) definido como a proporção entre a área efetiva da coluna ( $A_{col}$ ) e a área total de influência ( $A_E$ ). A relação inversa,  $1/a_E$ , também é frequentemente adotada (Domingues, 2006). Esta relação é apresentada na Equação 2.2:

$$a_E = \frac{A_{col}}{A_E} = \frac{A_{col}}{A_{col} + A_{solo}} \quad \text{Equação 2.2}$$

Pesquisas realizadas por Ambily & Gandhi (2007), Ali et al. (2012), Dash & Bora (2013a), Ghazavi & Nazari Afshar (2013), Almeida et al. (2014), Moradi et al. (2019), Chen et al. (2022), Pandey et al. (2022), Gu et al. (2024) e Ouyang et al. (2024) apresentam valores de  $a_E$  que variam de 0.1 a 0.4 ( $1/a_E$  entre 2.5 e 10).

A Tabela 2.3 apresenta o cálculo de  $S_{(col)}/D$ ,  $a_E$  e  $1/a_E$  em projetos realizados na Alemanha, Suíça, Holanda e Brasil, conforme coletados por Hosseinpour et al. (2015), bem como em algumas pesquisas que avaliam o comportamento de grupos de colunas GEC por meio de análises de modelos de elementos finitos e experimentos de laboratório. O valor da relação entre o espaçamento e o diâmetro  $S_{(col)}/D$  para projetos aplicados em campo e análises experimentais varia de 1,9 a 3,9. Em pesquisas experimentais, esse valor varia de 1 a 3,2. Esses valores foram utilizados como base na seleção da distribuição das colunas granulares nos ensaios realizados nesta pesquisa.



Tabela 2.3. Obras e pesquisas que usam grupos de colunas GEC, baseado em Hosseinpour et al. (2015).

<b>Autor / Projeto</b>	<b>Tipo</b>	<b>Ano</b>	<b>D (m)</b>	<b>S (m)</b>	<b>S<sub>(col)</sub>/D</b>	<b>A<sub>col</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>E</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	<b>a<sub>E</sub></b>	<b>1/ a<sub>E</sub></b>
Baden-Baden*	Ferrovia	1996	0,65	1,288	1,982	0,332	1,659	0,2	5
Niederlehme*	Rodovia	1998	0,8	1,895	2,369	0,503	3,59	0,14	7,143
Herrnburg *	Ferrovia	1999	0,8	1,831	2,288	0,503	3,351	0,15	6,667
Tessenitz-Tal*	Rodovia	1999	0,8	2,242	2,802	0,503	5,027	0,1	10
Krempe*	Rampa de ponte	2000	0,8	1,966	2,458	0,503	3,867	0,13	7,692
Grafing*	Ferrovia	2000	0,8	1,831	2,288	0,503	3,351	0,15	6,667
Sinzheim*	Ferrovia	2000	0,8	1,831	2,288	0,503	3,351	0,15	6,667
Campo de teste Hoeksche Waard*	Campo de teste	2001	0,8	3,171	3,963	0,503	10,053	0,1	10
Campo de teste Gravendeel*	Campo de teste	2001	0,8	1,831	2,288	0,503	3,351	0,15	6,667
Rampa de ponte Brandenburg*	Rampa de ponte	2001	0,8	1,966	2,458	0,503	3,867	0,13	7,692
Rampa de ponte Betuweroute 2002*	Rampa de ponte	2002	0,8	2,242	2,802	0,503	5,027	0,1	10
Ferrovía Oldenburg 2003*	Ferrovia	2003	0,8	1,831	2,288	0,503	3,351	0,15	6,667
Ambily & Gandhi (2007)	Pesquisa	2007	0,1	0,3	3	0,008	0,078	0,101	9,924
Ali et al. (2012)	Pesquisa	2012	0,03	0,09	3	0,001	0,007	0,101	9,924
Dash & Bora (2013a)	Pesquisa	2013	0,1	0,15	1,98	0,33183	1,44	0,23	4,33
				0,25	2,37	0,50266	3,11	0,16	6,19
				0,35	2,29	0,50266	2,90	0,17	5,78
Ghazavi & Nazari (2013)	Pesquisa	2013	0,06	0,15	2,80	0,50266	4,35	0,12	8,66
Hosseinpour et al. (2014)	Pesquisa	2014	0,8	2	2,46	0,50266	3,35	0,15	6,66
Hosseinpour et al. (2015)	Pesquisa	2015	0,8	2	2,29	0,50266	2,90	0,17	5,78
Yoo (2015)	Pesquisa	2015	0,8	2,4	2,29	0,50266	2,90	0,17	5,78

<b>Autor / Projeto</b>	<b>Tipo</b>	<b>Ano</b>	<b>D (m)</b>	<b>S (m)</b>	<b>S<sub>(col)</sub>/D</b>	<b>A<sub>col</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>E</sub> (m<sup>2</sup>)</b>	<b>a<sub>E</sub></b>	<b>1/ a<sub>E</sub></b>
Schnaid et al. (2017)	Pesquisa	2017	0,8	2,08	3,96	0,50266	8,71	0,06	17,32
Fattah et al. (2016)	Pesquisa	2016	0,04	0,1	2,29	0,50266	2,90	0,17	5,78
Debnath & Dey (2017)	Pesquisa	2017	0,05	0,125	2,46	0,50266	3,35	0,15	6,66
Tandel et al. (2017)	Pesquisa	2017	0,04	0,08	2,80	0,50266	4,35	0,12	8,66
			0,025	0,08	2,29	0,50266	2,90	0,17	5,78
Moradi et al. (2019)	Pesquisa	2019	0,025	0,075	3,00	0,00785	0,08	0,10	9,92
			0,025	0,05	3,00	0,00071	0,01	0,10	9,92
			0,025	0,025	1,50	0,00785	0,02	0,40	2,48
Chen et al. (2021)	Pesquisa	2021	0,04	0,1	2,50	0,00785	0,05	0,15	6,89
Pandey et al. (2022)	Pesquisa	2022	0,80	2,0	2,50	0,50266	4,00	0,13	7,96
Gu et al. (2022)	Pesquisa	2022	0,025	0,075	3,00	0,00049	0,0049	0,10	9,92
Chen et al. (2022)	Pesquisa	2022	0,8	2,5	3,13	0,50266	6,25	0,08	12,43
Chen et al. (2022)	Pesquisa	2022	0,032	0,10	3,13	0,00080	0,0100	0,08	12,43
Gu et al. (2024)	Pesquisa	2024	0,80	2,5	3,13	0,50266	5,41	0,09	10,77
Ouyang et al. (2024)	Pesquisa	2024	0,50	1,6	3,20	0,19635	2,22	0,09	10,29
Ji et al. (2024)	Pesquisa	2024	0,12	0,48	4,00	0,01131	0,2304	0,05	15,37

\* Obras mencionadas no trabalho de Hosseinpour et al. (2015). No texto, não constam as referências com suas respectivas datas de publicação.

Mitchell & Huber (1985) estabeleceram um fator para medir o melhoramento do solo com a intrusão de colunas, considerando a capacidade de concentração das tensões verticais, dado que as colunas são mais rígidas que o solo circundante. Os autores definem o fator de concentração de tensões ( $n$ ) como a relação entre o acréscimo da tensão total na coluna  $\sigma_{v(col)}$  e o acréscimo da tensão total no solo envolvente  $\sigma_{v(Solo)}$ , para um dado carregamento vertical que resulta em um acréscimo médio da tensão total  $\sigma_o$ , conforme apresentado na Equação 2.3.

$$n = \sigma_{v(col)} / \sigma_{v(Solo)} \quad \text{Equação 2.3}$$

Raithel & Kempfert (2002) apresentam um método de dimensionamento de colunas granulares encamisadas sujeitas a carregamento axissimétrico. Essa abordagem admite que as colunas deformam-se sob volume constante e que os recalques do topo da coluna e do solo mole circundante são iguais (Palmeira, 2018). A Figura 2.3 apresenta a configuração geométrica considerada por esses autores.

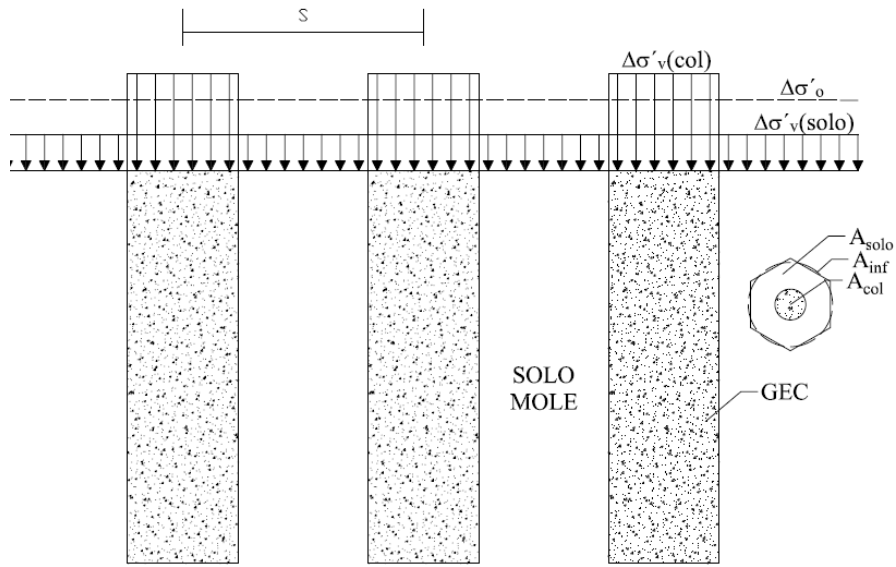


Figura 2.3. Configuração geométrica admitida por Raithel & Kempfert (2002).

Raithel & Kempfert (2002) relatam que a eficiência da coluna é definida como a razão entre a carga vertical absorvida por ela e a carga total sobre a área sob sua responsabilidade (área do solo de influência), conforme apresentado na Equação 2.4.

$$E = \frac{\Delta\sigma_v(col) * A_{col}}{\Delta\sigma_o * A_E} = a_E \frac{\Delta\sigma_v(col)}{\Delta\sigma_o} \quad \text{Equação 2.4}$$

A partir da abordagem de Raithel & Kempfert (2002), determinam-se as tensões atuantes sobre a coluna e sobre o solo mole, através das Equação 2.5 e Equação 2.6:

$$\Delta\sigma_o * A_E = \Delta\sigma_v(col) * A_{col} + \Delta\sigma_v(Solo) (A_E - A_{col}) \quad \text{Equação 2.5}$$

$$\Delta\sigma'_o = \Delta\sigma'_v(col) * n + \Delta\sigma'_v(Solo) (1 - n) \quad \text{Equação 2.6}$$

Conforme apresentado na Figura 2.3, existe um equilíbrio entre o carregamento na célula unitária  $\sigma_o$  e as tensões verticais compartilhadas pela coluna  $\sigma_{v(col)}$  e o solo circundante  $\sigma_{v(Solo)}$ . Neste caso, a força de tração na camisa de reforço pode ser calculada pela Equação 2.7:

$$T = J * \frac{\Delta r_{geo}}{r_{geo}} \quad \text{Equação 2.7}$$

Onde,  $\Delta r_{geo}$  e  $r_{geo}$  são abaulamento lateral e raio inicial do geotêxtil, respectivamente. O recalque (estaca e solo) correspondente ao segmento considerado é dado pela Equação 2.8:

$$Sc = \left(1 - \frac{r_c^2}{(r_c + \Delta r_c)^2}\right) * h \quad \text{Equação 2.8}$$

## 2.5. Mecanismo de ruptura

Diferentes autores realizaram pesquisas para determinar os mecanismos de ruptura que ocorrem quando as colunas granulares encamisadas estão submetidas a cargas. A ruptura por cisalhamento generalizado ocorre quando a coluna granular não consegue resistir às forças de cisalhamento aplicadas pela carga externa e falha ao longo de todo o seu comprimento. Caracteriza-se por uma deformação significativa tanto da coluna quanto do solo circundante. Este tipo de ruptura foi analisado por Goughnour and Bayuk (1979), que documentaram o comportamento de colunas de brita e mencionaram que esse tipo de ruptura ocorre sob certas condições de carga e confinamento. Por sua vez, a ruptura por flambagem lateral ocorre quando a coluna granular sofre uma falha devido à perda de estabilidade lateral, semelhante à flambagem de um membro estrutural delgado sob compressão. Esta falha pode ser induzida por uma falta de confinamento lateral adequado do solo circundante. Madhav & Vitkar (1978) investigaram o comportamento de colunas granulares e sugeriram que a flambagem lateral é um modo de falha plausível sob certas condições de baixa rigidez do solo circundante.

A ruptura por extrusão do núcleo granular ocorre quando o material granular dentro da coluna é forçado para fora do revestimento devido à pressão da carga, o que pode levar a um colapso parcial ou total da coluna. Almeida et al. (2018) e Gao et al. (2021) realizaram investigações experimentais que mostram como a qualidade do material de preenchimento e as propriedades do revestimento podem influenciar a ocorrência desse tipo de falha.

A ruptura por flambagem do revestimento ocorre quando o revestimento (geotêxtil ou malha) falha ao não conseguir proporcionar o confinamento adequado ao material granular dentro da coluna. Isso leva a uma expansão lateral excessiva do núcleo granular e, eventualmente, ao colapso da coluna. Murugesan & Rajagopal (2006) realizaram estudos sobre o comportamento

de colunas granulares encamisadas em geotêxtil, mostrando que a resistência e a rigidez do revestimento são cruciais para evitar essa forma de falha.

Hughes & Withers (1974) realizaram ensaios em colunas de areia com diâmetros ( $D$ ) variando de 12,5 mm a 38 mm e comprimento de 1500 mm. Eles observaram os processos de embarrigamento que ocorrem nas colunas de areia. Os autores sugeriram que colunas com comprimento inferior a quatro (4) vezes o diâmetro romperia por puncionamento, ou seja, quando não há comprimento suficiente para desenvolver uma tensão capaz de provocar uma ruptura por embarrigamento na coluna.

Barksdale & Bachus (1983) propuseram três tipos de ruptura em colunas granulares: (a) ruptura por embarrigamento, (b) ruptura por cisalhamento e (c) ruptura por puncionamento (Figura 2.4). Eles recomendaram manter uma proporção  $L/D$  (comprimento sobre diâmetro da coluna) igual a 4 (como mínimo), valor necessário para o controle eficiente da ruptura por embarrigamento.

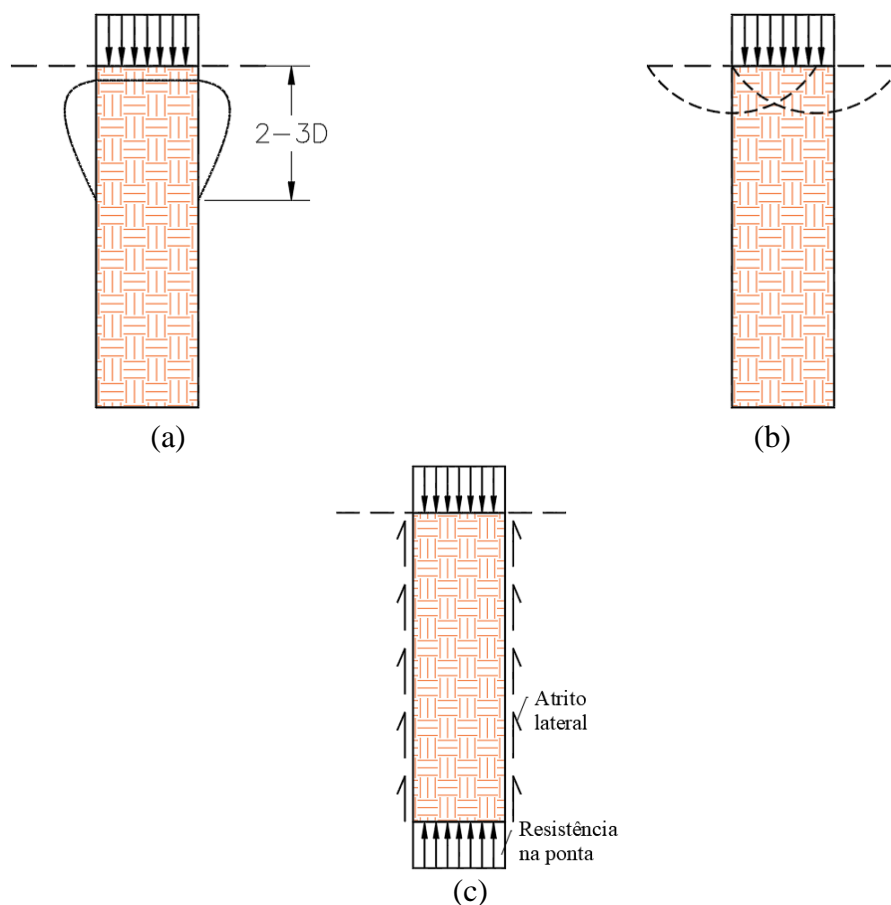


Figura 2.4. Tipos de falha em colunas granulares: a) Coluna longa com ruptura por embarrigamento em suporte firme ou flutuante; b) Coluna curta com ruptura por cisalhamento;

e c) Ruptura por punção em coluna flutuante curta, nas quais a ponta penetra progressivamente no estrato mole subjacente quando a resistência de ponta do solo de base é mobilizada além de sua capacidade (Barksdale & Bachus, 1983).

## 2.6. Métodos de instalação de colunas granulares encamisadas

O uso de GECs é uma técnica de melhoria desenvolvida que resultou em vários projetos que envolvem a construção de aterros sobre solos moles. Existem diferentes métodos para executar colunas granulares encamisadas, sendo os principais: a) método de deslocamento e b) método de substituição, que podem ser aplicados em uma ampla gama de tipos de solos. Na Figura 2.5, são apresentados os esquemas dos métodos de instalação das GECs. A Figura 2.5a apresenta o método de deslocamento, onde um tubo com porta fechada é empurrado para baixo com vibração até atingir a profundidade da camada rígida. Em seguida, o geossintético é colocado e preenchido internamente. Finalmente, o tubo é puxado para fora e duas pequenas portas se abrem devido ao peso do conteúdo da coluna acima delas. O método de instalação por deslocamento é amplamente utilizado para a construção de GECs em solos muito moles. Por sua vez, a Figura 2.5b exibe o método de substituição onde o tubo é embutido na camada de apoio e então o solo é extraído do tubo de aço. Da mesma forma, o geossintético é colocado e preenchido internamente. Neste método, as solicitações aplicadas ao maciço são predominantemente estáticas, com vibrações e impactos significativamente reduzidos na área circundante quando comparado a métodos vibratórios; podem ocorrer perturbações transitórias de baixa amplitude, a depender do equipamento e das condições do solo.

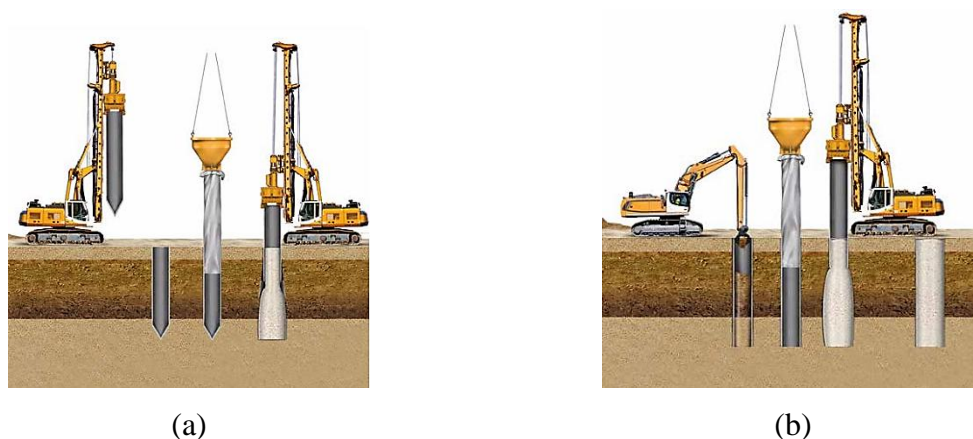


Figura 2.5. Instalação de colunas granulares; a) método de deslocamento e b) método de substituição (Huesker, 2018a).

## **2.7. Estudos do comportamento de GECs como método de melhoria de solos moles**

Existem pesquisas laboratoriais focadas na análise do comportamento mecânico de grupos de colunas (Das & Deb, 2018; Moradi et al., 2018; Nazariafshar et al., 2019; Cengiz & Guler, 2020; Mohanty & Shahu, 2021; Thakur et al., 2021; Zhang et al., 2022; Wang et al., 2023; Fattahi et al., 2024; Gu et al., 2024; Ouyang et al., 2024 e outros) ou colunas isoladas seguindo o princípio de células unitárias (Araújo, 2009; Hong et al., 2016; Chen et al., 2018; Alkhorshid et al., 2019; Pandey et al., 2021; Rathod et al., 2021; Srijan & Gupta, 2023; Kang et al., 2024; Liu et al., 2024; Yazdandoust & Bastami, 2024 e outros). Os resultados dependem da complexidade do ensaio e de fatores como equipamentos utilizados, escala do ensaio, materiais, distribuição geométrica entre outros. Quando são empregados modelos compostos por grupos de colunas, o valor de espaçamento tem variado de 2 a 3 vezes o diâmetro da coluna (Ghazavi & Nazari, 2013; Fattah et al., 2016; Debnath & Dey, 2017; Tandel et al., 2017; Moradi et al., 2018; Nazariafshar et al., 2019; Thakur et al., 2021; Gao et al., 2021; Li et al., 2021; Mohanty & Shahu, 2021; Ouyang et al., 2024).

Para o entendimento do comportamento da técnica de melhoria de solos por meio da implementação de GECs, existem pesquisas baseadas na realização de ensaios de laboratório e na implementação de estruturas em campo que consideram a variação de fatores como a distribuição das colunas, tipos de reforço, condições de drenagem, tipo de solo a ser melhorado, material de enchimento das colunas e o método de instalação das colunas. Na Tabela 2.4 é apresentado um resumo atualizado das pesquisas laboratoriais prévias sobre colunas granulares encamisadas com geossintéticos, a partir da recopilação realizada por Al-Saadi (2021).

Tabela 2.4. Resumo de pesquisas laboratoriais prévias sobre colunas granulares encamisadas com geossintéticos (modificado de Al-Saadi (2021)).

Referência	Configuração		Base		Tipo de Reforço			Tipo de solo Mole			Condição		Material de enchimento			Método de Instalação		
	Célula unitária	Grupo de colunas	Rígida	“ Flutuante”	Geotêxtil	Geogrelha	Outro	Solo mole	Colapsível	Expansivo	Não drenado	Drenado	Areia	Brita	Outro	Substituição	Deslocamento	Outro
Malarvizhi & Ilamparuthi. (2007)	•		•	•	•					•					•	•		
Murugesan & Rajagopal (2007)	•		•		•		•	•				•		•			•	
Araújo (2009)	•			•	•	•		•		•	•		•	•	•	•		
Gniel & Bouazza (2009)	•	•	•				•	•			•		•			•		
Murugesan & Rajagopal (2009)	•	•	•		•	•		•				•		•			•	
Wu & Hong (2009)	•		•		•						•		•					
Gniel & Bouazza (2010)	•		•			•						•		•				
Najjar et al. (2010)	•		•		•			•				•	•			•		
Shivashankar et al. (2010)	•			•			•	•				•		•		•		
Di Prisco & Galli (2011)	•		•		•			•					•			•		
Lee & Yoo (2011)	•		•			•						•		•				
Ali et al. (2012)	•		•	•	•			•				•		•		•		
Das & Pal (2013)		•		•			•	•			•		•					•
Dash & Bora (2013a)	•		•			•				•		•	•			•		
Demir et al. (2013)	•		•			•		•				•		•				•
Ghazavi & Nazari Afshar (2013)	•	•	•		•			•				•		•		•		
Kumar & Jain (2013)		•	•		•	•		•				•	•				•	
Tandel et al. (2013)	•			•	•			•				•	•				•	
Hosseinpour et al. (2014)		•			•			•	•		•			•		•		



Referência	Configuração		Base		Tipo de Reforço			Tipo de solo Mole			Condição		Material de enchimento			Método de Instalação		
	Célula unitária	Grupo de colunas	Rígida	“ Flutuante”	Geotêxtil	Geogrelha	Outro	Solo mole	Colapsível	Expansivo	Não drenado	Drenado	Areia	Brita	Outro	Substituição	Deslocamento	Outro
Demir (2016)	•		•			•		•				•		•		•		
Fattah et al. (2016)		•	•			•		•				•		•			•	
Gu et al. (2016)	•		•		•			•			•			•		•		
Hong et al. (2016)	•		•		•			•			•		•			•		
Miranda & Da Costa (2016)	•		•		•							•			•			•
Debnath & Dey (2017)		•		•	•	•		•				•	•			•		
Dutta & Mandal (2017)	•	•	•		•		•	•				•			•	•		
Miranda et al. (2017)		•			•			•			•				•			•
Ou Yang et al. (2017)	•		•				•	•				•		•				•
Tandel et al. (2017)		•	•		•			•				•	•				•	
Cengiz & Güler (2018)		•	•	•	•			•			•		•		•		•	
Chen et al. (2018)	•		•		•							•		•				
Das & Deb (2018)		•	•					•						•			•	
Moradi et al. (2018)		•	•		•			•				•			•	•		
Alkhorshid et al. (2019)	•		•		•			•			•		•	•	•		•	
Nazariafshar et al. (2019)		•		•				•			•			•		•		
Cengiz & Guler (2020)		•	•		•			•			•		•	•		•		
Zhang et al. (2020)	•		•		•			•			•		•	•			•	
Gao et al. (2021)		•		•		•			•		•			•		•		
Li et al. (2021)		•	•			•		•			•		•				•	
Mohanty & Shahu (2021)		•		•			•	•			•				•	•		

Referência	Configuração		Base		Tipo de Reforço			Tipo de solo Mole			Condição		Material de enchimento			Método de Instalação		
	Célula unitária	Grupo de colunas	Rígida	“ Flutuante”	Geotêxtil	Geogrelha	Outro	Solo mole	Colapsível	Expansivo	Não drenado	Drenado	Areia	Brita	Outro	Substituição	Deslocamento	Outro
Pandey et al. (2021)	•		•			•		•				•	•			•		
Rathod et al. (2021)	•			•	•		•	•			•			•		•		
Thakur et al. (2021)		•		•	•				•			•	•			•		
Nazariafshar et al. (2022)	•			•	•			•			•			•		•		
Dinarvand & Ardakani (2022)	•		•		•				•			•		•		•		
Liu et al. (2022)	•		•		•			•			•		•			•		
Zhang et al. (2022)		•		•	•			•			•		•			•		
Chen et al. (2022)		•		•	•			•			•		•			•		
Wang et al. (2023)		•	•		•			•				•		•		•		
Saleh et al., (2023)		•	•		•						•		•			•		
Srijan & Gupta (2023)	•		•		•			•						•		•		
Tefera et al. (2023)	•		•		•			•			•			•		•		
Ji et al. (2024)		•			•				•		•		•			•		
Saxena et al. (2024)	•		•		•			•			•			•		•		
Yazdandoust & Bastami (2024)	•					•			•		•		•			•		
Liu et al. (2024)	•		•		•				•			•				•		
Kang et al. (2024)	•		•			•		•			•						•	
Gu et al. (2024)		•		•				•			•		•				•	
Fattahi et al. (2024)		•	•			•		•			•			•			•	
Ouyang et al. (2024)		•	•		•			•			•			•		•		

A seguir, são destacadas algumas análises relevantes da síntese apresentada anteriormente:

- A capacidade de carga e a rigidez da coluna granular aumentaram significativamente, quando foram revestidas com diferentes materiais de encamisamento em comparação com colunas granulares não revestidas (Araújo, 2009; Ou Yang et al., 2017; Moradi et al., 2018; Alkhorshid et al., 2019; Rathod et al., 2021; Chen et al., 2021; Gao et al., 2021; Li et al., 2021; Pandey et al., 2021; Liu et al., 2022; Srijan & Gupta, 2023; Ouyang et al., 2024).

- Almeida et al. (2013); Hosseinpour et al. (2014, 2016) e Liu et al. (2022) estabeleceram que, como consequência do arqueamento do solo, a tensão vertical suportada pela coluna encamisada foi em média três vezes maior que a tensão transmitida ao solo mole. Observaram também que as colunas encamisadas de geotêxtil causaram uma redução notável na poropressão após a aplicação da carga.

- Os solos moles reforçados com colunas granulares tradicionais e GEC's reduziram recalques quando foram submetidos a carga (Debnath & Dey, 2017; Alkhorshid et al., 2019; Gao et al., 2021; Pandey et al., 2021; Ouyang et al., 2024), sendo que a medida que a razão de área de inclusão aumenta, a rigidez e a tensão de ruptura final do solo estabilizado aumentam (Mohanty & Shahu, 2021; Thakur et al., 2021; Nazariafshar et al., 2022). Assim, colunas granulares de menor diâmetro são mais eficientes na transferência de carga, em comparação com colunas de maior diâmetro para a mesma razão de área (Mohanty & Shahu, 2021).

- O módulo de reação dos subleitos do solo composto aumentou significativamente com a inclusão de estruturas reforçadas (Araújo, 2009; Alkhorshid et al., 2019; Li et al., 2021; Pandey et al., 2021; Nazariafshar et al., 2022; Saleh et al., 2023).

- Bräu (2012) recomenda que na aplicação GECs como técnica de melhoria de solo moles seja utilizado um comprimento ( $l_c$ ) máximo de 20 metros. Além disso, a maioria das pesquisas consultadas utilizam a razão  $l_c/D > 10$  como referência (Debnath & Dey, 2017; Alkhorshid et al., 2019; Cengiz & Guler, 2020; Mohanty & Shahu, 2021; Pandey et al., 2021; Nazariafshar et al., 2022; Gu et al., 2024; Ji et al., 2024). Gao et al. (2021) indicam que a eficácia do desempenho das GECs é diretamente afetada pela razão  $l_c/D$ ; quanto maior o valor de  $l_c/D$ , melhor é o desempenho do GEC. À medida que o valor de  $l_c/D$  aumenta, o grau de transferência de carga para coluna também aumenta.

- Das & Deb (2018) notaram que para garantir que não existam recalques diferenciais na superfície do aterro é necessária uma altura mínima do aterro de 2 vezes o espaçamento livre entre as colunas implementadas.

- A falha por abaulamento geralmente atua na distância de  $D$  a  $3,0D$  do topo da GEC. Verifica-se que, nas colunas granulares não revestidas, o abaulamento global é significativamente maior do que nas estruturas encamisadas (Araújo, 2009; Ghazavi & Nazari, 2013; Ghazavi et al., 2018; Alkhorshid et al., 2019; Li et al., 2021; Thakur et al., 2021; Kang et al., 2024; Liu et al., 2024).

- Semelhante ao carregamento estático, a resposta de uma GEC carregada com cargas verticais estáticas e cargas sísmicas é caracterizada por deformações de abaulamento horizontal, aumentadas na porção superior da coluna (2D a 3D), também conhecida como zona de abaulamento (Cengiz & Guler, 2020).

- Existe maior eficiência na capacidade de suporte de carga dos GEC's com inclusão de reforço horizontal, como consequência ao aumento na rigidez na base do aterro (Li et al., 2021; Srijan & Gupta, 2023; Tefera et al., 2023).

- Uso de materiais de reforço na base do aterro, como geogrelhas e/ou geocélulas, que reduzem o recalque diferencial entre as colunas encamisadas e o solo circundante (Li et al., 2021; Chen et al., 2022).

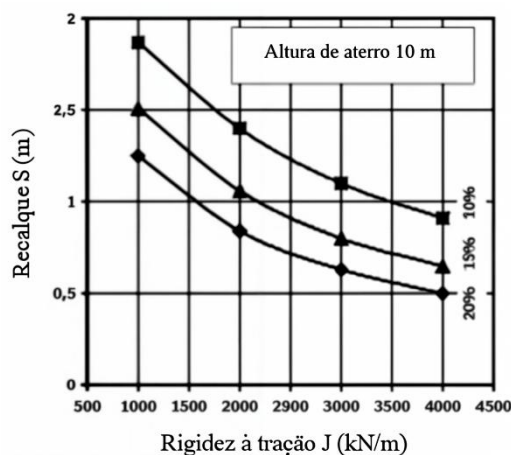
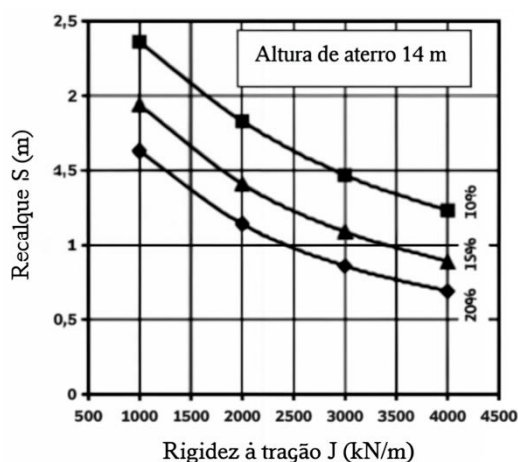
Apresentam-se a seguir algumas das pesquisas mais relevantes sobre a instalação de colunas granulares encamisadas com geossintéticos como método de melhoria de solos moles.

Alexiew et al. (2005) estudaram a aplicação de colunas encamisadas com geossintéticos (em inglês, *Geotextile Encased Columns* - GEC) como solução eficaz para fundações de aterros sobre solos moles, especialmente em condições extremas onde técnicas convencionais como colunas de brita não são viáveis devido à falta de suporte lateral. O sistema GEC utiliza um geotêxtil de alto módulo, resistente à fluência, que encapsula colunas de areia ou brita, aumentando significativamente a capacidade de carga e proporcionando suporte lateral. O

estudo destaca que, para aterros de 6, 10 e 14 metros de altura sobre solos com módulo oedométrico de 0,5 MPa e 1,0 MPa, a utilização de colunas GEC com módulo de rigidez à tração de 4000 kN/m pode reduzir os recalques em mais de 2 vezes, em comparação com reforços de menor rigidez. As porcentagens apresentadas ao lado de cada curva na Figura 2.6 referem-se à razão de área das colunas GEC em relação à área total da fundação, variando de 10% a 20%, o que indica diferentes níveis de densidade de colunas consideradas nas simulações.

Os autores indicam que, ao se aumentar a rigidez à tração do encamisamento e a porcentagem de área de GEC (de 10% a 20%), os recalques podem ser reduzidos em mais de 3 vezes, com uma redução de até 2 metros ou mais nos recalques verticais. O estudo também observa que a escolha de reforços com maior rigidez é geralmente mais eficiente do que aumentar a porcentagem de colunas, considerando os custos e o tempo de construção. Além disso, a análise sugere que a fluência do geotêxtil pode ser um fator importante a ser considerado, pois a diferença entre os recalques iniciais e os recalques ao longo do tempo pode indicar recalques adicionais devido à fluência do material.

Este estudo mostra que as GECs são uma solução eficiente para fundações sobre solos extremamente moles, oferecendo uma alternativa viável às estacas tradicionais. A tecnologia demonstrou sua eficácia em grandes projetos, como a recuperação de áreas para a planta da Airbus em Hamburgo, onde mais de 60.000 colunas foram instaladas. As GECs, além de reduzir significativamente os recalques, também aceleram a o adensamento devido à sua alta capacidade de drenagem, fazendo delas uma solução preferencial em contextos de solo mole e alta demanda de carga.



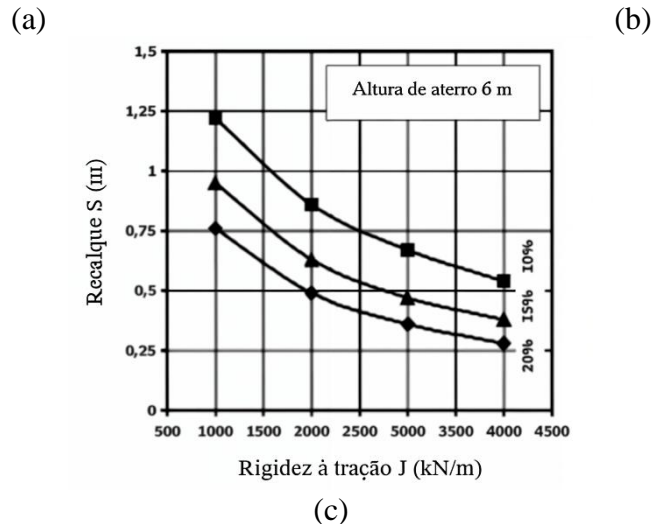
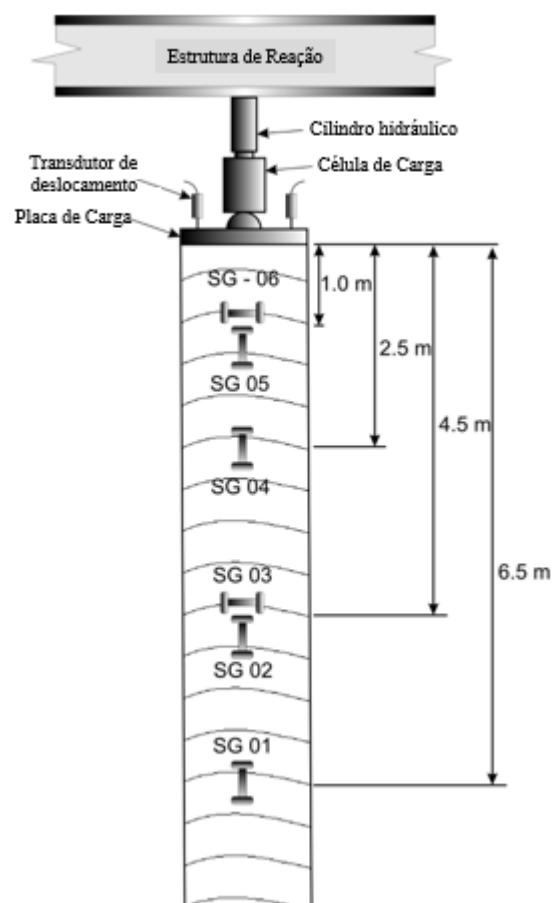


Figura 2.6. Recalque vs módulo de rigidez à tração do encapsulamento (Alexiew et al., 2005).

Araújo (2009) estudou o comportamento de colunas granulares de diferentes materiais encamisadas com geossintéticos, aplicadas para estabilizar aterros sobre solos colapsíveis. Para isso, foram realizados ensaios de campo (Figura 2.7a), de laboratório e algumas simulações numéricas utilizando o Método dos Elementos Finitos (MEF). Os ensaios consistiram em provas de carga em colunas de areia, brita e solo-cimento, com e sem encamisamento. O encamisamento das colunas de areia e solo-cimento foi feito com geotêxtil tecido, e o de brita, com geogrelha. O estrato superior do solo na região possuía 8,5 m de espessura, sendo mole, poroso e colapsível, característico dos solos predominantes na cidade de Brasília.

A instrumentação usada nos ensaios de campo consistia em transdutores de deslocamento e células de carga, para controle dos deslocamentos verticais e das tensões, respectivamente. Também foram utilizados *strain gauges* para medir as deformações em diferentes pontos ao longo do comprimento da coluna (Figura 2.7b).

Os ensaios de laboratório consistiram basicamente em ensaios triaxiais em amostras de grandes dimensões (0,3 m de diâmetro e 0,45 m de altura), nos quais também eram medidas as deformações internas da amostra. A pesquisa confirmou o aumento da capacidade de carga nas colunas quando incluído o reforço geossintético, comparado com colunas convencionais. Além disso, foi determinado que o uso de colunas granulares encamisadas reduz a probabilidade de colapso da fundação. Todos esses aspectos foram analisados usando o MEF e confirmados pela instrumentação implementada nos ensaios de campo.

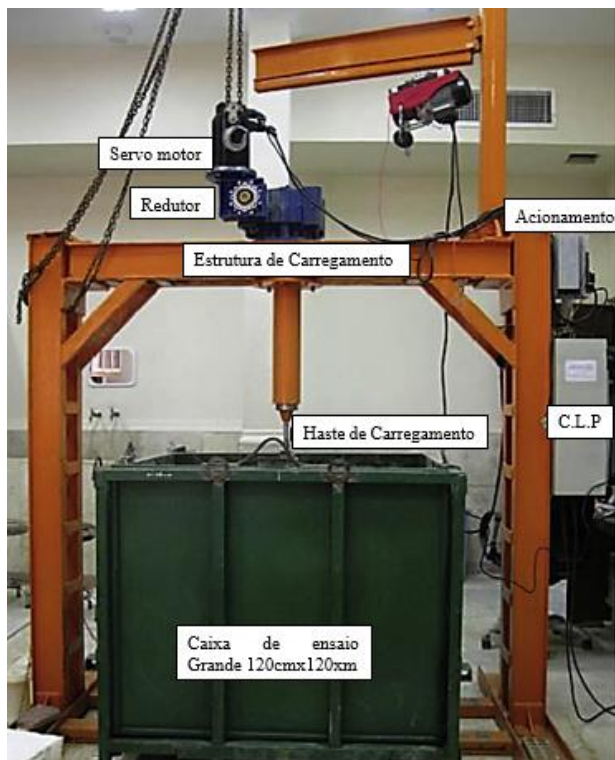


(a)

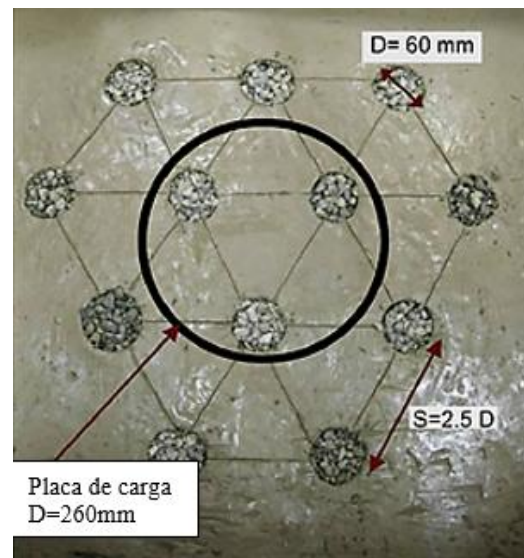
(b)

Figura 2.7. (a) Vista geral do ensaio em campo e (b) Localização da instrumentação (Araújo, 2009).

Ghazavi & Nazari (2013) desenvolveram ensaios de laboratório em grande escala com colunas granulares encamisadas de 60, 80 e 100 mm, com uma relação comprimento-diâmetro igual a 5. O principal objetivo da pesquisa foi comparar a eficácia do encamisamento vertical nas mesmas condições para vários diâmetros de coluna. Além disso, foram realizados ensaios em grupos de colunas GEC com diâmetro de 60 mm para investigar o efeito da presença de colunas vizinhas (Figura 2.8). Os resultados mostraram que a capacidade de suporte da coluna aumenta e o embarrigamento lateral diminui com o uso de material de reforço vertical. Com o aumento do comprimento e da Rigidez do reforço na GEC, a capacidade de suporte da coluna aumenta (Figura 2.9). Por fim, o modo de ruptura por embarrigamento predomina nos ensaios de colunas simples, ao contrário dos ensaios em grupo de colunas GEC, que são regidos pela combinação de falha por embarrigamento e deformação lateral.



(a)



(b)

Figura 2.8. Configuração dos ensaios: (a) Caixa de ensaio em grande escala; (b) Arranjo do grupo das colunas GEC dentro da caixa Ghazavi & Nazari Afshar (2013).

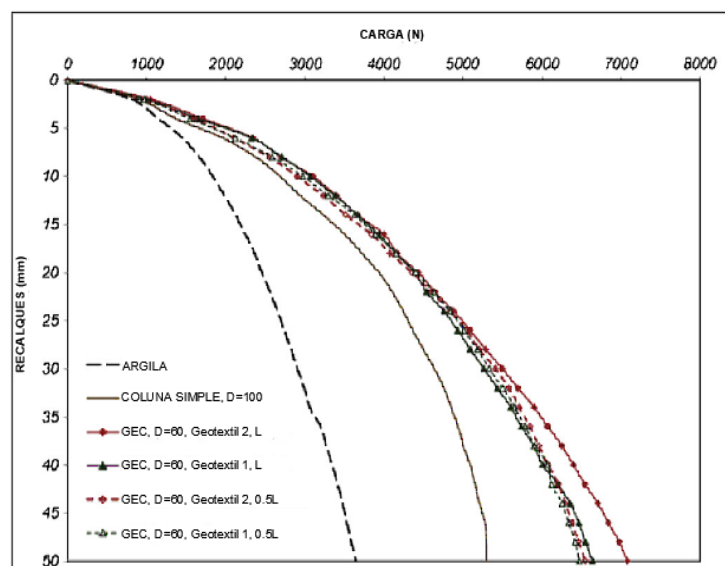


Figura 2.9. Carga versus recalque em GEC de 60 mm de diâmetro (Ghazavi & Nazari, 2013).

Almeida et al. (2014) avaliaram o comportamento de um aterro de ensaio construído sobre uma fundação reforçada com colunas GEC. A construção do aterro foi realizada em quatro etapas ao longo de 65 dias, resultando em uma tensão aplicada de cerca de 150 kPa. O solo mole e as



colunas GEC foram instrumentados para medir os recalques na base, poropressões, tensão normal e deformação radial do encamisamento com geotêxtil. A distribuição das tensões normais e as diferenças de recalques entre o topo das colunas encamisadas e o solo mole foram estudadas. Os resultados mostraram que os recalques diferenciais aumentaram à medida que a altura do aterro aumentou e quando a poropressão estava sendo dissipada. Devido ao arqueamento do solo, a tensão vertical suportada pela coluna encamisada foi duas vezes maior que a tensão transmitida ao solo mole (Figura 2.10).

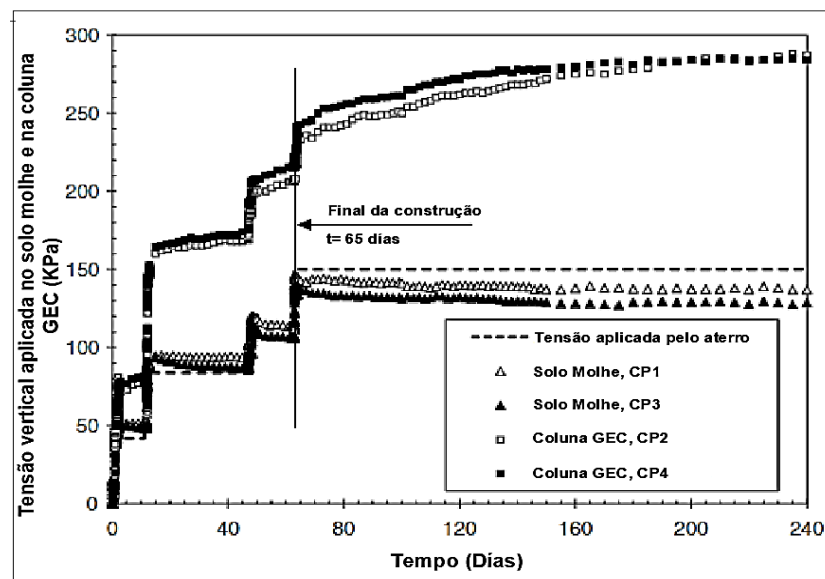


Figura 2.10. Tensão vertical no topo da coluna encamisada e no solo mole Almeida et al. (2014).

Hosseinpour et al. (2016) realizaram uma comparação entre dois aterros de ensaio construídos em depósitos semelhantes de solo mole. O primeiro aterro possuía um sistema de drenos verticais (TE1), e o segundo aterro tinha colunas granulares encamisadas com geotêxtil (TE2), ambos providos de reforço de geogrelha na base. A eficácia das colunas granulares encamisadas foi avaliada verificando-se o comportamento dos recalques abaixo dos aterros, os deslocamentos horizontais na base e as poropressões no solo mole. Os resultados mostraram que as colunas encamisadas reduziam significativamente os recalques que ocorrem abaixo dos aterros, bem como o deslocamento horizontal máximo na fundação argilosa. No mesmo nível de recalque, verificou-se que a capacidade de carga da fundação reforçada aumentava em cerca de 2,5 vezes comparado com a fundação não reforçada (Figura 2.11). Observou-se também que as colunas encamisadas de geotêxtil causaram uma redução notável na poropressão após a aplicação da carga. Além disso, quando se utilizam colunas granulares encamisadas, a elevada permeabilidade do material granular, somada ao encurtamento do caminho de drenagem radial,

acelera a dissipação da poropressão durante a execução. Com a redução de  $u$ , ocorre transferência antecipada de tensões para o esqueleto do solo, concentrando maior parcela do recalque na fase construtiva, elevando o grau de adensamento ao término da obra e reduzindo os recalques tardios, em comparação ao aterro sem colunas ou apenas com reforço basal.

Além disso, o grau de adensamento alcançado no final da construção foi bastante elevado quando se utilizaram colunas granulares encamisadas.

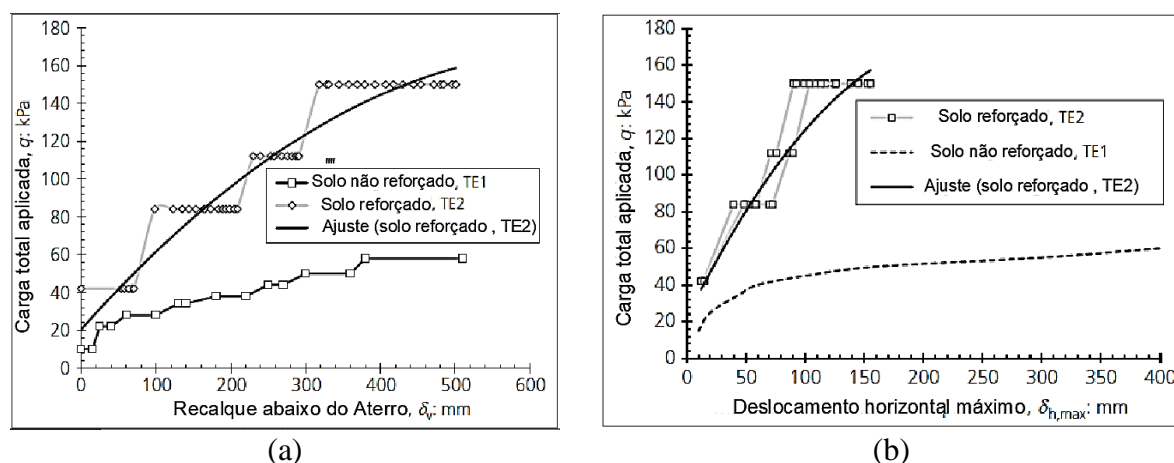


Figura 2.11. (a) Variação dos recalques abaixo dos aterros submetidos a carga (b) variação dos deslocamentos horizontais dos aterros submetidos a carga (Hosseinpour et al. 2016).

Alkhorshid (2017) e Alkhorshid et al. (2019) realizaram ensaios de uma célula unitária em laboratório, desenvolvendo modelos instrumentados em grande escala (Figura 2.12), e comparou os resultados com uma análise numérica utilizando o MEF. Foram ensaiados três tipos de material de enchimento de coluna (areia, cascalho e resíduos de construção) e três tipos de geotêxtil tecido (G-1, G-2, G-3) com diferentes resistências à tração. Os ensaios foram realizados com e sem encamisamento para avaliar a eficiência do reforço e o comportamento da capacidade de carga das colunas. Também foi estudada a influência do método no solo circundante, incluindo os deslocamentos verticais e a dissipação das poropressões. O autor realizou ainda a análise de um aterro em grande escala utilizando o MEF. Os ensaios de laboratório indicaram que o encamisamento em colunas instaladas em solos moles é de suma importância, pois melhorou consideravelmente o desempenho da coluna. Observou-se também que o método de instalação por deslocamento gerou excessos de poropressão e causou processos de adensamento no solo circundante. Os resultados analisados com o MEF mostraram boa concordância com os resultados dos ensaios. Uma última análise de um caso hipotético

pelo MEF indicou que as colunas próximas ao meio do aterro apresentaram processos de adensamento maiores do que aquelas instaladas na face do talude (inclinação do aterro), que foram afetadas principalmente pela deformação lateral.

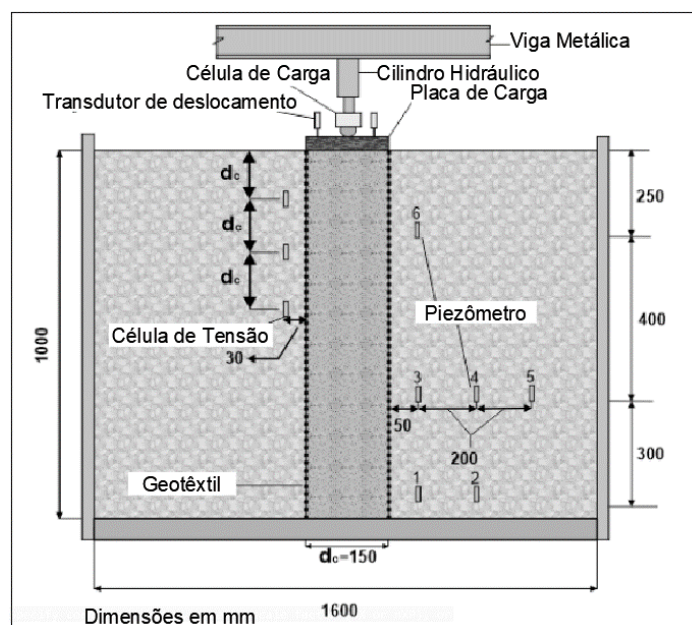


Figura 2.12. Esquema do ensaio de capacidade de carga de colunas GEC (Alkhorshid, 2017).

Alguns autores usaram material de reforço horizontal ou misturas no material de enchimento na GEC, com o objetivo de aumentar a capacidade de suporte da estrutura. Shariatmadari et al. (2018) realizaram ensaios de capacidade de suporte utilizando um equipamento oedométrico em grande escala, além de ensaios de permeabilidade, com o intuito de avaliar o efeito da adição de partículas de borracha no material de enchimento. Os resultados indicaram que a capacidade de suporte pode ser aumentada sem afetar a permeabilidade da estrutura, quando se emprega um teor de borracha de 20% com tamanho médio. Ghazavi et al. (2018) reproduziram o esquema dos ensaios feitos por Ghazavi & Nazari, (2013), adicionando material de reforço horizontal composto por geotêxtil, e encontraram que há um aumento na capacidade de suporte das colunas reforçadas horizontalmente, em comparação com as colunas granulares simples e as colunas GEC.

Chen et al. (2022) explora os efeitos do reforço basal no desempenho de aterros suportados por colunas granulares encamisadas com geossintéticos em condição flutuante, ou seja, sem apoio na base sobre uma camada rígida (em inglês *geosynthetic encased stone column - GESC*). Os autores realizaram ensaios de modelagem centrífuga para investigar ensaios com reforço na base do aterro (em inglês *with basal reinforcement - WBR*) e sem reforço na base (em inglês

without basal reinforcement - WOBR) no comportamento de deformação desses aterros. Os resultados mostraram que o reforço na base reduziu significativamente os recalques totais e desiguais na crista e na base do aterro, além de reduzir o deslocamento lateral no topo das colunas, prevenindo a flexão externa das GESC flutuantes sob o talude do aterro. Especificamente, a inclusão do reforço na base reduziu o recalque na superfície e na base do aterro em aproximadamente 12,6% e 10,9%, respectivamente, em comparação com o caso sem reforço (Figura 2.13). Além disso, o reforço na base também foi eficaz em diminuir o deslocamento lateral no topo das colunas, evitando a curvatura externa das GESC sob a borda do aterro. Os ensaios de modelagem centrífuga realizados na pesquisa confirmam que o uso de reforço na base em aterros suportados por GESC's flutuantes pode melhorar significativamente a seu comportamento estrutural, reduzindo os recalques e estabilizando as deformações laterais.

Os ensaios revelaram que o reforço na base não apenas minimiza os recalques, mas também melhora a distribuição das tensões verticais entre as colunas e o solo circundante. Isso é evidenciado pelo aumento na relação de concentração de tensões ( $n$ ) em 10,7% na cabeça da coluna e 6,25% na base, indicando uma transferência mais eficiente de carga das camadas de solo para as colunas devido ao reforço na base. Os autores utilizaram a técnica de correlação de imagem digital (DIC) para analisar os contornos de deslocamento e as deformações laterais, observando que o reforço na base resultou em uma redução de 37,4% no recalque máximo da crista do aterro. Essa técnica revelou ainda que o reforço na base induziu uma maior deformação lateral na base das colunas, com o deslocamento lateral máximo nas colunas atingindo 23,5 mm, um aumento substancial em comparação com o caso sem reforço (Figura 2.14).

Os autores concluíram que o uso de reforço na base é uma estratégia eficaz para melhorar o desempenho global de aterros suportados por GESC flutuantes, particularmente em solos moles. Embora o reforço na base aumente o deslocamento lateral na base das colunas, ele reduz significativamente os recalques e as deformações laterais na superfície das colunas, promovendo uma maior estabilidade do aterro. O estudo sugere que a utilização de reforço na base em projetos de infraestrutura possa resultar em melhorias consideráveis na integridade estrutural, proporcionando um controle mais eficiente dos recalques e uma distribuição de tensões mais equilibrada, especialmente em condições geotécnicas desafiadoras.

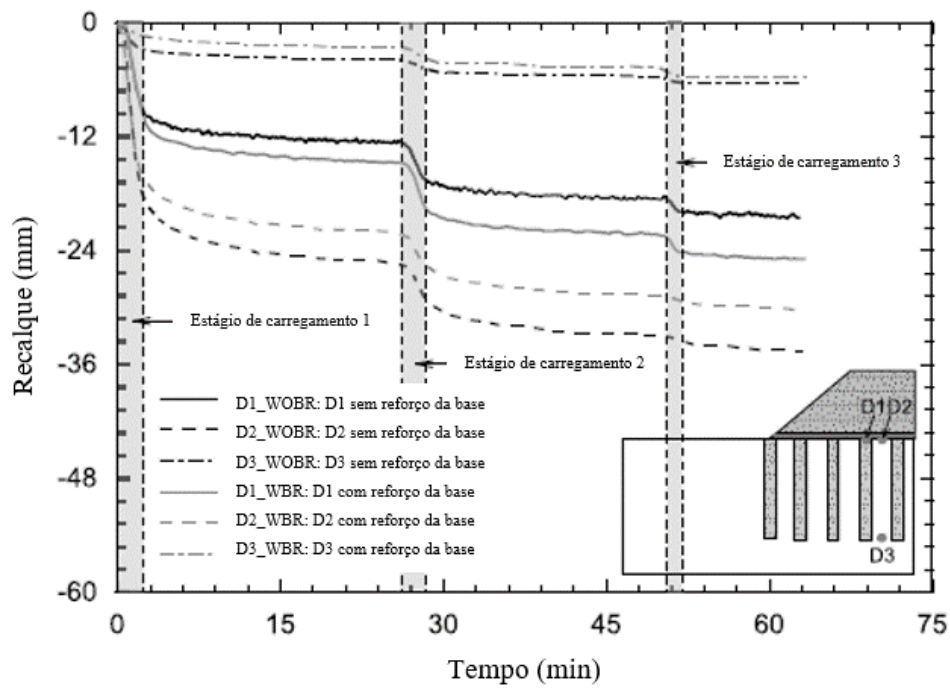


Figura 2.13. Variação do recalque nos pontos de monitoramento D1, D2 e D3 com o tempo nos casos WOBR e WBR (Chen et al., 2022).

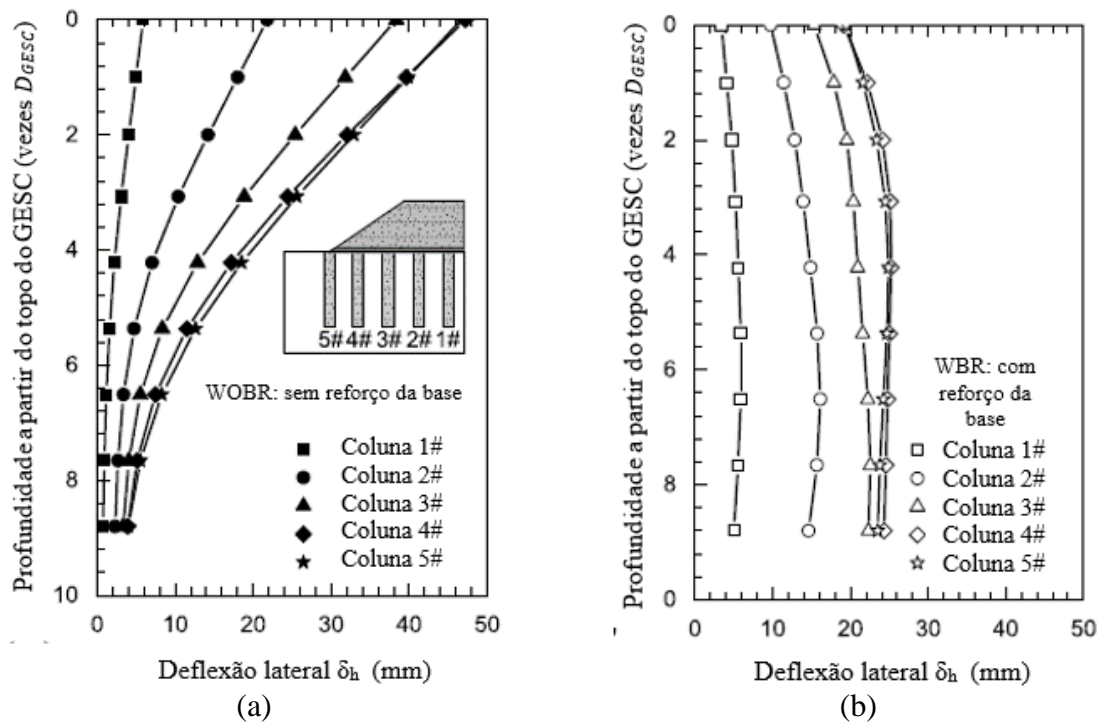


Figura 2.14. Deslocamento lateral de GESC's flutuantes ao final do estágio de carregamento 3 para: (a) caso WOBR; (b) caso WBR (Chen et al., 2022).

Liu et al. (2022) realizaram experimentos para avaliar o desempenho de colunas de escória de aço encamisadas com geossintético (em inglês, geosynthetic encased steel slag column -

GESSC) em uma fundação de argila mole. As colunas, com 150 mm de diâmetro e 900 mm de comprimento, foram ensaiadas com diferentes porcentagens de finos misturados à escória (0%, 10% e 20%). Os resultados mostraram que a capacidade de carga da fundação tratada com GESSC foi aproximadamente 10 vezes maior que a da fundação não tratada. Além disso, a presença de finos aumentou o excesso de poropressão em média 5% para 10% de finos e 10% para 20% de finos, em comparação com a GESSC sem finos (Figura 2.15). A dissipação da poropressão também foi afetada, sendo 18% mais lenta com 10% de finos e 24% mais lenta com 20% de finos (Figura 2.16). A fundação tratada com GESSC evitou a formação de acumulação de água na superfície, o que foi observado na fundação não tratada (Figura 2.17). A presença de finos resultou em um aumento no excesso de poropressão e em uma dissipação mais lenta de tal valor, o que indica que o entupimento das colunas pode afetar negativamente da eficiência a longo prazo. A fundação tratada com GESSC foi eficaz em prevenir o acúmulo de água na superfície, o que contribui para uma maior resistência ao cisalhamento não drenado do solo adjacente à coluna, com um aumento de 18% próximo à superfície e 6% a meia profundidade da coluna.

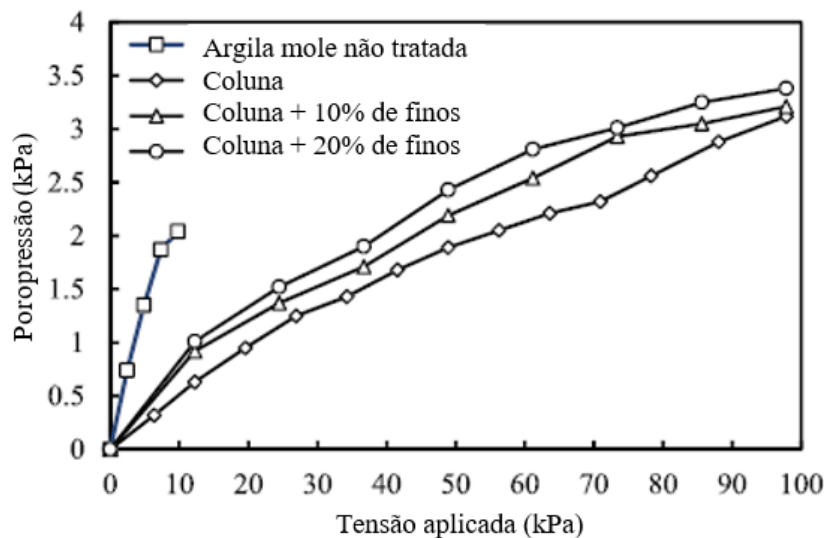


Figura 2.15. Processo de acumulação de poropressão do solo ao redor das estacas de várias fundações. (Liu et al., 2022).

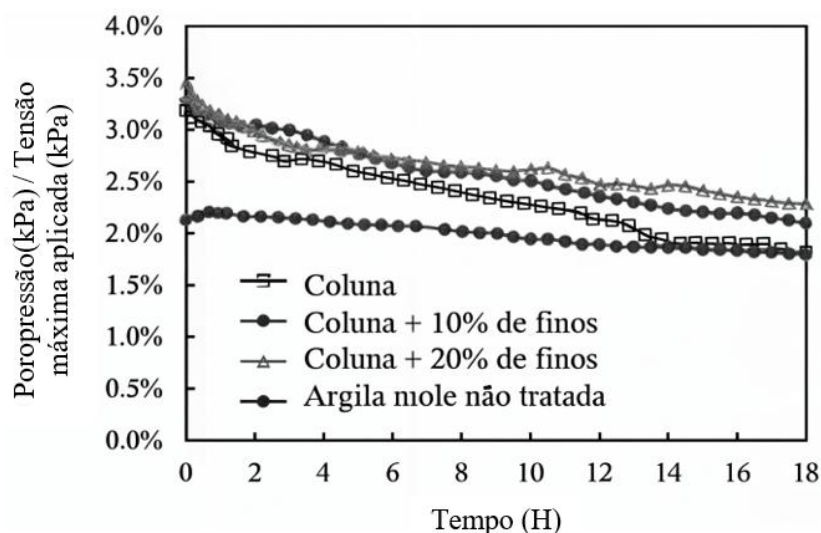


Figura 2.16. Processo de dissipação da poropressão ao redor de estacas de diferentes fundações (Nota: a tensão máxima aplicada foi de 10 kPa para o solo não tratado e de 98 kPa para o solo tratado) (Liu et al., 2022).

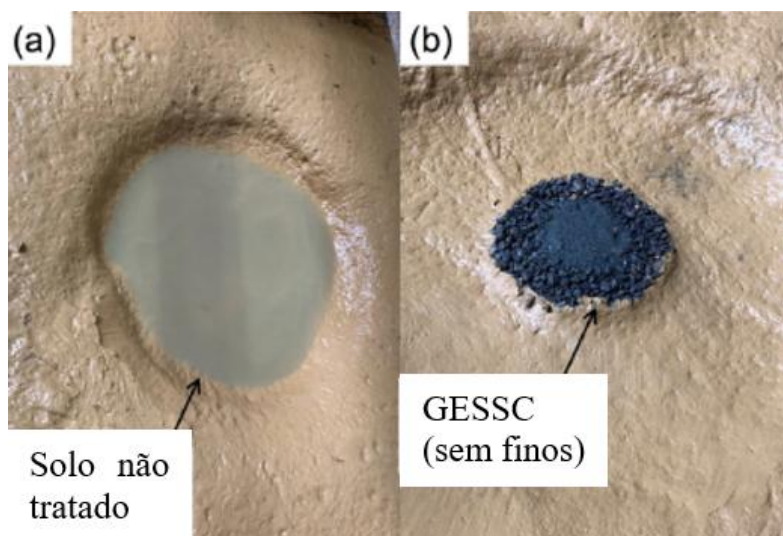


Figura 2.17. Superfície do solo após o ensaio para: (a) acúmulo de água na superfície do solo não tratado, e (b) ausência de acúmulo de água na argila mole tratada com colunas. (Liu et al., 2022).

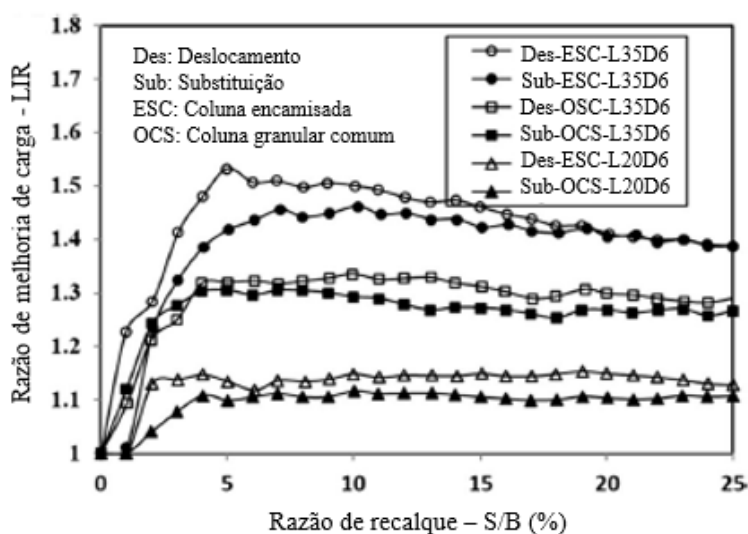
Nazariafshar et al. (2022) avaliaram o efeito do método de construção no desempenho de colunas granulares comuns (em inglês, *Ordinary Stone Column* - OSC) e encamisadas com geotêxteis (em inglês, *Encased Stone Column* - ESC). Os ensaios foram realizados em colunas granulares flutuantes com diâmetros de 6 e 8 cm, utilizando métodos de substituição e deslocamento. Os resultados mostraram que a capacidade de carga das colunas granulares



construídas pelo método de deslocamento foi entre 20% e 30% maior em comparação com o método de substituição. Esse efeito foi mais acentuado em colunas com maior taxa de substituição de área. Especificamente, em colunas de 8 cm de diâmetro e com uma taxa de substituição de área de 16%, a capacidade de carga aumentou em 14% quando o método de deslocamento foi utilizado, em comparação com o método de substituição.

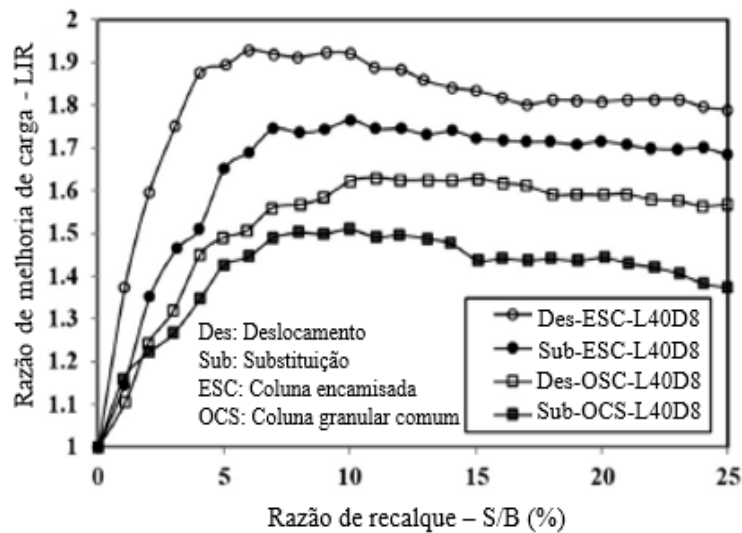
A pesquisa também avaliou a razão de melhoria de carga (em inglês, *Load Improvement Ratio* - LIR) que é formulada como a carga sobre a placa no solo tratado dividida pela carga no solo não tratado (Figura 2.18) e a razão de concentração de tensões ( $n$ ), para uma mesma razão de recalque  $S/B$  (recalque dividido pelo diâmetro da placa de aplicação de carga), que foram influenciadas pela taxa de substituição de área e pela relação comprimento-diâmetro ( $L/D$ ). Observou-se que tanto a LIR quanto a  $n$  aumentaram com o recalque e se estabilizaram quando a razão de recalque atingiu 5% ou mais. No caso das colunas encamisadas com geotêxteis, o aumento da capacidade de carga foi de 2% a 6% maior pelo método de deslocamento em comparação ao método de substituição.

Os autores indicam que o método de construção tem um impacto significativo na capacidade de carga das colunas de brita, especialmente em colunas maiores e com maior taxa de substituição de área. No entanto, a eficiência do reforço com geotêxteis foi mais pronunciada nas colunas construídas pelo método de substituição. Além disso, a razão de melhoria de carga e a razão de concentração de tensões são influenciadas tanto pela relação  $L/D$  quanto pela taxa de substituição de área, sendo maior para colunas construídas pelo método de deslocamento.



(a)





(b)

Figura 2.18. Razão de melhoria de carga do solo tratado por colunas de brita: (a) colunas de D=6 cm e (b) colunas granulares de D=8 cm (Nazariafshar et al., 2022).

Tefera et al. (2023) avaliaram a eficácia de colunas de cascalho de cinzas envolvidas em geotêxteis não tecidos na melhoria da capacidade de suporte de carga e características de deformação de solos argilosos moles. O aumento de D reduziu o abaulamento e os recalques, efeito consistente com o maior confinamento lateral. A inclusão de discos horizontais de geotêxtil ao longo da coluna redistribuiu tensões, restringiu deformações laterais locais e diminuiu recalques adicionais; contudo, o encamisamento vertical contínuo mostrou-se mais eficaz para elevar a sobrecarga última (Figura 2.19). Em cenários reportados por Tefera et al. (2023), ganhos de até 75% ocorreram quando o encamisamento vertical foi comparado a colunas sem revestimento sob as mesmas condições. Esses resultados reforçam que melhorar o confinamento lateral (encamisamento contínuo e/ou anéis/discos) é suficiente para obter ganhos relevantes de capacidade de suporte sem, necessariamente, encamisar todo o comprimento da coluna desde que o trecho crítico ao abaulamento esteja confinado.

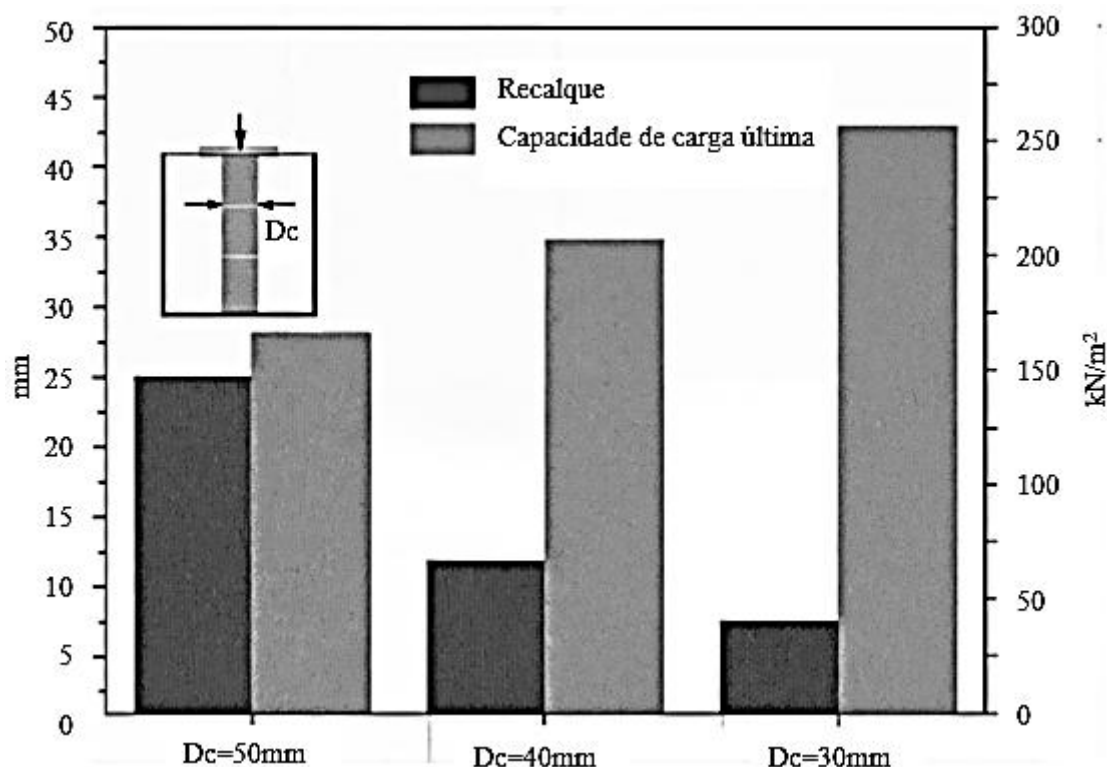


Figura 2.19. Efeito do diâmetro da coluna na relação capacidade de carga última - recalque para solo argiloso mole melhorado (Modificado de Tefera et al., 2023).

Srijan & Gupta (2023) abordam a análise experimental do comportamento de colunas granulares reforçadas com geossintéticos em solos argilosos moles, com o objetivo de melhorar a capacidade de carga e reduzir o abaulamento lateral dessas colunas. O estudo experimental envolveu ensaios de laboratório em grande escala, nos quais foram utilizadas colunas granulares de diferentes diâmetros (50 mm, 75 mm e 100 mm), reforçadas com geossintéticos (G1 e G2) em camadas horizontais de geossintéticos ou encapsuladas verticalmente. Foram avaliadas diferentes configurações de reforço: colunas granulares convencionais (*Ordinary Stone Columns - OSC*), colunas granulares reforçadas verticalmente (*Vertically Reinforced Stone Columns - VESC*), com encapsulamento total ou parcial da coluna com geotêxteis de diferentes resistências, e colunas granulares reforçadas horizontalmente (*Horizontally Reinforced Stone Columns - HRSC*), com camadas horizontais distribuídas ao longo de diferentes alturas da coluna, ou posicionadas apenas na metade superior ou inferior da coluna (Figura 2.20).

Os resultados indicaram que tanto o revestimento vertical quanto as camadas horizontais de geossintéticos melhoraram significativamente a capacidade de carga das colunas granulares em comparação com colunas sem reforço. Observou-se que o reforço vertical ao longo de toda a

altura da coluna foi a configuração mais eficaz, especialmente quando utilizado um geotêxtil de maior resistência. Essa solução proporcionou maior rigidez e reduziu o abaulamento lateral da coluna, identificado como o principal modo de falha. Por outro lado, as camadas horizontais de geossintéticos, quando distribuídas ao longo de toda a altura da coluna, também mostraram melhorias na capacidade de carga, mas foram menos eficazes que o reforço vertical completo. Além disso, o estudo comparou a eficácia do revestimento vertical com as camadas horizontais, destacando que o uso de geotêxteis de alta resistência para colunas de 100 mm de diâmetro foi a solução mais desejável entre todas as configurações ensaiadas. (Figura 2.21).

Os autores concluíram que o reforço de colunas granulares com geossintéticos, tanto em configurações horizontais quanto verticais, oferece uma solução promissora para melhorar a capacidade de carga de solos moles. A escolha da configuração de reforço deve considerar as especificidades do projeto, incluindo o tipo de solo, o diâmetro da coluna e os recursos disponíveis.

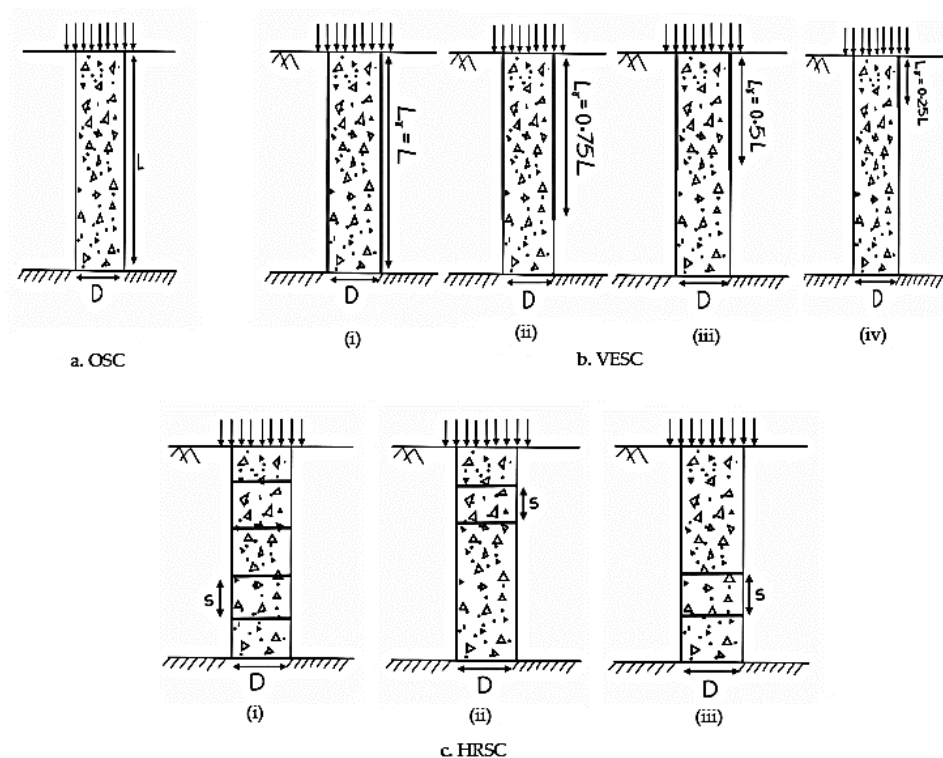
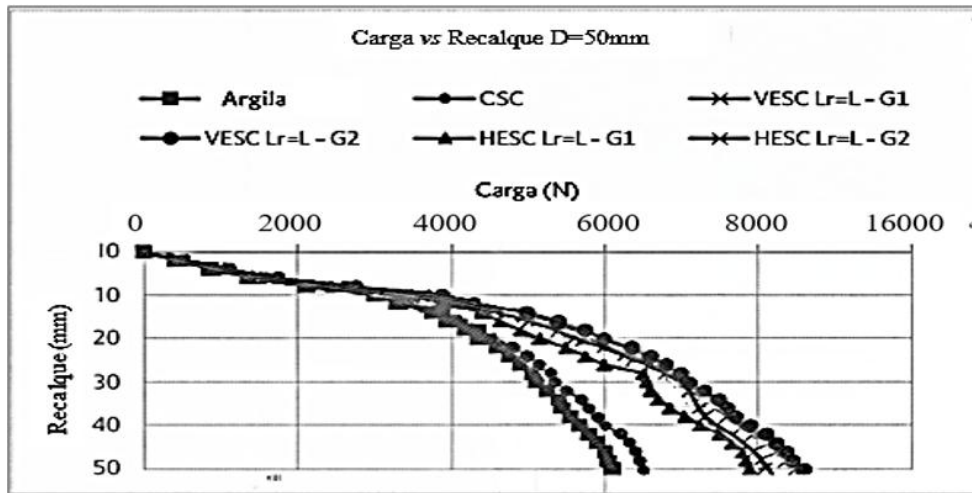
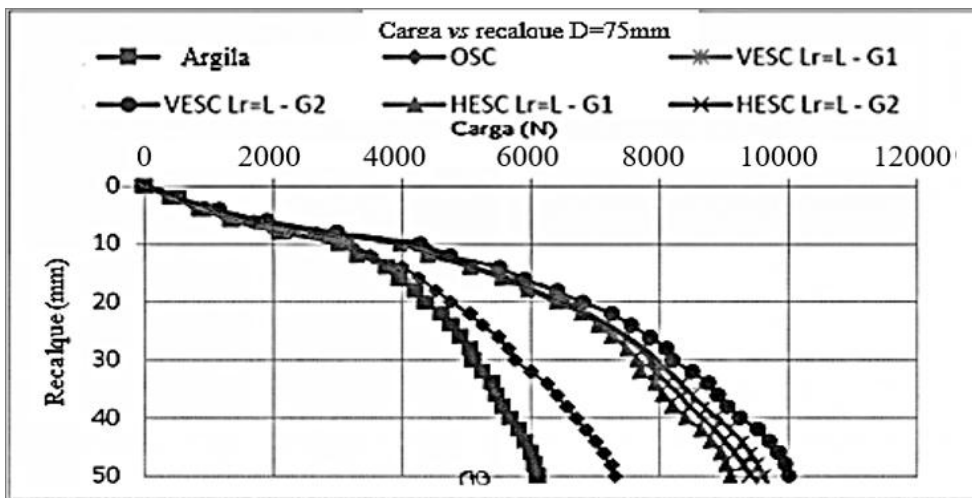


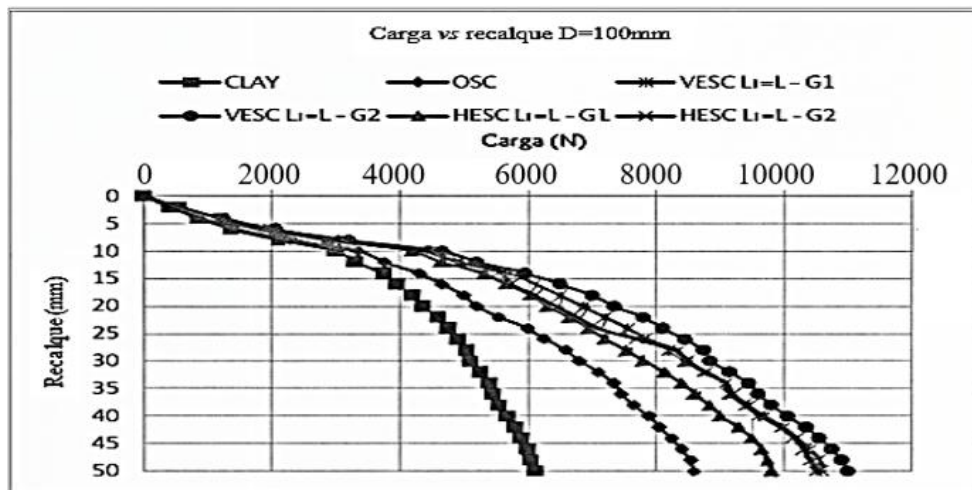
Figura 2.20. Esquema do (a) OSC (b) VESC e (c) HRSC (Srijan & Gupta, 2023).



(a)



(b)



(c)

Figura 2.21. Carga vs Recalque a) D=50mm; b) D=75mm e c) D=100mm (Srijan & Gupta, 2023).

Saleh et al. (2023) avaliaram a melhoria da capacidade de carga de argilas moles mediante a instalação de colunas compostas por diferentes materiais de resíduos sólidos. Foram realizados ensaios experimentais em laboratório para avaliar a eficácia de duas técnicas distintas: colunas de pó de cimento e escória (em inglês: *slag-cement dust columns* - SCC) e colunas de bentonita (em inglês: *bentonite Columns* - BC). As SCCs foram revestidas com geotêxtil tecido e instaladas sob uma placa de aço que simula uma fundação, enquanto as colunas de bentonita foram colocadas ao redor da placa, em uma configuração que permite a comparação dos efeitos sobre a capacidade de carga do solo (Figura 2.22). O estudo focou na avaliação do impacto do comprimento das colunas sobre a capacidade de carga da argila, observando-se que o aumento do comprimento das colunas resultou em um significativo incremento na resistência ao cisalhamento da argila, devido à absorção da água pelo material das colunas.

Os resultados dos experimentos indicaram que tanto as SCCs quanto as colunas de bentonita melhoraram consideravelmente a capacidade de carga da argila, sendo o efeito mais pronunciado para colunas de maior comprimento. A pesquisa também identificou que as colunas flutuantes, que não alcançam a camada firme de solo, apresentaram um desempenho superior às colunas de apoio direto, sugerindo que a transferência parcial de tensões é mais eficaz neste contexto. Além disso, a utilização de resíduos industriais, como pó de cimento e escória, foi destacada como uma solução ambientalmente sustentável e economicamente viável para melhorar as propriedades geotécnicas de solos moles. Os autores concluíram que o uso de geotêxteis como camisa de reforço das colunas de solo contribui para a estabilidade estrutural e resistência lateral, além de evitar a mistura entre a argila e o material das colunas. Assim, a escolha apropriada dos materiais de enchimento, de reforço e o controle sobre o comprimento das colunas são fundamentais para maximizar os benefícios na melhoria da capacidade de carga de solos moles.

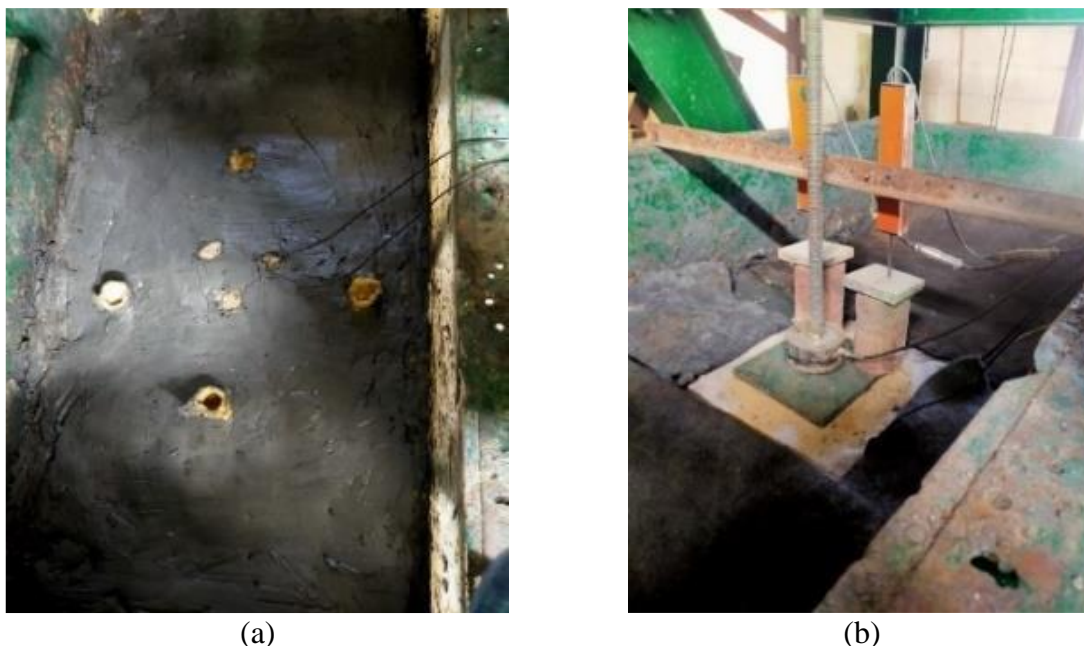
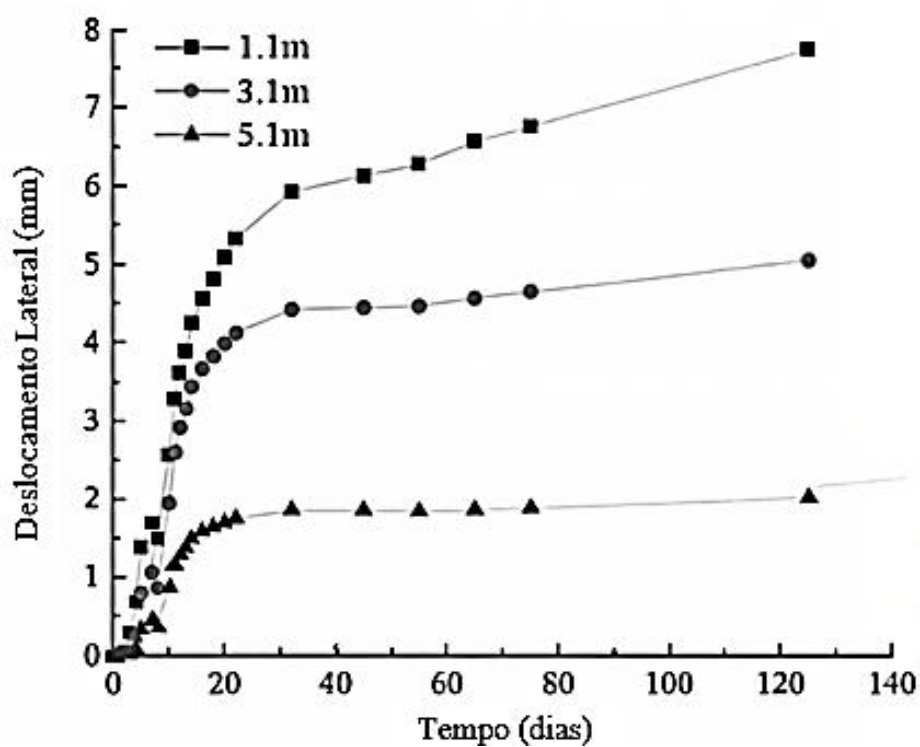
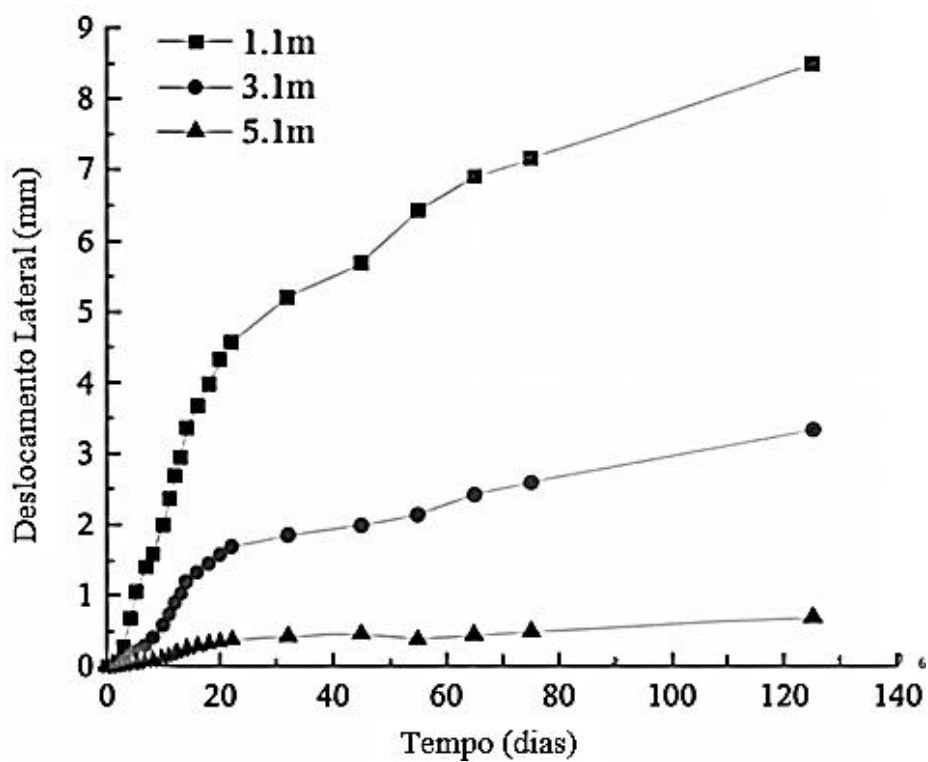


Figura 2.22. Esquema do (a) Antes da instalação das colunas (b) configuração do sistema de aplicação de carga (Saleh et al., 2023).

Kang et al. (2024) explora as características de suporte de uma fundação composta reforçada por colunas granulares revestidas com geossintéticos (*em inglês geosynthetic-encased stone column* - GESC). O estudo combina ensaios de campo e simulações numéricas para comparar o desempenho da GESC com colunas granulares tradicionais em fundações de solo silte argiloso. Os ensaios de campo envolveram a medição da relação de tensão coluna-solo, do excesso de poropressão e do deslocamento lateral de dois tipos de fundações compostas, com o objetivo de analisar a eficácia do GESC em melhorar a capacidade de suporte da fundação. Além disso, o estudo examinou o impacto da rigidez do geotêxtil, do comprimento de envolvimento do geotêxtil e do ângulo de atrito interno do cascalho na fundação composta reforçada. Os resultados mostraram que o GESC possui uma maior capacidade de suporte em comparação com a coluna granular tradicional, devido à sua capacidade de suportar maiores cargas e à melhor rigidez proporcionada pelo revestimento de geossintético. A análise revelou que a relação de tensão coluna-solo da fundação com GESC é significativamente maior desde as primeiras fases de enchimento, indicando um desempenho superior em termos de resistência e capacidade de carga. Além disso, o GESC demonstrou melhor desempenho de drenagem, reduzindo efetivamente o deslocamento lateral do solo, o que contribui para a estabilidade geral da fundação (Figura 2.23). A simulação numérica corroborou esses achados, mostrando que a rigidez adicional do geossintético e o maior comprimento de envolvimento podem melhorar ainda mais o desempenho do GESC.



(a)



(b)

Figura 2.23. Curvas de histórico temporal de deslocamento lateral: (a) Coluna de brita tradicional; (b) GESC (Kang et al., 2024).



Ouyang et al. (2024) avalia a eficácia de colunas granulares parcialmente encapsuladas com geotêxtil (em inglês: *partially encased stone columns* pESC) em comparação com colunas granulares convencionais (em inglês: *Stone columns* - SCs) para reforço de aterros construídos sobre solos moles. Os ensaios de campo realizados incluíram a análise da capacidade de carga, deslocamentos laterais e comportamento de drenagem do solo. Os resultados mostram que, embora o custo de material das pESCs seja comparável ao das SCs, as pESCs apresentam uma maior capacidade de carga admissível e uma menor deformação residual, com menor deslocamento lateral do aterro e uma redução significativa no recalque em comparação com as SCs (Figura 2.24). Além disso, enquanto a drenagem durante o período de construção não apresentou melhorias significativas, as pESCs exibiram uma melhor concentração de tensões e maior capacidade de transmissão de pressão ao longo da profundidade da coluna. Os ensaios de campo também revelaram que as pESCs são mais eficazes em resistir ao "bulging" (deformação lateral), apresentando menor deformação na superfície, principalmente em profundidades de até 2 vezes o diâmetro da coluna. Constatou-se ainda que a capacidade de carga última de uma única pESC pode ser extrapolada para prever o comportamento de grupos de pESCs.

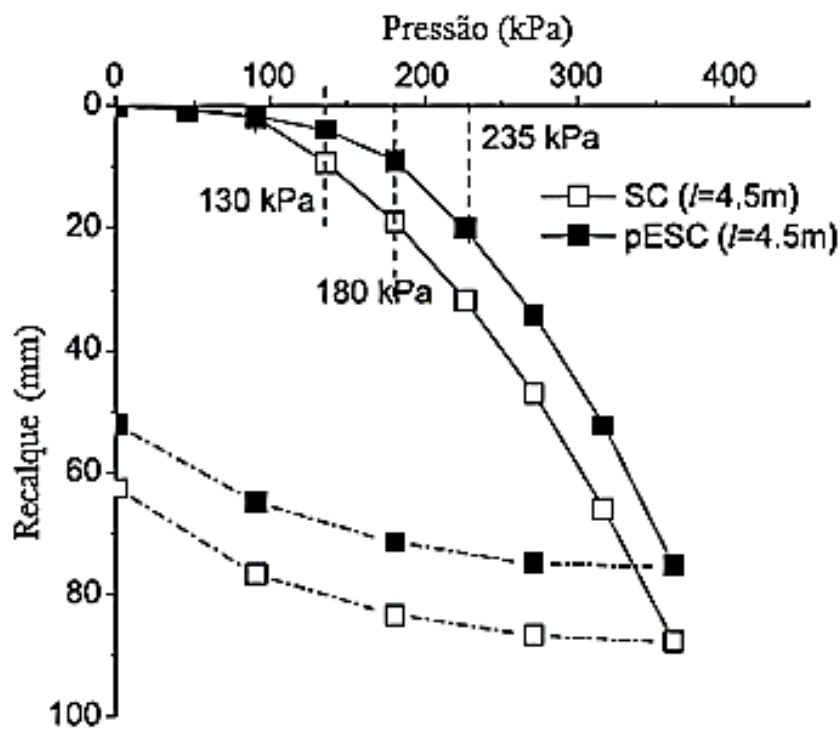


Figura 2.24. Pressão vs recalque (Ouyang et al., 2024).



## CAPITULO 3

### 3. METODOLOGIA

Neste estudo, o desempenho de grupos de colunas GEC foi investigado por meio de um programa de ensaios de carga realizado em laboratório, utilizando corpos de prova em grande escala. O plano de desenvolvimento da pesquisa visa avaliar o comportamento das GECs, influenciado pelas propriedades mecânicas do material de reforço e pela presença de colunas vizinhas.

#### 3.1.Provas de carga em grupos de colunas GEC

Para a configuração do grupo de colunas GEC utilizadas na pesquisa, foi selecionado um modelo com distribuição triangular, considerada como a configuração geométrica mais utilizada (Gunnvard et al., 2017; Bharathi et al., 2019; Boralkar, 2020; Nguyen et al., 2022, 2023; Wang et al., 2024). Para garantir uma concordância no comportamento entre o protótipo e o modelo, a análise de similaridade pode ser utilizada para determinar o fator de escala. Esta análise é amplamente explicada por Baker et al. (1991), sendo que a relação fornecida pelo fator de escala ( $\lambda$ ), está dada pela Equação 3.1:

$$\lambda = \frac{f_p}{f_m} \quad \text{Equação 3.1}$$

Em que,  $f_p$  e  $f_m$  são medidas físicas relacionadas ao protótipo e ao modelo, respectivamente. Neste caso, o fator de escala ( $\lambda$ ) utilizado na pesquisa é determinado como a razão entre o diâmetro do protótipo e o diâmetro do modelo ( $\lambda = D_p/D_m$ ). Os ensaios realizados por Raithel & Kempfert (2000) e Araújo (2009) utilizaram modelos em escala real. Tandel et al. (2013), Hong et al. (2016), Miranda & Da Costa (2016), Debnath & Dey (2017), Dutta & Mandal (2017), Ou Yang et al. (2017), Cengiz & Güler (2018), Chen et al. (2018) Moradi et al. (2018) e Alkhorshid et al. (2019) empregaram fatores de escala que variaram de 2 a 40. Na presente pesquisa, buscou-se utilizar um fator de escala compatível com o equipamento disponível.

Para assegurar a similitude entre o modelo e o protótipo, adotou-se um fator de escala geométrica de 1:7 ( $\lambda=7$ ) para todas as dimensões geométricas e para a resistência não drenada

ao cisalhamento da argila mole. Para o reforço geossintético, a rigidez à tração foi escalada segundo  $1/\lambda^2$ , resultando em um fator de 1:49. A Tabela 3.1 resume os parâmetros do protótipo e do modelo, juntamente com os fatores de escala adotados.

Tabela 3.1 Fatores de escala e parâmetros de similitude adotados no programa experimental.

<b>Parâmetro</b>	<b>Protótipo (escala real)</b>	<b>Modelo (ensaio)</b>	<b>Fator de escala (<math>\lambda</math>)</b>
Diâmetro da coluna (m)	1	0,15	1:7
Altura da coluna (m)	6,7	0,95	1:7
Espessura da camada de argila mole (m)	6,7	0,95	1:7
Espaçamento entre colunas (m)	3	0,45	Razão $S_{(col)}/D$ (adimensional)
Rigidez à tração do geossintético (kN/m)	3 665	74,79	1:49 ( $\lambda^2$ )
$S_u$ (kPa)	3,5–14	0,5–2,0	1:7

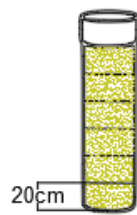
Como resumido na Tabela 3.1, a similitude adotada assegura que o modelo em escala reproduza de forma confiável as condições do protótipo, incluindo proporções geométricas, resistência ao cisalhamento do solo e rigidez do reforço, permitindo interpretar os resultados experimentais em termos de desempenho em campo. Essa escala viabilizou a simulação de um aterro de 7 m de altura e de uma camada de argila mole com 6,7 m de espessura em condições de protótipo. O modelo físico apresentou dimensões internas de 1,6 m  $\times$  1,6 m  $\times$  1,2 m. Para reproduzir o comportamento mecânico de solos muito moles ( $S_u < 15$  kPa), a resistência não drenada da argila no modelo foi ajustada para 1,6–2,0 kPa, seguindo as recomendações da ASTM D4648/D4648M (ASTM, 2016) para modelagem em escala reduzida.

As colunas granulares tiveram diâmetro de protótipo igual a 1,0 m, correspondendo a 150 mm no modelo. O ângulo de atrito e o nível de compactação do material granular (areia média)

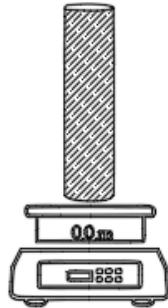
foram selecionados para representar as condições de campo sob compressão confinada. De modo análogo, o encamisamento geossintético foi escolhido para reproduzir a rigidez à tração dos reforços comerciais utilizados em campo, garantindo que a rigidez axial a 5% de deformação correspondesse ao valor de protótipo, após a devida escala. A camada drenante e as condições de contorno também foram definidas para representar o comportamento realista em campo durante a aplicação do sobrecarga.

Também foram selecionados espaçamentos entre centros das colunas com valores de  $S_{(col)} = 300$  mm,  $S_{(col)} = 375$  mm,  $S_{(col)} = 450$  mm e  $S_{(col)} = 525$  mm, correspondendo a razões de separação pelo diâmetro da coluna de  $S_{(col)}/D = 2.0$ ,  $S_{(col)}/D = 2.5$ ,  $S_{(col)}/D = 3.0$  e  $S_{(col)}/D = 3.5$ . O valor da separação entre colunas foi estimado levando em consideração pesquisas que apresentam valores típicos usados na implementação de colunas GEC. Na Tabela 2.3 do item 2.3, são apresentados valores correspondentes a situações de campo ou de laboratório.

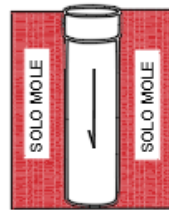
A densidade relativa pode desempenhar um papel importante no comportamento tensão-deformação da GEC. Atualmente, não é possível fornecer vibração à coluna por métodos de instalação convencionais (descritos no item 2.3); por isso, nesta pesquisa, optou-se por seguir o procedimento realizado por Alkhorshid et al. (2019), que consegue garantir uma compacidade relativa (CR) de 80 a 83%. O procedimento consistiu em construir a GEC em camadas de 20 cm dentro de um tubo de PVC e fornecer vibração manualmente, controlando o volume e a massa desejados. Após a preparação da coluna, o tubo é empurrado até o fundo da caixa. o esquema do processo de preparação e instalação é apresentado na Figura 3.1.



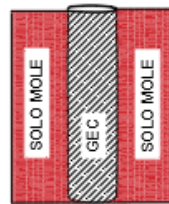
A camisa de reforço é instalada no interior de um tubo de PVC. O material granular é preparado para atingir a densidade relativa-alvo, sendo lançado em camadas de 20 cm e compactadas por vibração manual; o volume de cada camada é medido e ajustado.



A GEC é retirada do tubo de PVC e o controle da densidade é realizado por meio de pesagem, com determinação da massa e do volume.



A GEC é recolocada no interior do tubo de PVC, e o tubo é empurrado no solo mole até a base da caixa, utilizando-se gabarito/guia de madeira para assegurar a verticalidade.



Alcançada a profundidade de projeto, o tubo de PVC é cuidadosamente removido, mantendo-se a coluna estabilizada.

Figura 3.1. Método de instalação da GEC.

O programa de ensaios de carga está dividido em duas etapas, as quais são detalhadas a seguir: a primeira etapa focou em avaliar a influência do material de reforço, utilizando materiais considerados de alta, média e baixa resistência, de acordo com o módulo de rigidez radial, seguindo os valores de referência apresentados por Huesker (2018b). Mantendo uma separação constante entre centros das colunas, foi escolhida uma separação de 450 mm, correspondente a 3.0 vezes o diâmetro da coluna. Nesta etapa, o sistema foi submetido a sobrecargas por meio de incrementos de 5 kPa, até atingir uma pressão vertical média de 45 kPa, que corresponde aproximadamente a um aterro de 16 m de altura (Em escala  $\lambda = 7$ ). Essa pressão foi o valor limite de carga alcançado com o equipamento. Foi empregado um valor mais alto de altura de aterro objetivando levar o reforço à ruptura.

A segunda etapa focou em avaliar a influência dos espaçamentos entre colunas, utilizando espaçamentos de 2,0, 2,5, 3,0 e 3,5 vezes o diâmetro da coluna, mantendo constante um material

de reforço considerado de rigidez média, segundo por Huesker (2018b). Os ensaios foram realizados com incrementos de carga de 5 kPa, até atingir uma pressão vertical média de 20 kPa, que corresponde aproximadamente a um aterro de 7 m de altura (para  $\lambda = 7$ ). Essa pressão foi suficiente para verificar o comportamento mecânico dos elementos de reforço sem alcançar o limite do equipamento de aplicação de carga.

Antes de realizar os ensaios, a repetibilidade dos experimentos foi avaliada por meio de dois ensaios sob condições idênticas, submetendo-os à tensão máxima suportada pelo equipamento. Essa avaliação teve como objetivo identificar quaisquer fatores ou inconsistências potenciais que pudessem afetar os resultados dos ensaios. O ensaio de repetibilidade foi realizado utilizando material de reforço médio e espaçamento entre colunas de 3,0D. O sistema foi submetido a uma carga correspondente de 45 kPa, que é o limite aplicado pelo sistema de aplicação de carga.

Em cada um dos ensaios, uma camada de 20 cm de areia foi colocada sobre o solo mole reforçado com GECs para garantir uma distribuição uniforme de tensões. De acordo com os critérios estabelecidos pelo método alemão (Priebe, 1995) e pela norma britânica (BRITISH STANDARD, 2010), uma espessura de 20 cm é suficiente para confinar o efeito de arco dentro da camada granular sobreposta às colunas granulares encamisadas com geossintéticos (GECs), com espaçamentos entre centros de 2,0, 2,5 e 3,0 vezes o diâmetro da coluna. No entanto, essa espessura é insuficiente quando o espaçamento entre centros das colunas é de 3,5 vezes o seu diâmetro. Ainda assim, testar um espaçamento de 3,5 vezes o diâmetro fornece informações valiosas sobre a eficiência e a distribuição de tensões entre os diversos elementos da estrutura de solo melhorado, contribuindo para uma compreensão mais abrangente do comportamento do sistema em condições de espaçamento ampliado. Os acréscimos de pressão foram aplicados através de uma bolsa de látex, visando garantir uma melhor distribuição de carga (descrita no item 3.2).

Após atingir o valor máximo de pressão, esta foi mantida constante até o final do ensaio. O tempo total de ensaio é determinado em função do tempo necessário para dissipar as poropressões dentro do sistema. O critério para a finalização do ensaio é quando as poropressões estão dissipadas, ou seja, quando os transdutores de poropressão registram valores próximos a 1 kPa.

Na pesquisa, foram realizados oito (8) ensaios de carga sobre grupos de GECs, com variação no valor do módulo de rigidez radial do protótipo. Na Tabela 3.2 é apresentada a configuração utilizada em cada um dos ensaios realizados. Destaca-se que o ensaio nº 04 corresponde ao ensaio de repetição, realizado para verificar a precisão do equipamento.

Tabela 3.2 Campanha experimental.

Número do ensaio	01	02	03	04*	05	06	07	08
Denominação do material de reforço	RA	RM	RB	RM	RM	RM	RM	RM
Módulo de rigidez radial do protótipo (kN/m)	6500	3500	2000	3500	3500	3500	3500	3500
Diâmetro do protótipo (m)	1							
Diâmetro do modelo (m)	0.15							
Fator de escala	7							
Relação $S_{(col)}/D$	3.0				2.0	2.5	3.0	3.5
Configuração da malha	Triangular							

\* Ensaio 04 Corresponde ao ensaio de repetibilidade

Cada ensaio realizado teve uma duração aproximada de 25 dias. Este tempo inclui a preparação de cada um dos materiais, a montagem do sistema, a realização do ensaio e sua desmontagem.

### 3.2. Caixa para desenvolvimento dos ensaios em grande escala

Estudos com modelos físicos em grande escala são úteis para avaliar e compreender diferentes tipos de arranjos de estruturas de melhoria do solo. Essa linha de estudo, usando modelos em verdadeira grandeza em nível laboratorial, vem sendo desenvolvida nos últimos anos (Araújo, 2009; Alkhorshid, 2017; Zhang et al., 2020; Chen et al., 2021; Gao et al., 2021; Houda & Salah, 2021; Mohanty & Shahu, 2021; Yuan et al., 2021; Gu et al., 2024; Ouyang et al., 2024). Assim, na pesquisa, foi utilizada uma caixa de ensaio com dimensões de 1,60 m x 1,60 m e altura de 1,2 m para o modelo experimental. O equipamento usado na pesquisa foi o mesmo de Alkhorshid et al. (2019) com algumas modificações. O local de trabalho é apresentado na Figura 3.2. São destacadas algumas das modificações realizadas no equipamento utilizado, sendo elas:

- Instalação de 4 registros na base, com a finalidade de controle da saída da água na base da caixa;
- Instalação de registros com acoplamento para instalação de transdutores de pressão;
- Instalação do sistema de mangueiras que compõe os medidores de recalque;

- Instalação de cabos correspondentes à instrumentação implementada;
- Construção de pórtico como estrutura de reação e conexão entre o sistema de aplicação de carga e o local de ensaio.
- Tampa com bolsa de pressão de látex de 3 mm de espessura e 1,6 m x 1,6 m;

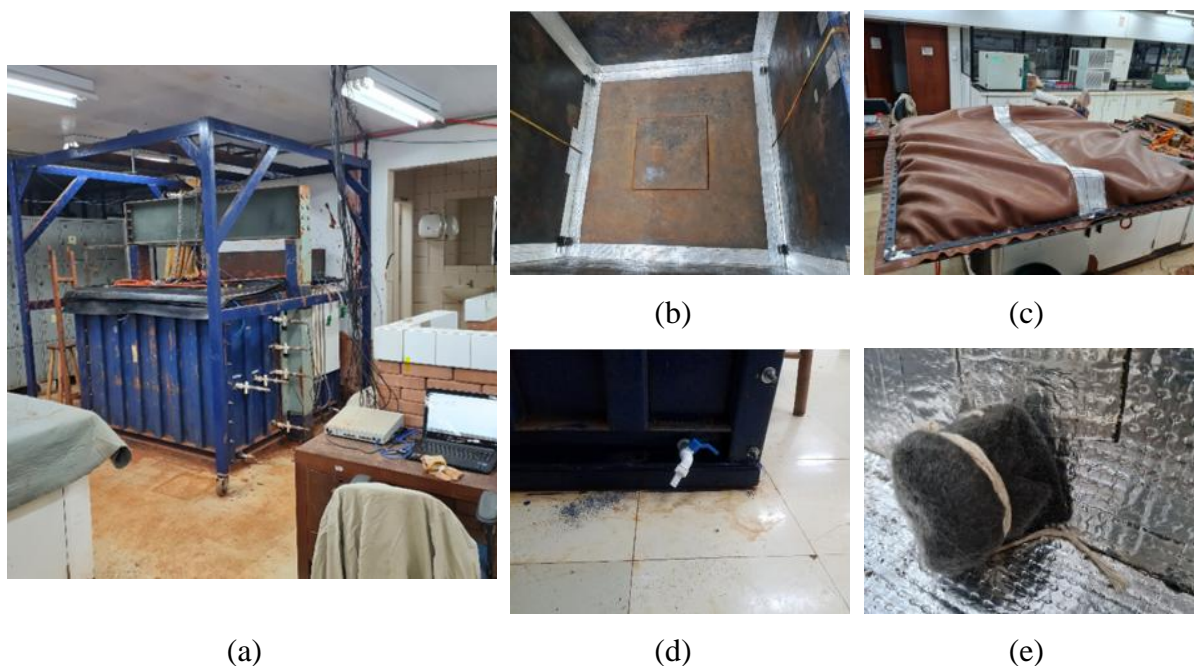


Figura 3.2. Caixa metálica para execução dos ensaios em grande escala: a) local de ensaio com pórtico e tampa de pressão e viga reação, b) sistema impermeabilização da caixa do ensaio, c) tampa com bolsa de pressão de látex, d) registro instalado na base da caixa e) geotêxtil não tecido instalado nas saídas dos registros da base

Uma vez que o equipamento foi adequado, instalou-se uma camada de areia compactada com 5 cm de espessura, a fim de obter uma base rígida filtrante que se conecta com os registros do local. Acima dessa camada, foi disposto um geotêxtil não tecido, para desempenhar a função de separação entre a camada drenante e o solo mole (Figura 3.3).

Com a base rígida filtrante já construída, as paredes da caixa foram lubrificadas com papel filme e óleo, para minimizar qualquer tipo de atrito. Em seguida, foi depositada a mistura de solo argiloso fino, bentonita e água. A mistura foi realizada em camadas, com o auxílio de um misturador de grandes dimensões, para obter uma pasta homogênea. Foram realizados controles de umidade até se atingir a umidade desejada e especificada no item 3.3.1.

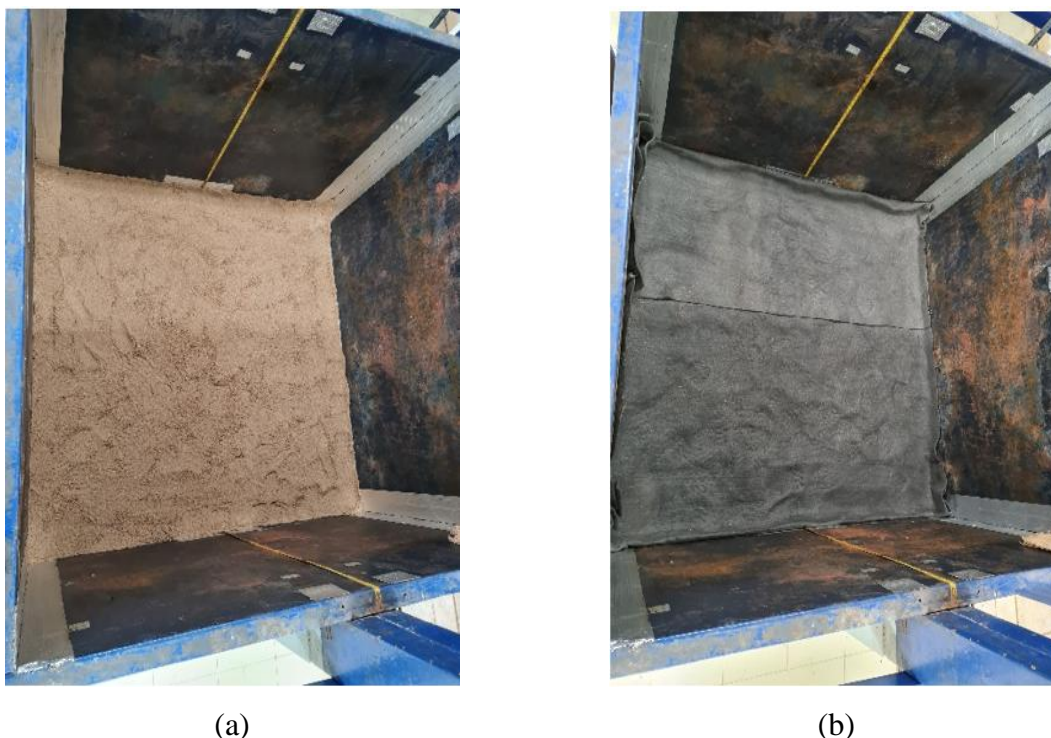


Figura 3.3. Camada drenante na base do local. a) camada de areia compactada com 5 cm de espessura e b) colocação de geotêxtil não tecido com função de separação.

### 3.3. Materiais

#### 3.3.1. Solos utilizados

O solo mole utilizado na pesquisa corresponde a uma mistura de solo com bentonita, atingindo um limite de liquidez de 65,3%, conforme os ensaios de caracterização dos materiais apresentados na Tabela 3.3. O solo silto-argiloso utilizado é da região de Brasília, Distrito Federal do Brasil. Aproximadamente 6 toneladas de material argiloso foram coletadas. No entanto, para representar um solo muito mole, foi incorporada bentonita ao solo previamente peneirado, correspondendo a 4% do seu peso seco, conforme Alkhorshid et al. (2019), Chen et al. (2022), Liu et al. (2022) e Saleh et al. (2023). Essa proporção foi determinada com base em ensaios preliminares. O solo puro e a mistura solo-bentonita foram caracterizadas seguindo as metodologias dos ensaios de limite de liquidez ( $L_L$ ), limite de plasticidade ( $L_P$ ) e massa específica dos grãos ( $G_s$ ), que são descritos nas normativas brasileiras NBR 6459 (ABNT, 1984a), NBR 7180 (ABNT, 2016) e NBR 6508 (ABNT, 1984b). Adicionalmente, foi verificada a influência da adição de bentonita no coeficiente de permeabilidade ( $k$ ) do solo, por meio de



ensaios de carga variável, seguindo os procedimentos descritos na normativa brasileira NBR 14545 (ABNT, 2000).

De acordo com as dimensões do modelo, foi calculado um fator de escala ( $\lambda$ ) de sete (Baker et al., 1991) representando um aterro de 7 metros de altura, uma espessura de solo mole de 6,7 metros e um diâmetro de colunas de 1,0 m. De acordo com esse fator de escala, a resistência ao cisalhamento não drenada para os ensaios de laboratório (Figura 3.4) foi inferior a 2 kPa, caracterizando o material como muito mole ( $S_u < 15$  kPa em escala real).



Figura 3.4. Ensaio de palheta aplicado no solo mole argiloso

Como material de enchimento do GEC, foi utilizada areia com pesos específicos secos máximos e mínimos de  $16,4 \text{ kN/m}^3$  e  $19,0 \text{ kN/m}^3$ , respectivamente (ASTM D4253-16e1 ASTM, 2019a). Nos ensaios, foi utilizada uma densidade relativa de 85%, que proporcionou um ângulo de atrito de  $\phi' = 38,1^\circ$  e intercepto de coesão igual a zero (D3080/D3080M-11 ASTM, 2011).

As propriedades dos materiais utilizados são apresentadas na Tabela 3.3, e a Figura 3.5 ilustra a distribuição granulométrica desses materiais (ASTM D422-63 ASTM, 2017).

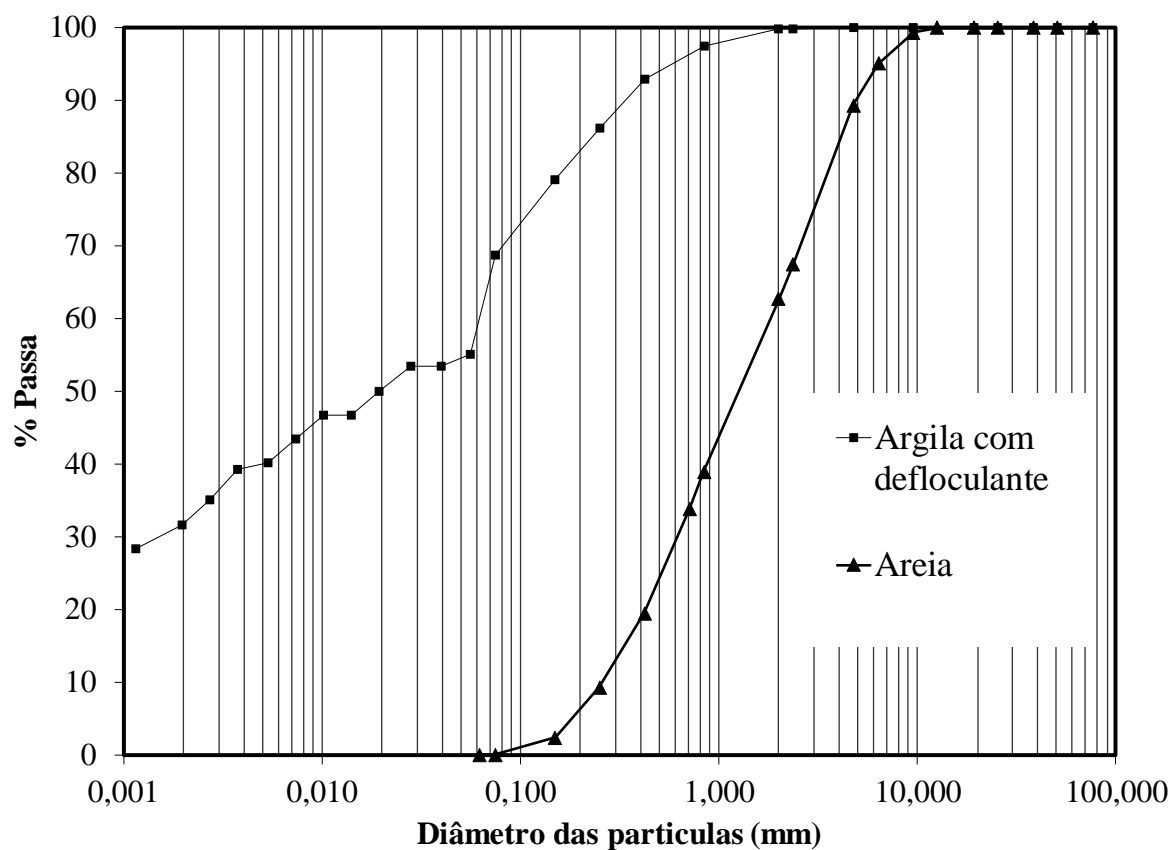


Figura 3.5. Distribuição granulométrica dos solos utilizados

Tabela 3.3. Parâmetros dos solos.

Parâmetro	Argila + 4% bentonita	Areia
$L_L$ (%)	65,3	-
$L_P$ (%)	27,9	-
IP (%)	37,4	-
$G_s$	2,7	-
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	13,90	17,70
$\phi$ (°)	29	38,1
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	17	-
$k$ (cm/s)	$6,90 \times 10^{-6}$	0,08
$C_u$ (-)	-	7,014

<b>Parâmetro</b>	<b>Argila + 4% bentonita</b>	<b>Areia</b>
$C_c$ (-)	-	0,813
$D_{50}$ (mm)	-	1,258
$D_{10}$ (mm)	-	0,258
$D_{30}$ (mm)	-	0,617
$D_{60}$ (mm)	-	1,813
$S_u$ (kPa)	1,62	-
SUCS	CL	SP
$C_c$ (-)	0.218	-
$C_r$ (-)	0.136	-
$C_v$ (m <sup>2</sup> /s)	$3.33 \times 10^{-9}$	-
$E_{oed}$ (kPa)	871	-
$\nu$ (-)*	0.4	-

\*Baseado em Raithel & Kempfert (2000)

Finalmente, foi realizado o ensaio de adensamento no solo mole, seguindo a normativa brasileira NBR 16853 (ABNT, 2020), realizados em argila misturada com 4% de bentonita e saturada a um teor de umidade de 65,3%, correspondente ao limite de liquidez do material. A curva de adensamento é apresentada na Figura 3.6. Os resultados obtidos são aplicáveis aos solos da região do Distrito Federal e diferem dos solos da região costeira do Brasil, os quais apresentam, entre outros, Índice de Plasticidade (IP) de 42% a 405%, coeficiente de adensamento ( $C_v$ ) de  $0.4 \times 10^{-8}$  a  $8.8 \times 10^{-8}$  m<sup>2</sup>/s e resistência não drenada ( $S_u$ ) entre 2 e 41 kPa (Almeida et al., 2010).

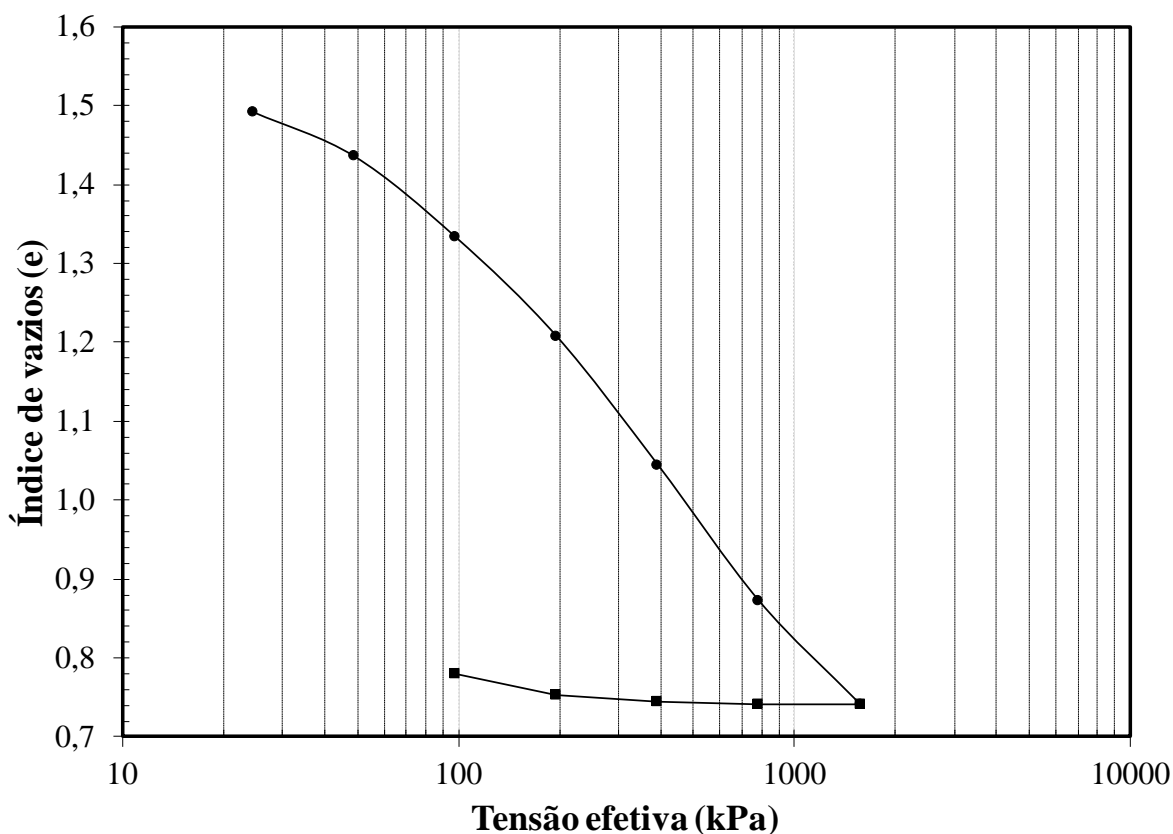


Figura 3.6. Curva de compressibilidade do solo argiloso utilizado na pesquisa

### 3.3.2. Geotêxtil

A seleção dos materiais apropriados é um dos principais desafios em estudos de modelos que utilizam geossintéticos. Neste caso, foram selecionados três tipos de materiais têxteis para representar o geotêxtil de reforço. Os parâmetros comerciais dos geotêxteis fornecidos pela Huesker, (2018b), foram adotados como referência e estão apresentados na Tabela 3.4. Especificações técnicas dos geotêxteis de reforço comerciais (Huesker, 2018b). Os materiais utilizados apresentam variação nos valores do módulo de rigidez quando atingem 5% de deformação. Dependendo do valor do módulo de rigidez, os materiais são classificados como geotêxteis de reforço de alta rigidez (RA), rigidez média (RM) e rigidez baixa (RB).

Tabela 3.4. Especificações técnicas dos geotêxteis de reforço comerciais (Huesker, 2018b).

Propriedades	Valor		
	Baixo	Médio	Alto
Módulo de rigidez a 5% deformação NBR 12824 (ABNT, 1993)			
Direção transversal (perimetral) (kN/m)	$\geq 2000$	$\geq 3500$	$\geq 6500$

Propriedades	Valor		
	Baixo	Médio	Alto
Resistência à tração NBR 12824 (ABNT, 1993) Direção transversal (perimetral) (kN/m)	$\geq 150$	$\geq 200$	$\geq 400$
Deformação máxima na resistência nominal (ABNT 12.824) Direção transversal (perimetral) (%)	6	6	6

Para cada um dos valores apresentados na Tabela 3.4, foram escolhidos materiais equivalentes com módulos de rigidez e resistências apropriados na escala selecionada ( $\lambda^2 = 49$ ). Cada um dos materiais representativos foi submetido à caracterização por meio de ensaios de tração de faixa larga em isolamento, determinação da massa por unidade de área e medição da espessura nominal, seguindo as recomendações estabelecidas nas normas NBR 12824 (ABNT, 1993) / ASTM D4885 – 01 (ASTM, 2018a) , NBR 12568 (ABNT, 2003) /ASTM D5261 – 10 (ASTM, 2018b) e NBR ISO 9863-1 (ABNT, 2013) / ASTM D5199 – 12 (ASTM, 2019b).

Para construir cada uma das camisas de reforço, é necessária a realização de uma emenda no tecido. Foi adotado o tipo de emenda recomendado por Alkhorshid et al. (2019), tipo borboleta, que indica que a união pode ser a região mais sensível à ruptura, devido a esforços de tensão. O autor avalia a eficiência desse tipo de costura na elaboração do geotêxtil de reforço das colunas GEC em escala, indicando que as uniões do tipo borboleta são as mais eficientes (Figura 3.7).

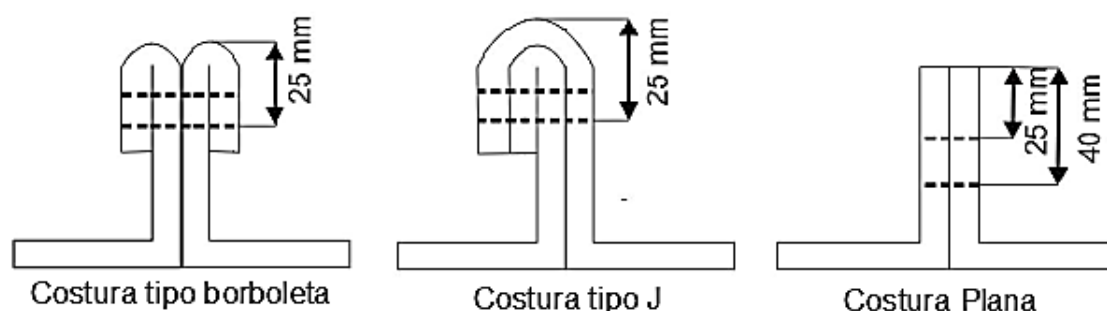


Figura 3.7. Tipos de união na costura do reforço com geotêxtil tecido (Alkhorshid et al., 2019).

No caso da pesquisa, foram realizados ensaios de tração nos tecidos considerados reforços de alta (RA), média (RM) e baixa (RB) rigidez, em corpos de prova com e sem emenda. Os registros fotográficos dos ensaios de tração realizados são apresentados na Figura 3.8. Por sua vez, na Figura 3.9, são apresentadas as curvas de tração aplicada versus o alongamento de cada um dos corpos de prova ensaiados.

Na Tabela 3.5, são apresentados os valores dos parâmetros dos tecidos de reforço sem costura e com costura, encontrados a partir dos ensaios realizados. É importante destacar que todos os corpos de prova ensaiados não apresentaram ruptura na emenda. Por essa razão, assume-se que a costura não é um limitador do valor máximo de ruptura da camisa. Uma vez caracterizados os materiais de reforço, procedeu-se à construção das camisas que são utilizadas em cada uma das configurações de ensaio executadas na pesquisa.

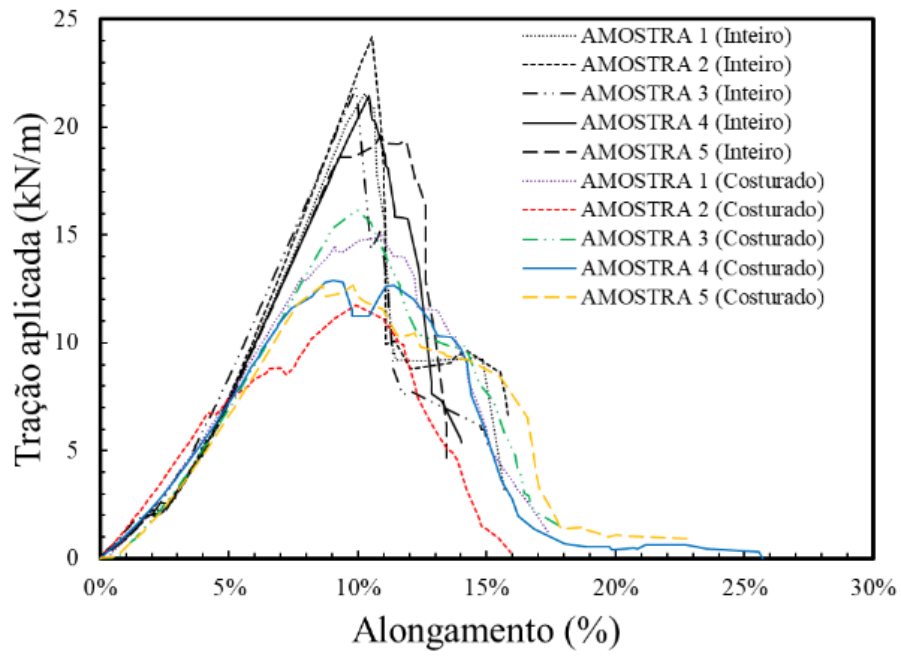


(a)

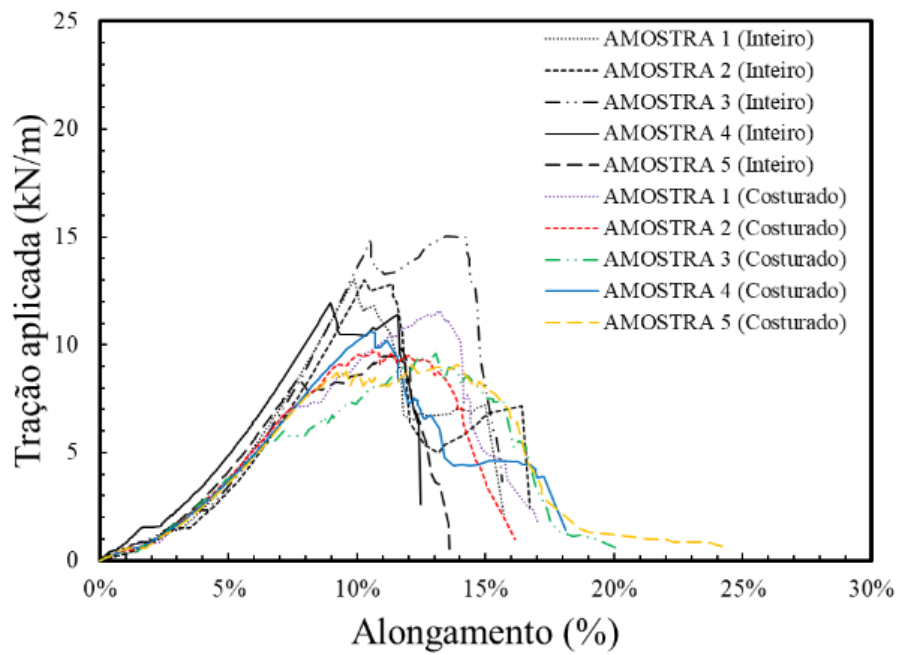


(b)

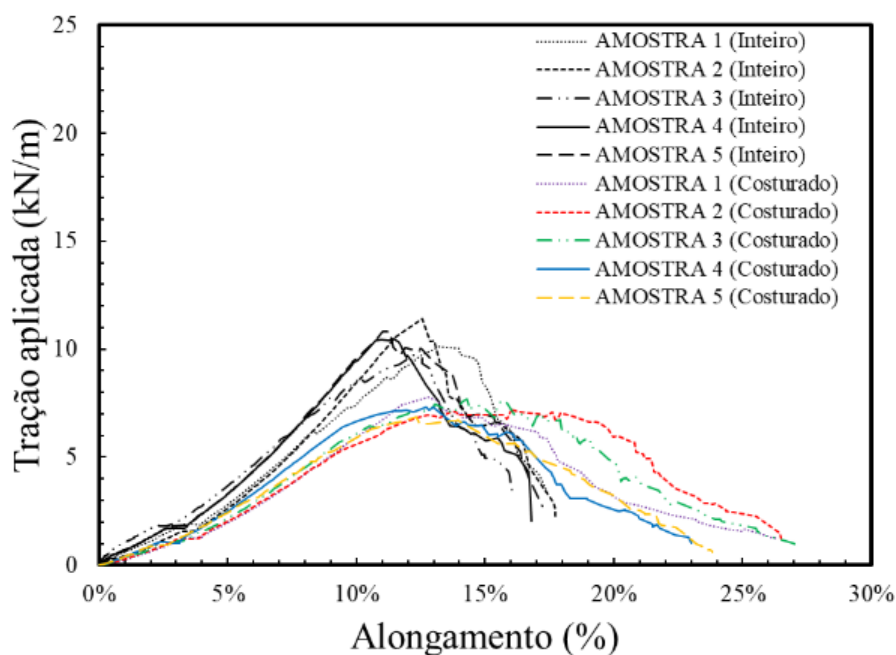
Figura 3.8. Ensaio de tração de faixa larga em isolamento. a) corpos de prova com emenda tipo borboleta. b) ensaio em andamento de amostras consideradas como material de baixa (RB), média (RM) e alta (RA) rigidez, organizadas de esquerda à direita.



(a)



(b)



(c)

Figura 3.9. Curva de Tração aplicada *versus* alongamento. (a) reforço RA, (b) Reforço RM e (c) reforço RB.

Tabela 3.5. Parâmetros dos tecidos de reforço utilizados na pesquisa.

Propriedades	Valor					
	Baixo (RB)		Médio (RM)		Alto (RA)	
	Sem costura	Com costura	Sem costura	Com costura	Sem costura	Com costura
Módulo de rigidez a 5% deformação, Direção transversal (perimetral) (kN/m)	56,54	44,61	77,72	74,79	152,13	143,72
Resistência à tração Direção transversal (perimetral) (kN/m)	10,33	7,50	12,80	10,23	21,97	13,86
Deformação máxima na resistência nominal Direção transversal (perimetral) (%)	17	16	16	15	15	14
Massa por unidade de área (g/m <sup>2</sup> )	156		168		182	
Espessura nominal (mm)	0,3		0,3		0,4	
Tipo	Poliéster		Poliéster		Poliéster	

### 3.4. Instrumentação

Com o intuito de medir com precisão a resposta e o desempenho dos materiais que constituem a estrutura das colunas GEC do modelo experimental, foi implementado um conjunto de equipamentos de instrumentação, composto por células de tensão total (código C na Figura 3.10), transdutores de poropressão (P) e medidores de recalques (S). Cada um dos equipamentos mencionados anteriormente foi submetido a um processo de calibração, levando em conta as



Figura 3.10. Modelo experimental proposto com instrumentação: (a) Vista superior e (b) Vista frontal.



Figura 3.10. Modelo experimental proposto com instrumentação: (a) Vista superior e (b) Vista frontal.

### 3.4.1. Células de tensão total

O acréscimo das tensões verticais e horizontais no solo, resultante da sobrecarga, foi registrado por seis (6) células de tensão total, com capacidade máxima de 300 kPa. A distribuição das células foi a seguinte:

- C1 e C2: medição de acréscimos de tensão vertical nas GECs, localizadas no topo da coluna GEC central e na coluna vizinha.
- C3: medição de acréscimos de tensão vertical no solo circundante à coluna central.
- C4, C5 e C6: medição de acréscimos de tensão horizontal decorrentes do efeito de cravação abaulamento. Localizadas no solo mole, na região lateral da estaca central, com profundidades de 120, 240 e 360 mm.

As células utilizadas são do tipo diafragma, com espessura total de 6 mm e 60 mm de diâmetro, fabricadas no laboratório da universidade de Brasília. Um dos principais problemas na execução do ensaio é a saturação de tal equipamento, o que pode danificar os extensômetros localizados dentro das células de tensão. Por isso, foi necessária a construção de elementos de proteção, como fita asfáltica e fita de vedação (Figura a). Uma caixa de aço especial foi utilizada na calibração das células enterradas no ensaio. O procedimento de calibração consistiu na inserção da célula de tensão no solo mole ou na areia vibrada, que representará a condição do ensaio. No topo da massa de solo, foram alocadas membranas de borracha para garantir uma melhor distribuição das tensões. Assim, foi colocada uma tampa para aplicar incrementos de tensão de 5 kPa até atingir um valor máximo de 200 kPa (Figura 3.11b).



(a)



(b)

Figura 3.11. Células de tensão total: (a) Vista dos instrumentos impermeabilizados e (b) processo de calibração dos instrumentos.

### 3.4.2. Transdutores de poropressão

Quatro instrumentos foram instalados no solo mole, com profundidades variáveis e denominados P1, P2, P3 e P4, a 50, 275, 500 e 725 mm de profundidade respectivamente, ao redor da estaca central do sistema (Figura 3.10). Na calibração dos instrumentos, foi utilizado um sistema de injeção de água que aplica aumentos de pressão de 5 kPa até atingir um valor máximo de 200 kPa (Figura 3.12).



Figura 3.12. Processo de calibração dos transdutores de poropressão

### 3.4.3. Medidores de recalque

Medidores de recalque são utilizados medidores de recalque do tipo "Caixa Sueca", também conhecidos como medidores hidrostáticos de recalque. Este tipo de instrumento permite o monitoramento de recalques internos em vários pontos no interior da estrutura. O instrumento é instalado antes da construção da camada de aterro e funciona empregando o princípio dos vasos comunicantes. As leituras são realizadas em painéis de leitura instalados do lado de fora da estrutura. No total, foram utilizados quatro (4) instrumentos para medir recalques, sendo dois (2) instalados nas colunas GEC (S1 e S2) e dois (2) no solo mole (S3 e S4), com o propósito de verificar a uniformidade do ensaio durante a aplicação da sobrecarga (Figura 3.13).

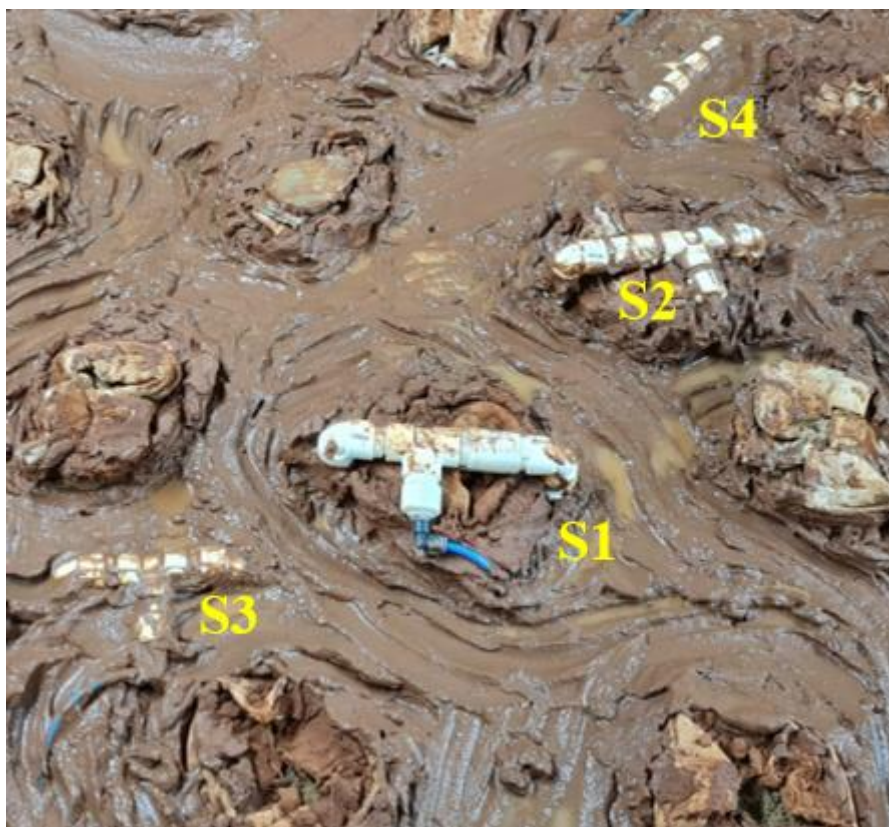


Figura 3.13. Medidores de recalque instalados no topo da coluna central e das colunas vizinhas, assim como no solo mole circundante, dentro do local de ensaio.

#### **3.4.4. Sistema de aquisição de dados**

Para o registro das leituras de instrumentação empregadas em cada um dos ensaios realizados, foi utilizado um sistema de aquisição de dados fabricado pela empresa LYNX, modelo ADS 500. O software AqDados 7.5 auxilia na aquisição e visualização dos registros coletados pelo equipamento em 16 canais de aquisição. A programação da frequência com que os dados são adquiridos depende do tempo de duração total do ensaio; neste caso, foi configurado para registrar uma leitura a cada 5 segundos.

#### **3.5. Sequência de etapas para realização dos ensaios**

Para a execução dos ensaios desta pesquisa, foi necessário seguir um roteiro específico para a montagem e realização dos ensaios. O processo de montagem incluiu a colocação do solo mole, a instalação das colunas granulares encamisadas com variação na configuração geométrica, bem como a implementação da instrumentação e a instalação do sistema de carga. No total, foram realizados 8 ensaios de carga em grande escala em grupos de colunas granulares encamisadas, conforme especificado no item 3.1.

##### **3.5.1. Preparação do equipamento de ensaio**

O equipamento utilizado na pesquisa foi submetido a diversas modificações antes de ser utilizado, a fim de adequá-lo para a instalação do sistema de aplicação de carga, a implementação da instrumentação e a instalação do sistema de drenagem controlada. Essas modificações estão descritas no item 3.2.

Antes de adicionar os materiais ao equipamento de ensaio, foi instalada uma camada de plástico lubrificada com vaselina sólida e líquida nas paredes internas do tanque. Esse procedimento teve como objetivo reduzir o atrito lateral causado pelo contato entre o solo e a superfície interna do tanque.

##### **3.5.2. Disposição do solo mole no ensaio**

Foram misturadas aproximadamente 6 toneladas de solo argiloso com bentonita, utilizando-se uma quantidade de água suficiente para atingir uma umidade próxima ao valor do limite de



liquidez de 65,3%, com o objetivo de obter um solo muito mole e de baixa capacidade de carga. Este material foi depositado dentro da caixa de ensaio e homogeneizado com um misturador elétrico de grandes proporções. Na Figura 3.14 são apresentados registros fotográficos do processo de adição da bentonita ao solo argiloso coletado para a realização dos ensaios.

As misturas foram monitoradas por meio de ensaios de palheta, para acompanhar e controlar os processos de adensamento, que se iniciam assim que o solo mole é depositado na caixa. Em todos os ensaios, controlou-se a umidade do solo misturado e verificou-se não ser necessário o controle do nível freático, pois não houve variações significativas; durante todo o período, o sistema permaneceu protegido com filme plástico, evitando a secagem dos materiais.



(a)



(b)

Figura 3.14. Mistura solo mole (a) adição da bentonita no solo argiloso e (b) mistura e homogeneização dentro da caixa de ensaio.

### 3.5.3. Medição da resistência não drenada

Foi realizada a medição da resistência não drenada ( $S_u$ ) do solo em diferentes etapas do ensaio, que são: uma vez homogeneizado (recém misturado), dois dias após a mistura (quando as resistências foram consideradas constantes), antes da instalação das colunas granulares encamisadas, imediatamente após a instalação das estacas (início do ensaio de carga) e após a total dissipação do excesso de poropressão gerado na massa de solo devido à instalação das estruturas e à aplicação das cargas. Os ensaios de palheta foram realizados a uma distância radial de 200 mm, para profundidades de 250, 500, 750 e 900 mm. No total, foram realizadas 64 medições para cada ensaio. A medição do valor de  $S_u$  foi realizada através de ensaios de palheta, empregando a metodologia proposta na normativa ASTM D4648/D4648M (ASTM, 2016). A Figura 3.15 apresenta o registro fotográfico da medição da resistência não drenada do solo mole dentro da caixa de ensaio.



Figura 3.15. Ensaio de palheta para a medição da resistência não drenada ( $S_u$ ) do solo mole dentro da caixa de ensaio.

### 3.5.4. Instalação das GECs

Após a instalação dos transdutores de pressão, conforme a configuração descrita no item 3.4, procedeu-se à instalação das colunas granulares encamisadas, conforme descrito no item 3.1. O

método de instalação consistiu na construção das GECs em camadas de 20 cm dentro de um tubo de PVC, aplicando vibração manual para ajustar o volume e a massa conforme necessário. Após a finalização de cada coluna, o tubo foi inserido até a base da caixa. O diagrama do processo de preparação e instalação está ilustrado na Figura 3.1. Dependendo do número de colunas, o intervalo de tempo para a instalação de todas as colunas variou entre 20 e 40 minutos. É importante destacar que o espaçamento entre as colunas influencia diretamente o número total de colunas (23 colunas na configuração 2,0D, 17 colunas na configuração 2,5D, 11 colunas na configuração 3,0D e 7 colunas na configuração 3,5D). A Figura 3.16 apresenta o registro fotográfico das colunas granulares instaladas dentro da caixa de ensaio.



Figura 3.16. Colunas granulares encamisadas instaladas no solo mole dentro da caixa de ensaio.

### **3.5.5. Instalação da instrumentação no ensaio**

Conforme descrito no item 3.4, cada um dos instrumentos para medição dos recalques foi posicionado tanto no solo mole quanto nas colunas granulares (dois instrumentos em duas colunas vizinhas à coluna central). Da mesma forma, as células de tensão foram instaladas para medir as tensões verticais no solo mole e nas colunas granulares (duas células instaladas na coluna central e na coluna vizinha) e as tensões horizontais ao redor da coluna central (três células instaladas em diferentes profundidades). Os quatro transdutores de pressão foram



posicionados previamente, antes da instalação das colunas granulares. Na Figura 3.17, é apresentado o registro fotográfico do posicionamento da instrumentação descrita.



Figura 3.17. Colunas granulares encamisadas instaladas no solo mole dentro da caixa de ensaio.

### 3.5.6. Execução da camada de aterro

Após a instalação da instrumentação, foi disposta uma camada de aterro composta por areia. O aterro tem uma espessura de 20 cm e foi posicionado com o objetivo de transmitir as tensões aplicadas na caixa de ensaio de maneira uniforme. A massa do aterro foi controlada para atender ao peso específico descrito no item 3.3.1. Na Figura 3.18, é apresentado o registro fotográfico da colocação do material de aterro na caixa de ensaio.

A fim de evitar a contaminação do solo mole pelo material arenoso do aterro, foi instalado um filme plástico com função de separação. Optou-se por filme plástico para não gerar efeito de reforço.



Figura 3.18. Colocação do aterro na caixa de ensaio.

### 3.5.7. Execução dos ensaios

Após a colocação do aterro, foi posicionada a tampa com bolsa de látex no topo da caixa de ensaio. A tampa foi fixada com grampos tipo "G" nas laterais da caixa e conectada, através de peças metálicas, ao pórtico que atua como estrutura de reação. Este sistema permite a aplicação de carga por meio do preenchimento da bolsa com água sob pressão, a qual transmite tensões ao grupo de colunas GEC e ao solo mole dentro da caixa. O aumento da tensão foi progressivamente aplicado em incrementos de 5 kPa, até atingir uma tensão máxima de 20 kPa.

A instrumentação registrou continuamente o comportamento das tensões verticais e horizontais, a variação de poropressão e os recalques durante cada estágio de carga. A aplicação da carga durou aproximadamente 3 horas até atingir o valor máximo de tensão. O ensaio, submetido à tensão máxima, foi monitorado durante aproximadamente 12 dias, período em que as poropressões aparentaram se dissipar. Antes da execução dos ensaios, foi realizado um ensaio de repetibilidade para verificar a acurácia do ensaio em grande escala. Na Figura 3.19, é apresentado o registro fotográfico do ensaio em andamento.



Figura 3.19. Ensaio de aplicação de carga em andamento.

## **CAPITULO 4**

### **4. RESULTADOS**

Os resultados incluem: (i) ensaios de repetibilidade; (ii) controle da resistência não drenada em diferentes etapas; (iii) registro dos excessos de poropressão; (iv) cálculo da variação do coeficiente de empuxo lateral  $K$ ; (v) avaliação dos recalques; (vi) distribuição das tensões verticais totais; (vii) deformação lateral das GECs; e (viii) correlações entre valores previstos e medidos de recalques e de forças circunferenciais de tração. Essas avaliações foram conduzidas para todas as configurações, tanto com variação do módulo de rigidez da camisa de reforço quanto com variação do espaçamento entre centros de colunas.

Também se tentou realizar um ensaio em grande escala sem reforço (caso não encamisado). Contudo, as dimensões do experimento e a extrema baixa resistência do material impediram a obtenção de resultados consolidados para a condição não reforçada. Assim, as comparações de recalques foram realizadas a partir de parâmetros obtidos em ensaios de adensamento edométrico.

A seguir, apresentam-se os resultados obtidos na pesquisa.

#### **4.1. Ensaio de Repetibilidade e verificação da acurácia**

Antes de iniciar a campanha de ensaios, avaliou-se a repetibilidade dos resultados por meio da realização de ensaios repetidos sob as mesmas condições, utilizando amostras com reforço de rigidez média (RM), e aplicando uma tensão de 45 kPa no sistema. O objetivo da avaliação da repetibilidade foi identificar possíveis fatores ou erros que pudessem influenciar os resultados de cada ensaio e verificar a capacidade de carga do sistema de reação.

A Figura 4.1a apresenta as tensões medidas sobre a coluna central do sistema e pelo solo mole circundante no primeiro ensaio realizado com reforço e sua repetição. Observa-se que a tendência das tensões em cada elemento é considerada adequada para cada incremento de carga, com variações máximas de 11%. Por sua vez, a Figura 4.1b ilustra o comportamento dos recalques dos elementos em cada ensaio. De maneira semelhante, a tendência do incremento de

recalque com o aumento da tensão é semelhante em ambos os ensaios, apresentando uma variação máxima de 15% nas leituras.

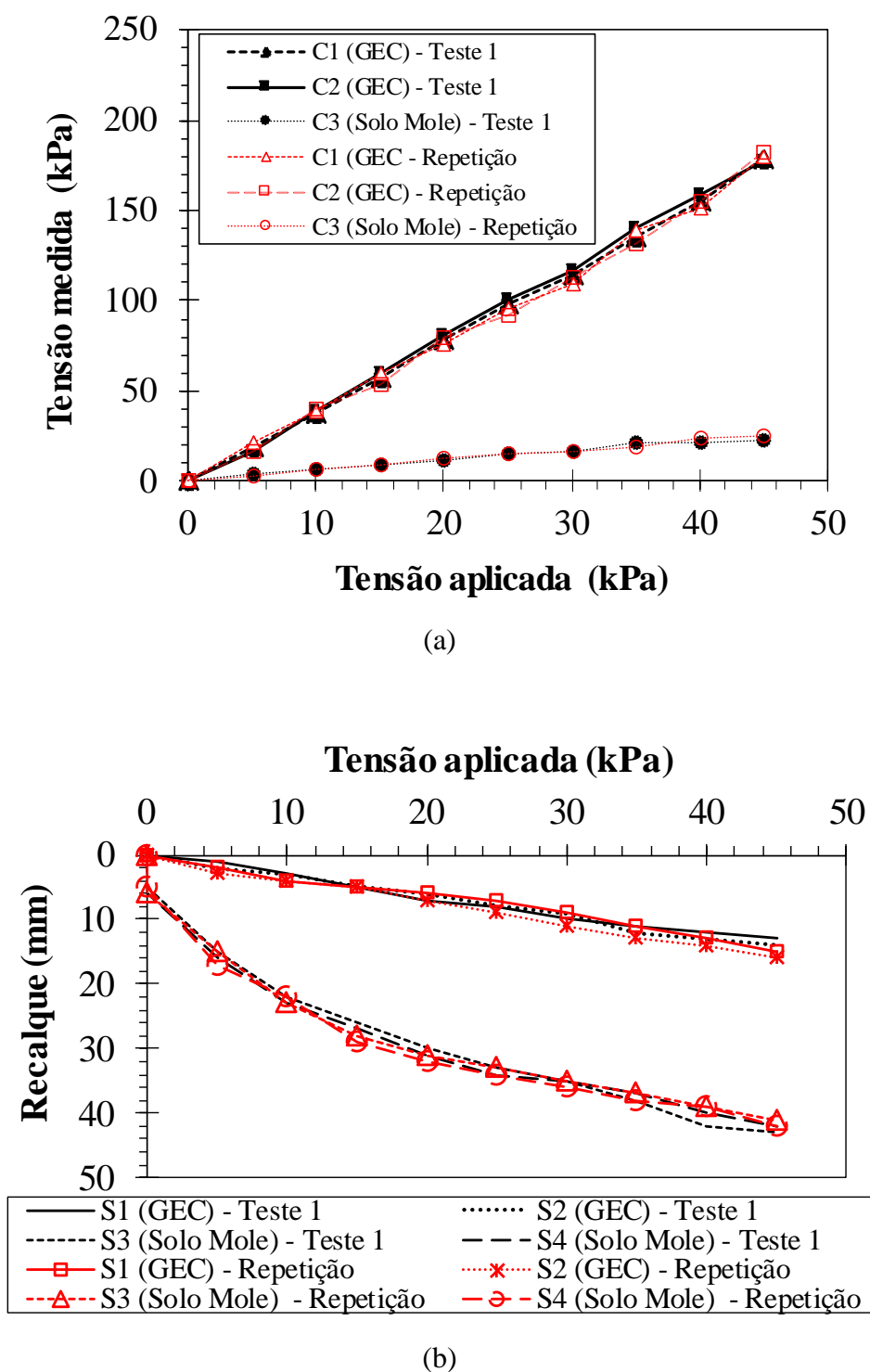


Figura 4.1. Repetibilidade do ensaio: (a) Tensão aplicada versus Tensão Medida e (b) Tensão aplicada versus Recalque.

Com os valores de tensão da última sobrecarga aplicada, foi possível calcular diferentes coeficientes do sistema como  $a_E$  (Equação 2.2),  $n$  (Equação 2.3),  $E$  (Equação 2.4),  $1/a_E$ ,  $\sigma_{v(col)}/\sigma_o$  e  $\sigma_{v(solo)}/\sigma_o$  para os ensaios e os resultados são apresentados na Tabela 4.1. Os fatores geométricos  $a_E$  and  $1/a_E$  estão de acordo com a literatura, que apresenta variações entre 0,1 e 0,4, resultando em valores de  $1/a_E$  entre 2,5 to 10 (Ambily & Gandhi, 2007; Ali et al., 2012; Dash & Bora, 2013b; Ghazavi & Nazari, 2013; Almeida et al., 2014; Chen et al., 2022; Gu et al., 2023; Wang et al., 2023). Por sua vez, ao analisarem-se os valores de  $n$  ( $\sigma_{v(col)}/\sigma_{v(Solo)}$ ) para os ensaios repetidos, encontrou-se uma variação de 6%. Por fim, a eficácia do sistema ( $E$ ) variou em 2%,  $\sigma_{v(col)}/\sigma_o$  variou em 3%, e  $\sigma_{v(solo)}/\sigma_o$  variou em 6%. Essas variações são consideradas aceitáveis, validando a acurácia do experimento e da instrumentação.

Tabela 4.1. Coeficientes geométricos e de melhoria dos ensaios de repetição.

Ensaio	Coeficientes					
	$a_E$	$1/a_E$	$n$	$E$	$\sigma_{v(col)}/\sigma_o$	$\sigma_{v(solo)}/\sigma_o$
3,0D – 45kPa	0,14	7,39	7,76	0,532	3,97	0,51
3,0D - 45 kPa / repetição			7,32	0,541	4,06	0,55

Para avaliar os resultados obtidos, os valores previstos de sobrecarga no sistema foram estimados conforme a Equação 2.6 Raithel & Kempfert (2002), utilizando-se valores medidos no topo da GEC central e na argila mole. O método baseia-se em um modelo de célula unitária para colunas encamisadas com geossintéticos (GECs) e avalia o equilíbrio de tensões no sistema coluna–solo–geossintético. As comparações entre os valores previstos e aplicados de sobrecarga e diferentes espaçamentos são apresentadas na Figura 4.2, sendo observada uma diferença máxima de aproximadamente 13%, valor considerado aceitável dentro das tolerâncias usuais de engenharia para aplicações geotécnicas (American Society for Quality Control, 2010). O resultado indica que tanto a distribuição da sobrecarga quanto o sistema de instrumentação estão em conformidade com o comportamento teoricamente esperado.

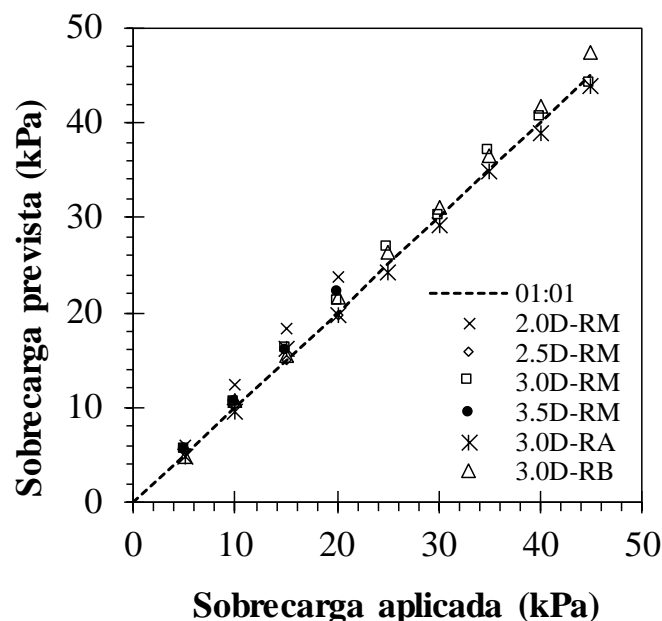
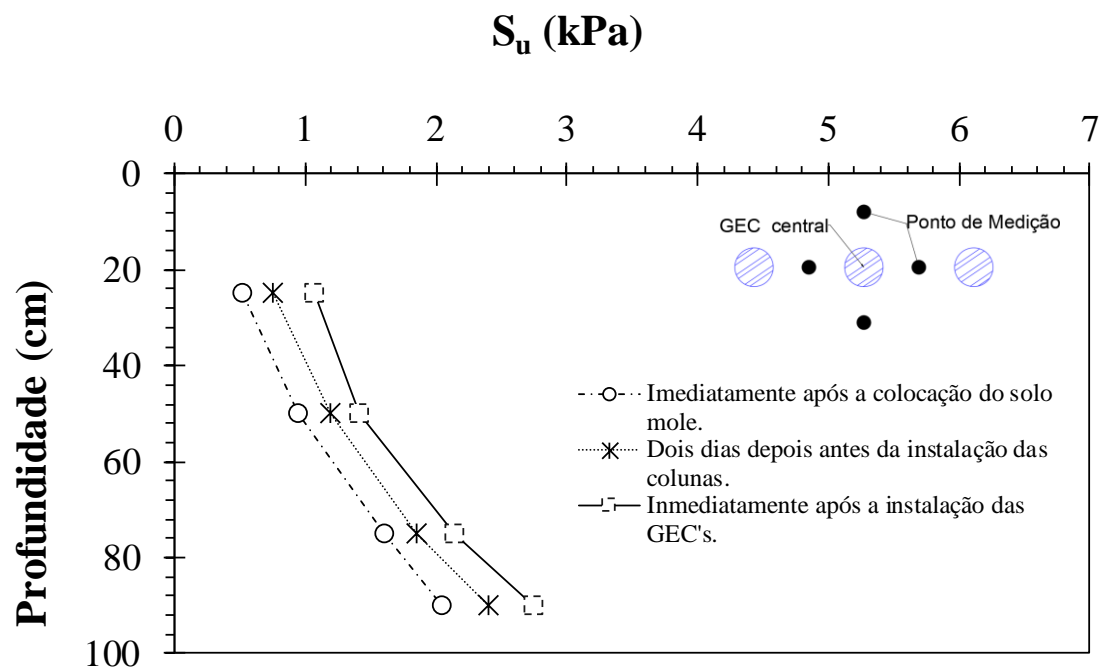


Figura 4.2. Comparação entre a sobrecarga prevista e a sobrecarga aplicada com base em Raithel & Kempfert (2002).

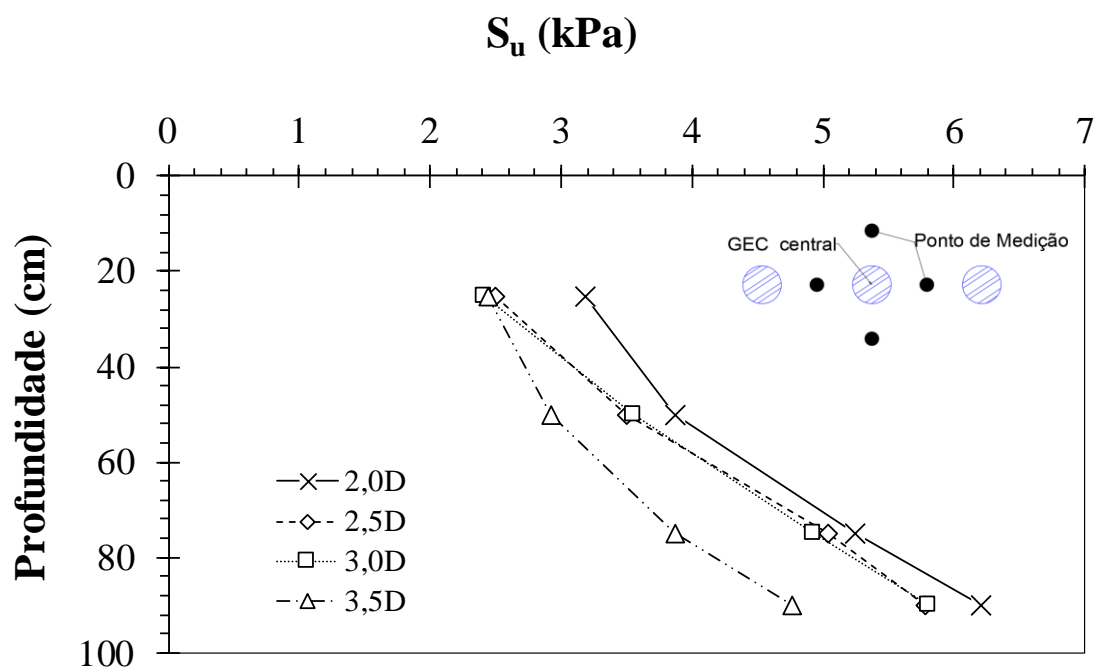
#### 4.2. Resistência ao cisalhamento não-drenado de solos moles

Visando medir a variação da resistência não drenada com a instalação das GECs com diferentes espaçamentos, foram realizados ensaios de palheta Vane Test no solo mole a diferentes distâncias da coluna central. Os ensaios foram realizados a uma distância radial de 200 mm, para profundidades de 250, 500, 750 e 900 mm. No total, foram executadas 64 medições, que contemplaram diferentes espaçamentos entre colunas. A medição do valor de  $S_u$  foi realizada empregando a metodologia proposta na norma ASTM D4648/D4648M (ASTM, 2016) e os valores obtidos foram corrigidos utilizando o procedimento sugerido por Bjerrum (1972).

A Figura 4.3 apresenta a variação da resistência media não drenada com a profundidade, considerando diferentes espaçamentos entre colunas e distintas etapas do experimento. A primeira medição foi realizada imediatamente após a colocação do solo mole na caixa de ensaio, enquanto a segunda foi realizada dois dias depois, permitindo uma avaliação da homogeneidade do material.



(a)



(b)

Figura 4.3. Variação da resistência ao cisalhamento não drenado para diferentes estágios: (a) Imediatamente após a colocação do solo mole, dois dias depois antes da instalação das colunas e após a instalação das colunas e (b) Após a aplicação de carga para espaçamentos de 2,0D, 2,5D, 3,0D e 3,5D.

Na condição recém-instalada, o solo mole apresentou baixos valores de resistência não drenada ( $S_u$ ), variando de 0,5 kPa (no topo) a 2,0 kPa (na base). Após dois dias, verificou-se um aumento



desses valores para 0,8 kPa no topo e 2,4 kPa na base, o que corresponde a um incremento de aproximadamente 20% a 60%, em relação aos valores iniciais. Esse aumento é compatível com o adensamento por peso próprio, decorrente da dissipação parcial das poropressões excedentes geradas na deposição do solo na caixa. O sistema permaneceu coberto com filme plástico, sem variações significativas do nível d'água, de modo que não houve ganho por secagem.

Após a medição do segundo estágio (após auto adensamento), as colunas granulares encamisadas foram instaladas dentro do solo mole. Imediatamente após a instalação das colunas, foi realizada uma terceira medição de resistência ao cisalhamento não drenado. Posteriormente, foi construído o aterro de sobrecarga e montado o dispositivo de aplicação de tensões sobre as colunas granulares; a partir daí, aplicaram-se estágios sucessivos de carregamento. As colunas permaneceram sob carregamento por aproximadamente 13 dias, tempo necessário para a dissipação das poropressões. Após esse intervalo, o sistema de aplicação de carregamento e o aterro foram removidos, e uma quarta medição de resistência ao cisalhamento não drenado foi efetuada para avaliar a influência do processo de aplicação de carregamento e dissipação de poropressões nas propriedades do solo mole.

A análise dos dados sugere homogeneidade do solo durante as três primeiras medições, uma vez que o desvio padrão entre os resultados não é significativo (máximo de 0,30 kPa), e foi observado um aumento contínuo na resistência ao cisalhamento ( $S_u$ ) com a profundidade. Além disso, a instalação das colunas encamisadas (GECs) resultou em um aumento nos valores de  $S_u$ , atribuído à capacidade de drenagem imediata das colunas. De forma geral, para todos os valores de espaçamento entre colunas considerados, foi observado um aumento na resistência não drenada após a instalação e o carregamento das colunas.

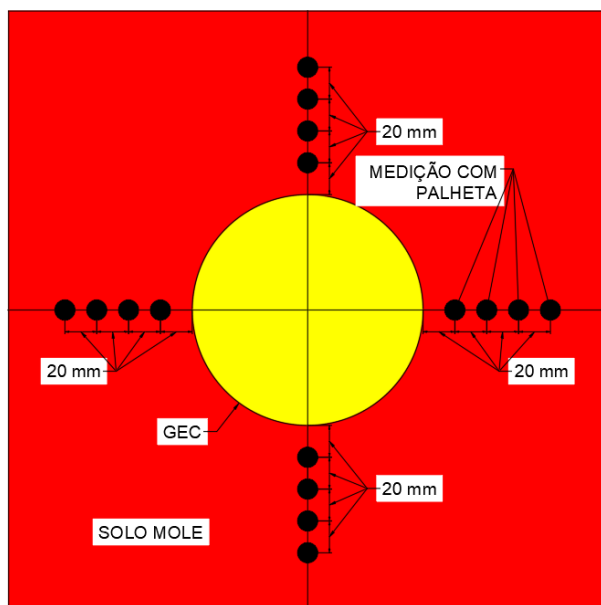
Após a instalação das colunas GEC, verificou-se incremento de  $S_u$  para 1,3 kPa no topo e 2,9 kPa no fundo, atribuído principalmente ao adensamento induzido pela sobrecarga e pelo peso próprio do sistema, com contribuição secundária do confinamento e da drenagem radial promovidos pelas colunas.

Com a aplicação da sobrecarga, os valores de  $S_u$  aumentaram significativamente devido à dissipação das poropressões causadas pela instalação das colunas, conforme será discutido posteriormente. Os resultados obtidos indicam que os maiores valores de  $S_u$  foram registrados nos ensaios com o maior número de colunas instaladas (espaçamento de 2,0D), com um valor

médio de 3,17 kPa na medição mais superficial e 6,19 kPa na medição mais profunda. Em contrapartida, os menores valores foram observados nos ensaios com o menor número de colunas instaladas (3,5D), com valores médios de 2,43 kPa na medição mais superficial e 4,76 kPa na medição mais profunda. Além disso, verificou-se que os valores de  $S_u$  medidos nos ensaios com espaçamentos de 2,5D e 3,0D são próximos, apresentando diferenças que não ultrapassam 10%. Assim, observa-se que o espaçamento entre as colunas mostrou-se um fator decisivo para otimizar os ganhos nos valores de  $S_u$ .

Os ensaios realizados mostraram que a resistência ao cisalhamento não drenado ( $S_u$ ) do solo mole aumentou progressivamente ao longo do tempo após sua mistura inicial, principalmente devido à função de drenagem imediata gerada pela instalação das colunas GEC. A instalação das colunas resultou em ganhos significativos de resistência, atribuídos ao confinamento lateral e à capacidade de dissipação de poropressões, aumentando os valores registrados de resistência não drenada em cada etapa de medição. Após a aplicação da sobrecarga, o valor de  $S_u$  aumentou de forma ainda mais pronunciada, atribuível ao adensamento induzido pelo carregamento e à consequente dissipação de poropressões. Esse resultado reforça a eficácia das GECs como técnica de melhoria em solos moles.

Após 13 dias de aplicação de sobrecarga, o sistema de carregamento e o aterro de transmissão de tensões foram removidos para avaliar a zona de influência da coluna central em cada ensaio com espaçamentos variados. Ensaio de palheta foram novamente realizados para determinar o diâmetro real dessa zona de influência, conforme mostrado na Figura 4.4. Os ensaios com palheta demonstraram que, dependendo da configuração geométrica, a distância de influência da coluna GEC variou entre 1,4 e 1,7 vezes o diâmetro da própria coluna GEC. Isso é consistente com os limites típicos estabelecidos pela abordagem para colunas granulares encamisadas (Raithel & Kempfert, 2000). Ellouze et al. (2010) relataram que a área de influência da coluna corresponde a 22% a mais do que a área da própria coluna. É possível que, uma vez aliviadas as tensões, essas áreas medidas possam apresentar variações ou modificações em sua geometria.

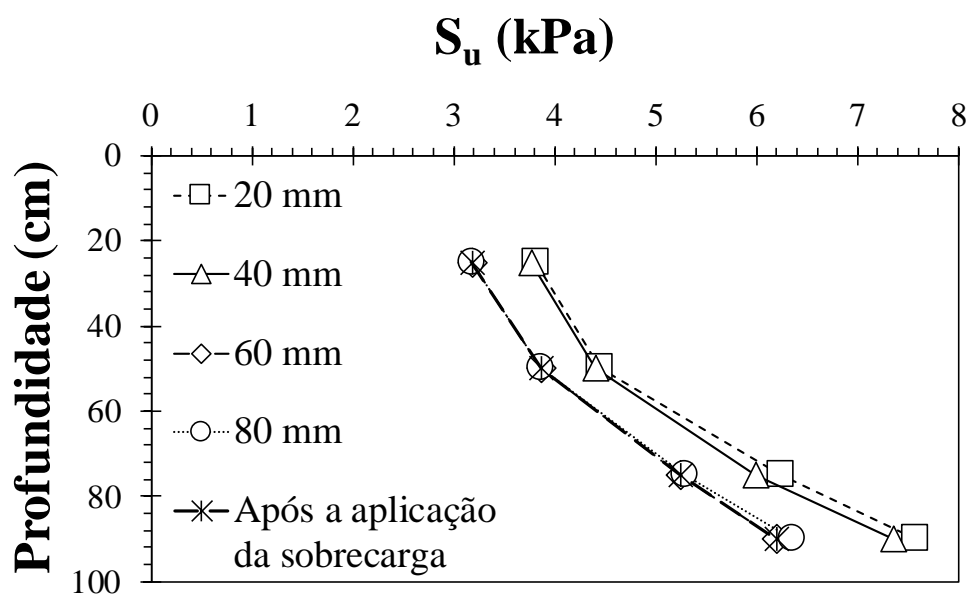


(a)

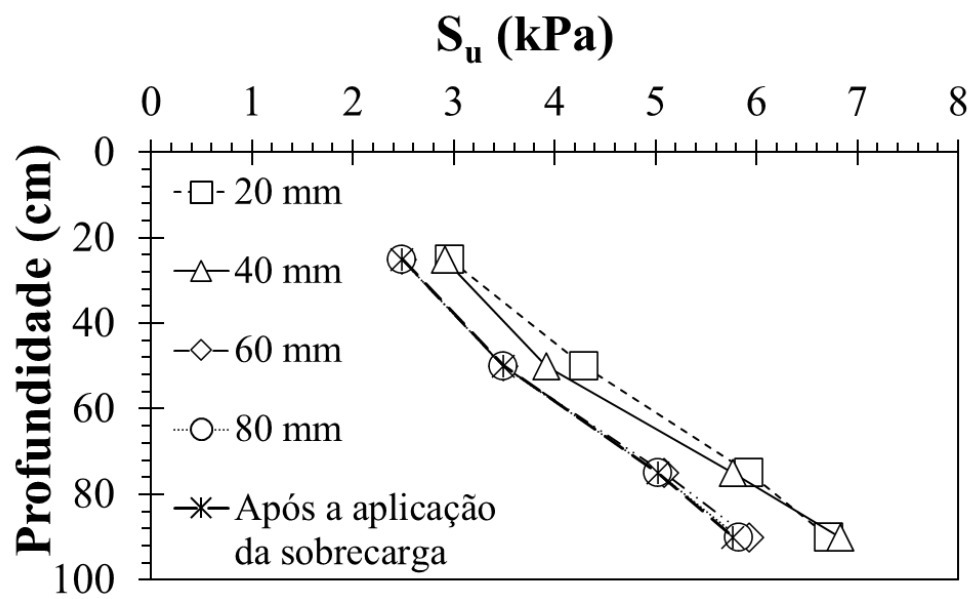


(b)

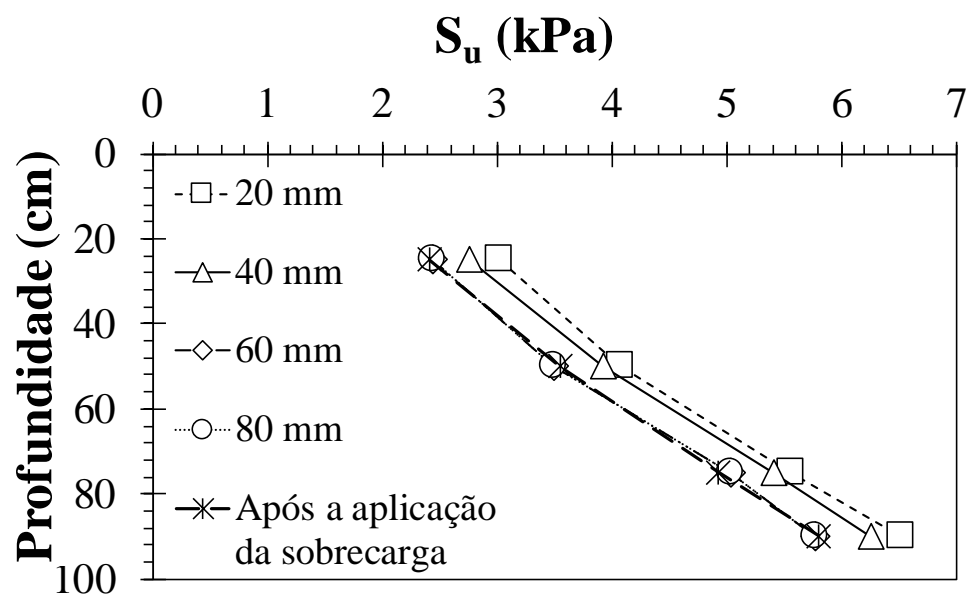
Figura 4.4. (a) Localizações dos ensaios com palheta ao redor da coluna central. (b) Registro fotográfico do ensaio de cisalhamento com palheta.



(a)



(b)



(c)

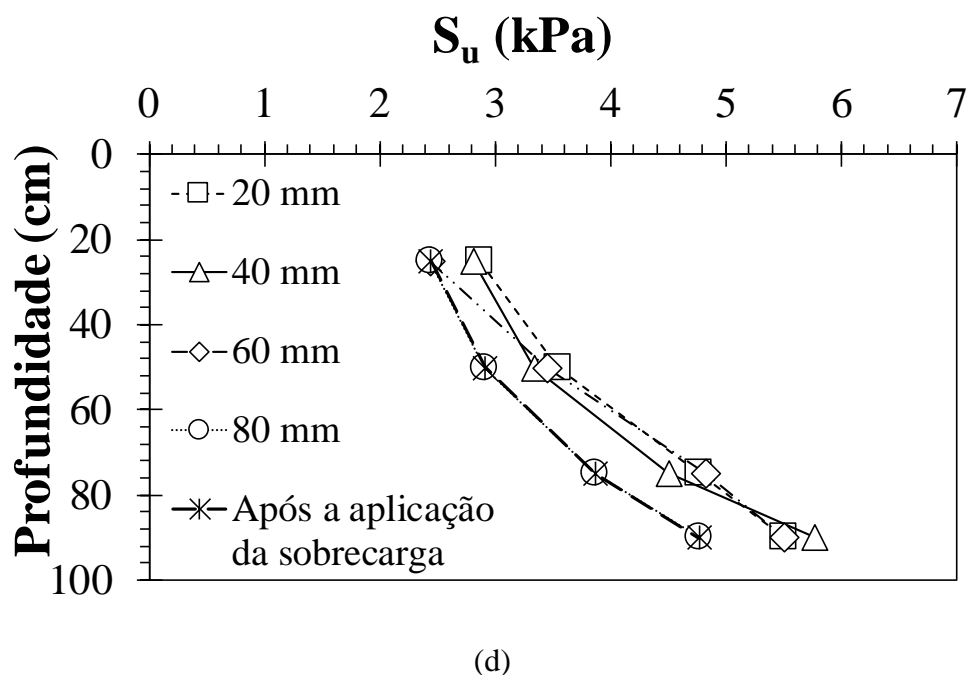


Figura 4.5. Resultados dos ensaios de cisalhamento com palheta ao redor da coluna central em diferentes espaçamentos entre colunas: (a) 2,0D; (b) 2,5D; (c) 3,0D; (d) 3,5D após treze dias de carregamento.

#### 4.3. Análise dos excessos de poropressão

Nesta seção, analisa-se o comportamento do excesso de poropressão registrado por quatro transdutores, denominados P1, P2, P3 e P4, instalados em diferentes profundidades adjacentes à GEC central. Esses instrumentos monitoraram as variações do excesso de poropressão tanto durante a instalação das colunas quanto durante a aplicação da sobrecarga nos diferentes ensaios realizados.

Os ensaios foram conduzidos em duas condições distintas: (i) variação do espaçamento entre colunas (2,0D, 2,5D, 3,0D e 3,5D), com módulo de rigidez da camisa de reforço mantido constante; e (ii) variação do módulo de rigidez da camisa de reforço, mantendo-se o espaçamento entre colunas fixo em 3,0D. Em ambos os casos, os transdutores permitiram o registro contínuo do excesso de poropressão nas fases de instalação e carregamento. Os ensaios com variação do espaçamento entre colunas foram submetidos a uma carga máxima de 20 kPa, enquanto os ensaios com variação da rigidez da camisa de reforço foram conduzidos com uma sobrecarga máxima de 45 kPa. Os resultados obtidos possibilitam avaliar comparativamente os efeitos da geometria de arranjo das colunas e da rigidez do geotêxtil de encapsulamento sobre o comportamento hidráulico do sistema.

#### **4.3.1. Registro dos excessos de poropressão nos ensaios de variação de espaçamento entre colunas com o mesmo tipo de geotêxtil de reforço (RM – rigidez media)**

As variações de excesso de poropressão durante a instalação das colunas para os diferentes e a aplicação da sobrecarga máxima de 20 kPa para os diferentes espaçamentos analisados (2,0D, 2,5D, 3,0D e 3,5D) são avaliadas neste item. Importante salientar que cada transdutor registrou um valor inicial de excesso de poropressão diferente de zero no início do processo de instalação, atribuído à instalação prévia das colunas adjacentes ao redor da coluna central instrumentada.

##### **4.3.1.1. Durante a instalação das colunas**

A Figura 4.6 apresenta o comportamento dos excessos de poropressão durante a instalação da última coluna em cada configuração de espaçamento, correspondendo à coluna central dentro da caixa de ensaio. É importante destacar que o espaçamento entre colunas determina o número total de colunas instaladas: 23 colunas na configuração 2,0D, 17 colunas na configuração 2,5D, 11 colunas na configuração 3,0D e 7 colunas na configuração 3,5D. Esse excesso de poropressão inicial aumentou com a redução do espaçamento entre colunas, resultando em maior acúmulo de excesso de poropressão inicial devido à influência das colunas vizinhas. O período de medição foi de aproximadamente uma hora, antecedendo a instalação do sistema de aplicação de carga.

Os maiores valores de poropressão foram registrados por todos os transdutores imediatamente após a instalação da última coluna, seguidos de uma diminuição em alguns casos, atribuída à capacidade de drenagem das colunas. O transdutor P1, localizado na parte mais superficial, registrou consistentemente os menores valores de poropressão, enquanto o P4, posicionado na maior profundidade, apresentou os maiores valores. Salienta-se que o tempo total de cravação das colunas foi de aproximadamente uma hora. As variações de poropressão registradas por P1 e P2 (próximos à superfície) foram pequenas, com valores inferiores a 1 kPa. Em contraste, os valores de P3 variaram entre 1,29 kPa e 1,84 kPa, enquanto os de P4 oscilaram entre 1,53 kPa e 2,33 kPa. Esses resultados indicam que colunas com espaçamento menor induzem um aumento mais significativo da poropressão durante o processo de cravação, devido à maior perturbação do solo, apesar do maior número de colunas drenantes presentes. Além disso, os dados revelam que a poropressão tende a aumentar com a profundidade, especialmente nos

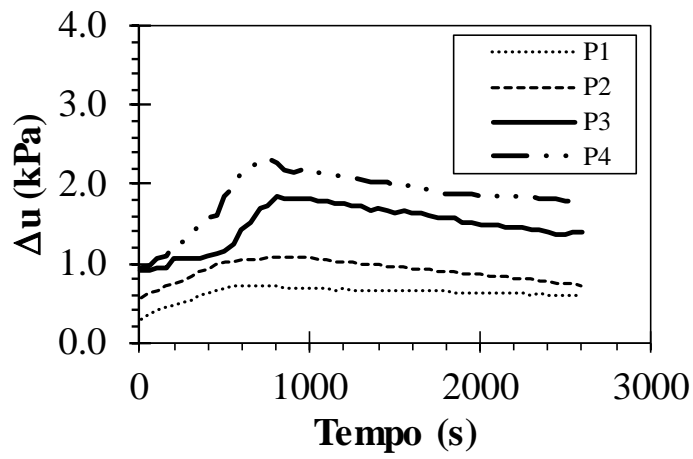
transdutores P3 e P4, provavelmente em função do maior confinamento das camadas mais profundas do solo, o que resulta em menores índices de vazios.

Os valores de excesso de poropressão inicial antes da instalação da última coluna cravada no centro da caixa ( $\Delta u_0$ ), o valor máximo registrado durante o processo de cravação ( $\Delta u_{\max}$ ), o valor de excesso de poropressão imediatamente antes do carregamento ( $\Delta u_{AC}$ ) e a taxa de dissipação de excessos de poropressão é denotada como  $TDEP_{\text{medio}}$ , foram registrados e apresentados na Tabela 4.2. O valor de  $\Delta u_{AC}$  foi medido cerca de 45 minutos após a instalação da última coluna, garantindo tempo suficiente para a configuração do sistema de aplicação de tensões.

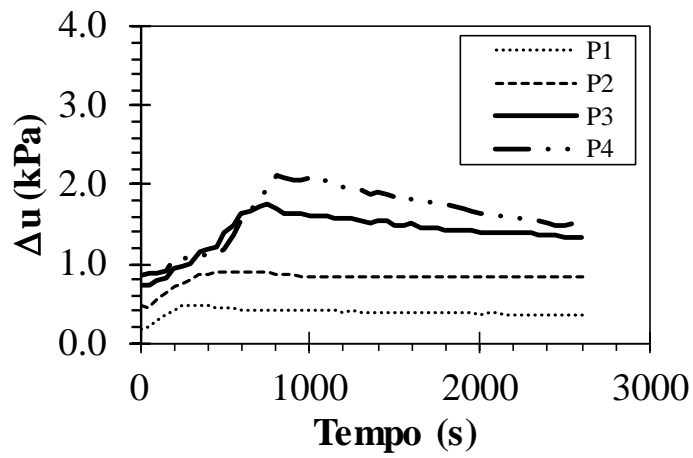
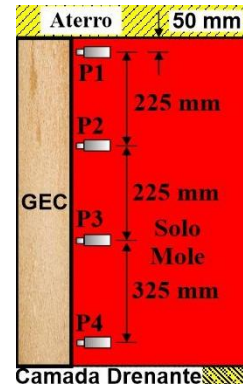
Por outro lado, a taxa de dissipação de excesso de poropressão (TDEP) foi diretamente proporcional ao número de colunas instaladas. O ensaio com menor espaçamento (2,0D) apresentou uma taxa de dissipação de 0,495 kPa/h, cinco vezes maior do que no ensaio com maior espaçamento (3,5D), cuja taxa foi de 0,099 kPa/h. Apesar de alguma variação entre os diferentes espaçamentos, o aumento do excesso de poropressão devido à instalação das colunas foi relativamente pequeno, com todos os valores permanecendo abaixo ou próximos de 2,3 kPa, sendo assim considerados não significativos em termos práticos.

Considerando a escala do modelo físico de 1:7, o valor correspondente no protótipo do excesso de poropressão é de aproximadamente 16,1 kPa. Como tanto a sobrecarga quanto o excesso de poropressão escalam da mesma forma ( $\lambda\sigma = 1/7$ ), a sobrecarga aplicada no protótipo seria equivalente a 140 kPa. Assim, o excesso de poropressão escalada representa cerca de 11,5% da carga aplicada, indicando que, no ponto de leitura, a maior parcela do incremento de tensão se manifesta como tensão efetiva.

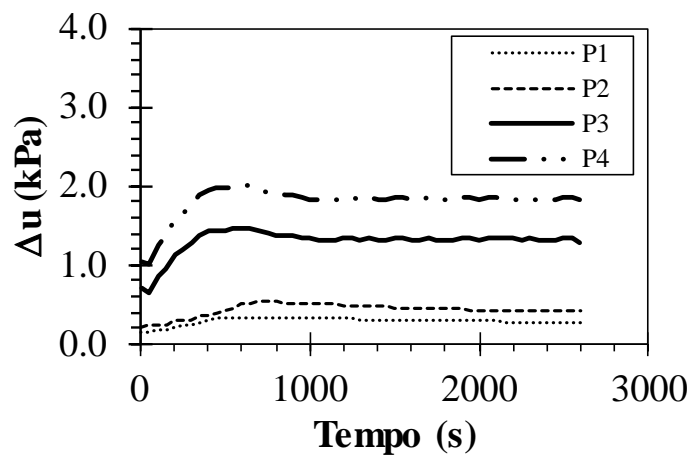
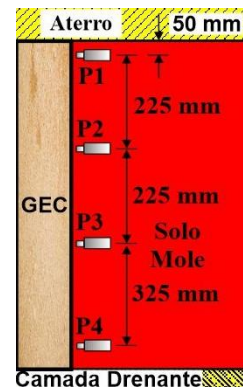
Com base nas leituras, após a instalação das colunas e antes da aplicação da sobrecarga, o excesso de poropressão no transdutor mais superficial (P1) diminuiu em 41%, 55% e 62% no ensaio com espaçamento entre colunas de 2.0D comparado aos ensaios com espaçamentos de 2.5D, 3.0D e 3.5D, respectivamente. No transdutor mais profundo (P4), as reduções foram de 11%, 18% e 39%, respectivamente.



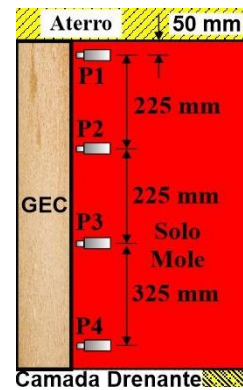
(a)



(b)



(c)





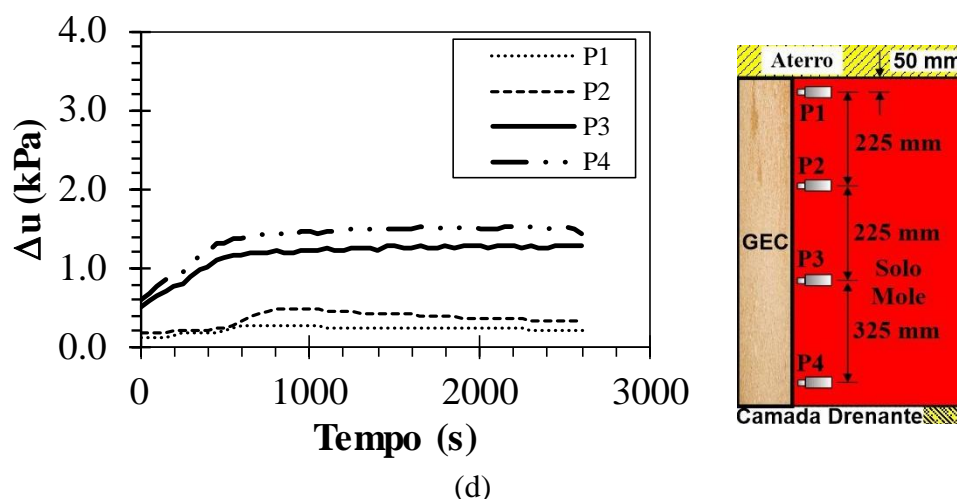


Figura 4.6. Variação do excesso de poropressão ao longo do tempo para diferentes espaçamentos entre colunas durante o processo de instalação: (a) 2,0D, (b) 2,5D, (c) 3,0D e (d) 3,5D.

Tabela 4.2. Valores de excesso de poropressão registrados pelos transdutores em diferentes espaçamentos entre colunas durante a etapa de cravação para os ensaios com o mesmo tipo de geotêxtil de reforço (RM – rigidez media) e variação de espaçamento.

Espaçamento	Transdutor	$\Delta u_o$ (kPa)	$\Delta u_{max}$ (kPa)	$\Delta u_{AC}$ (kPa)	$\Delta u_{AC} / \Delta u_{max}$ x 100 (%)	TDEP (kPa/h)	TDEP <sub>medio</sub> (kPa/h)
2,0D	P1	0,29	0,72	0,59	17,86	0,171	0,495
	P2	0,56	1,07	0,73	32,44	0,465	
	P3	0,91	1,84	1,38	24,90	0,612	
	P4	0,95	2,33	1,78	23,57	0,732	
2,5D	P1	0,17	0,48	0,34	28,50	0,182	0,412
	P2	0,47	0,91	0,83	8,07	0,097	
	P3	0,71	1,75	1,34	23,59	0,551	
	P4	0,85	2,11	1,50	29,04	0,817	
3,0D	P1	0,13	0,34	0,26	22,49	0,102	0,189
	P2	0,22	0,54	0,41	24,10	0,172	
	P3	0,69	1,47	1,28	13,07	0,256	
	P4	1,05	2,01	1,84	8,37	0,224	
3,5D	P1	0,11	0,27	0,22	19,02	0,068	0,099
	P2	0,17	0,49	0,33	32,50	0,211	
	P3	0,49	1,29	1,28	0,55	0,009	
	P4	0,58	1,53	1,45	5,25	0,107	

Onde:  $\Delta u_o$ : Excesso de poropressão inicial antes da instalação da coluna central;  $\Delta u_{máx}$ : excesso de poropressão máxima devido ao processo de instalação da coluna central;  $\Delta u_{AC}$ : Excesso de poropressão antes da etapa de carregamento; TDEP: Taxa de dissipação de excessos de

poropressão antes da etapa de aplicação da sobrecarga;  $TDEP_{\text{medio}}$ : Taxa média de dissipação de excessos de poropressão antes da etapa de carregamento

#### 4.3.1.2. Durante a aplicação de sobrecarga

Nesta fase dos experimentos, imediatamente após a instalação do sistema de reação (antes da aplicação da sobrecarga), foi observado um valor inicial de excesso de poropressão, o qual variou em função do espaçamento entre as colunas. Esses valores iniciais de excesso de poropressão correspondem aos valores apresentados como " Excesso de poropressão antes da etapa de carregamento" ( $\Delta u_{AC}$ ), conforme ilustrado na Tabela 4.2. Por sua vez, os valores de excesso de poropressão registrados por cada transdutor para cada espaçamento devido à sobrecarga estão apresentados na Tabela 4.3. À medida que o número de colunas introduzidas no sistema aumenta, os excessos de poropressão registrados pelos transdutores também aumentam antes do início da aplicação da sobrecarga. No entanto, as variações nos valores iniciais de excesso de poropressão não são consideradas significativas, dado que os diferentes espaçamentos entre colunas apresentam um desvio padrão de aproximadamente 0,081 kPa (P1), 0,189 kPa (P2), 0,172 kPa (P3) e 0,202 kPa (P4).

Tabela 4.3. Valores iniciais e máximos de excesso de poropressão, variações e taxas de dissipação durante a aplicação da sobrecarga para os ensaios com o mesmo tipo de geotêxtil de reforço (RM – rigidez média) e variação de espaçamento.

Espaçamento	Transdutor	$\Delta u_o$ (kPa)	$\Delta u_{\text{max}}$ (kPa)	$\Delta u_{\text{max}} / \sigma_v \times 100$ (%)	$\Delta u_{\text{dissp.}}$ (kPa)	$\Delta u_{\text{dissp.}} / u_{\text{max}} \times 100$ (%)	TDEP (kPa/h)	TDEP <sub>medio</sub> (kPa/h)
2,0D	P1	0,59	3,67	18,35	3,53	96,13	0,023	0,022
	P2	0,73	3,73	18,63	3,46	92,95	0,023	
	P3	1,38	4,13	20,64	3,75	90,94	0,021	
	P4	1,78	4,41	22,05	4,06	92,09	0,022	
2,5D	P1	0,34	4,47	22,33	4,29	96,14	0,021	0,019
	P2	0,83	4,60	23,01	4,28	92,94	0,017	
	P3	1,34	5,58	27,91	5,08	91,01	0,019	
	P4	1,50	6,04	30,22	5,57	92,19	0,019	
3,0D	P1	0,26	4,94	24,70	4,46	90,34	0,017	0,018
	P2	0,41	5,28	26,39	4,75	89,97	0,018	
	P3	1,28	5,92	29,61	5,26	88,79	0,019	
	P4	1,84	6,18	30,89	5,39	87,29	0,019	
3,5D	P1	0,22	7,36	36,82	3,23	43,88	0,014	0,015
	P2	0,33	7,81	39,05	3,85	49,36	0,013	
	P3	1,28	10,15	50,77	5,69	56,04	0,015	

Espaçamento	Transdutor	$\Delta u_o$ (kPa)	$\Delta u_{max}$ (kPa)	$\Delta u_{max} / \sigma_v \times 100$ (%)	$\Delta u_{dissp.}$ (kPa)	$\Delta u_{dissip} / u_{max}$ $\times 100$ (%)	TDEP (kPa/h)	TDEP <sub>medio</sub> (kPa/h)
	P4	1,45	10,15	50,76	5.13	50.57	0.017	

Onde:  $\Delta u_o$ : Excesso de poropressão inicial antes da instalação aplicação da sobrecarga;  $\Delta u_{máx.}$ : Excesso de poropressão máximo devido à aplicação da sobrecarga;  $\Delta u_{dissp.}$ : Excesso de poropressão dissipada durante a aplicação da sobrecarga; TDEP: Taxa de dissipação de excesso de poropressão; TDEP<sub>medio</sub>: Taxa média de dissipação durante a aplicação da sobrecarga.

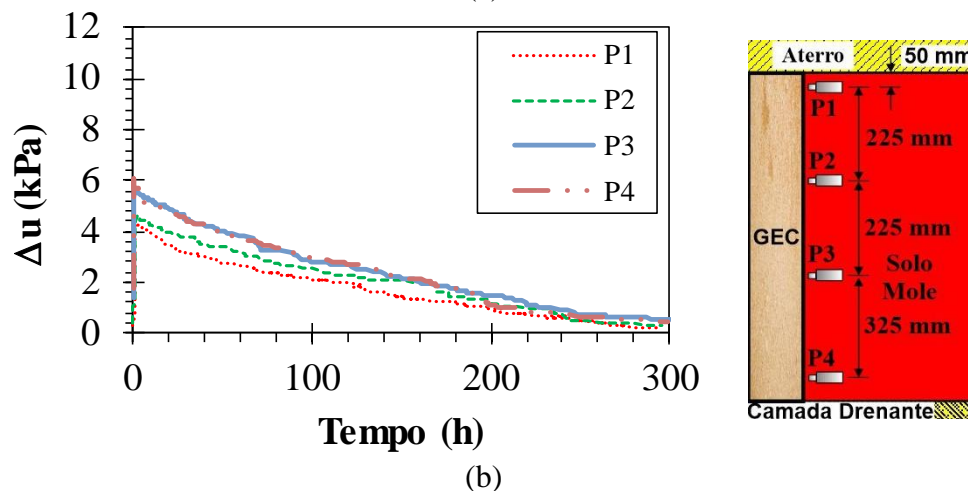
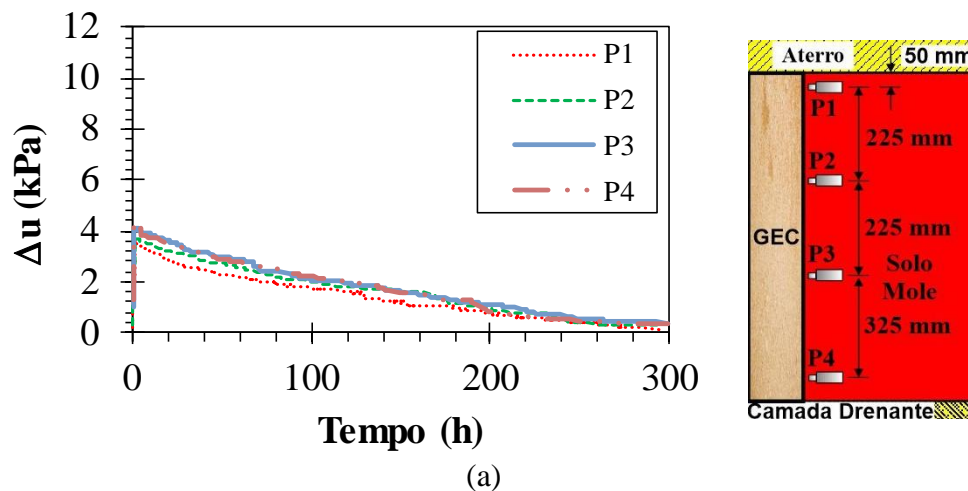
De acordo com as leituras realizadas, após a instalação das colunas e o início da aplicação da sobrecarga, o excesso de poropressão no ensaio com espaçamento de colunas de 2,0D apresentou aumentos de 18%, 36% e 63% no transdutor mais superficial (P1) e de 27%, 29% e 31% no transdutor mais profundo (P4), respectivamente, em comparação aos ensaios com espaçamentos de 2,5D, 3,0D e 3,5D entre colunas, respectivamente. Esses aumentos são significativos quando comparados aos valores registrados anteriormente, na etapa referente à cravação das colunas.

Foi ainda observado que o espaçamento das colunas impacta significativamente a dissipação dos excessos de poropressão, com maior variação nas configurações com maior número de colunas (menor espaçamento). Isso sugere que um maior número de colunas provoca uma dissipação mais eficiente dos excessos de poropressão durante a etapa de aplicação da sobrecarga. Além disso, os maiores valores de excesso de poropressão foram registrados no transdutor mais profundo (P4), indicando que, para a técnica de colunas utilizada, a geração de excessos de poropressões aumenta com a profundidade em todos os espaçamentos entre colunas com o carregamento, assim como ocorreu durante o processo de cravação.

A Figura 4.7 ilustra os resultados obtidos de excesso de poropressão em todos os pontos de medição no solo mole ao redor da coluna central do ensaio. De modo geral, a sobrecarga aplicada resultou em maiores valores máximos de excesso de poropressão à medida que o espaçamento aumentou, o que é coerente com a menor eficiência de drenagem devido à menor quantidade de colunas e maiores distâncias entre elas. Esse comportamento contrasta com a tendência observada durante o processo de cravação, em que menores espaçamentos geraram maiores excessos de poropressão devido à maior perturbação do solo.

A Figura 4.7a, referente ao espaçamento de 2,0D, mostra uma dissipação relativamente rápida e homogênea do excesso de poropressão próximo às colunas. A proximidade entre as colunas facilita o adensamento das áreas próximas às colunas granulares encamisadas (GECs), o que pode ser vantajoso para acelerar a estabilização do solo em aplicações práticas. As curvas indicaram resultados similares para os espaçamentos de 2,5D e 3,0D, conforme mostrado nas Figura 4.7b e Figura 4.7c, com leve aumento no excesso de poropressão devido à maior separação entre colunas e uma ligeira redução na dissipação de tal valor.

No caso do espaçamento de 3,5D (Figura 4.7d), observou-se que o excesso de poropressão atingiu um valor de 10,15 kPa na parte inferior da camada de solo e 7,36 kPa na sua parte superior. Esses valores correspondem a aproximadamente 50% e 35% da sobrecarga, respectivamente, demonstrando uma eficiência de drenagem muito baixa durante a aplicação de tensões para esse espaçamento. Durante os 13 dias de observação, não foi possível dissipar completamente o excesso de poropressão, permanecendo valores residuais próximos de 3 kPa, o que representa 15% da sobrecarga aplicada para esse espaçamento.



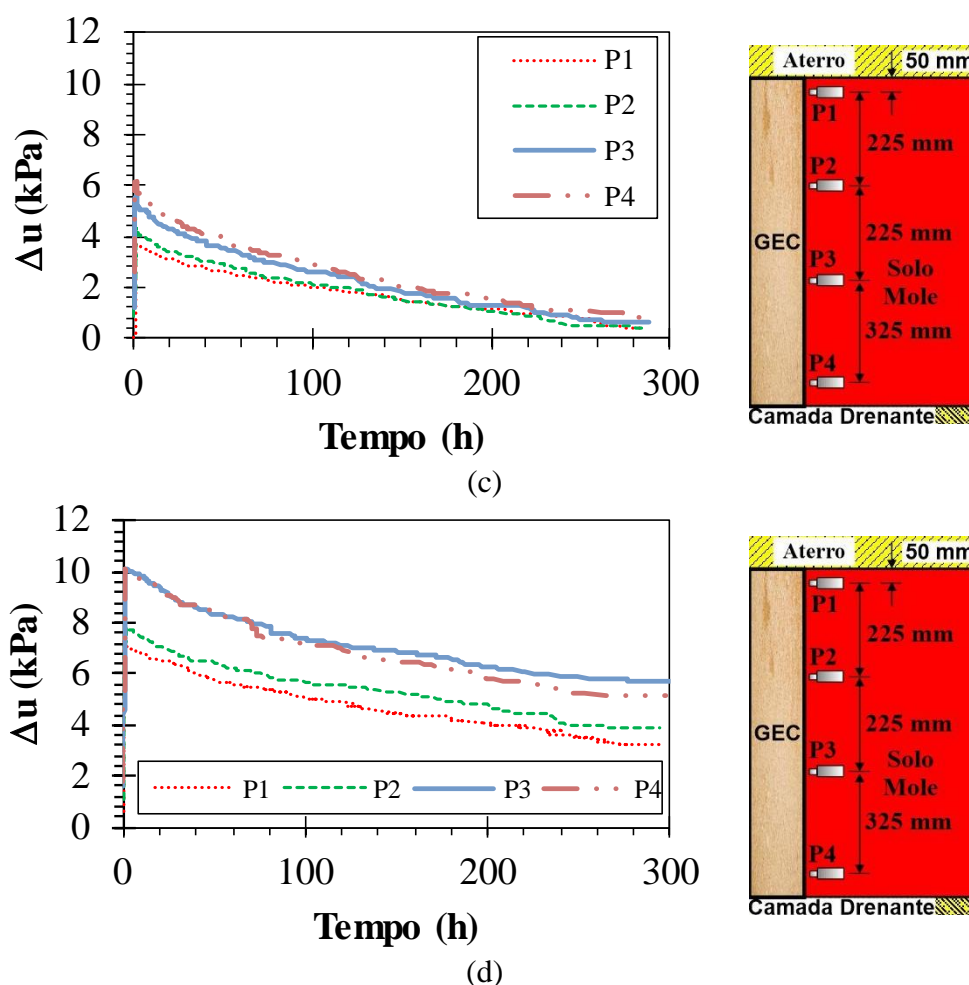


Figura 4.7. Variação do excesso de poropressão ao longo do tempo para diferentes espaçamentos entre colunas durante o processo de aplicação da sobrecarga (sobrecarga máxima de 20kPa): (a) 2D, (b) 2,5D, (c) 3,0D e (d) 3,5D.

Durante o processo de aplicação da sobrecarga, observou-se que os maiores valores de excesso de poropressão foram registrados pelo transdutor PM em todos os experimentos durante a aplicação da sobrecarga. Os resultados indicaram que os ensaios com espaçamentos de 2,0D, 2,5D e 3,0D apresentaram uma dissipação parcial desses excessos nas primeiras 48 horas, com progressão média de aproximadamente 35%.

Em contraste, o ensaio com espaçamento de 3,5D apresentou uma dissipação significativamente menor no mesmo intervalo de tempo, atingindo cerca de 18%.

Adicionalmente, observou-se que, para os ensaios com espaçamentos de 2,0D, 2,5D e 3,0D, os excessos de poropressão foram quase completamente dissipados (cerca de 90%) ao final de treze dias. Por outro lado, o espaçamento de 3,5D demonstrou uma eficiência de dissipação

consideravelmente inferior, atingindo apenas cerca de 50% de redução dos excessos de poropressão no mesmo período.

Conforme os resultados, as maiores taxas de dissipação do excesso de poropressão foram observadas nos transdutores posicionados mais próximos aos limites de drenagem (instrumentos P1 e P4), com valores variando entre 0,014 e 0,023 kPa/h. Esses resultados indicam que os valores registrados de poropressão estão diretamente relacionados à distância entre os pontos de medição e os limites de drenagem.

Além disso, os resultados mostraram que maiores espaçamentos entre colunas (3,5D) levaram a maiores aumentos na poropressão, com valores de 7,36 kPa e 10,15 kPa em P1 e P4, respectivamente. Por outro lado, menores espaçamentos entre colunas (2,0D) resultaram em aumentos menores na poropressão. Novamente, o espaçamento de 3,5D apresentou a menor taxa de dissipação, indicando uma drenagem menos eficiente

Observa-se que o espaçamento entre colunas influenciou significativamente a dissipação do excesso de poropressão durante a aplicação da sobrecarga, com maior dissipação em configurações com maior número de colunas (isto é, menores espaçamentos). Um maior número de colunas favorece a dissipação do excesso de poropressão após a aplicação da sobrecarga máxima.

#### **4.3.2. Registro dos excessos de poropressão nos ensaios de variação do geotêxtil de reforço e espaçamento entre colunas constante**

Esta seção apresenta a análise do comportamento do excesso de poropressão em ensaios realizados com colunas GEC com diferentes valores de rigidez tração — alta, média e baixa — mantendo-se constante o espaçamento entre colunas em 3,0D. Os ensaios foram conduzidos sob uma sobrecarga de 45 kPa, com o objetivo de avaliar a influência da rigidez da camisa de reforço na geração e dissipação do excesso de poropressão em solos moles. Observou-se que, no início da instalação da coluna central instrumentada, cada transdutor registrou um valor inicial distinto de excesso de poropressão, atribuído à influência da instalação prévia das colunas adjacentes. A seguir, é apresentada a análise detalhada da evolução do excesso de poropressão ao longo das diferentes etapas dos ensaios.

#### 4.3.2.1. Durante a instalação das colunas

Com base nos dados obtidos, observou-se que todos os transdutores registraram os maiores valores de excesso de poropressão imediatamente após a instalação da última coluna, seguidos por uma redução atribuída à capacidade de drenagem do sistema. Esse comportamento confirma a tendência previamente observada, em que o transdutor P1, posicionado mais próximo da superfície, apresentou os menores valores de excesso de poropressão, enquanto o P4, instalado na maior profundidade, registrou os picos mais elevados.

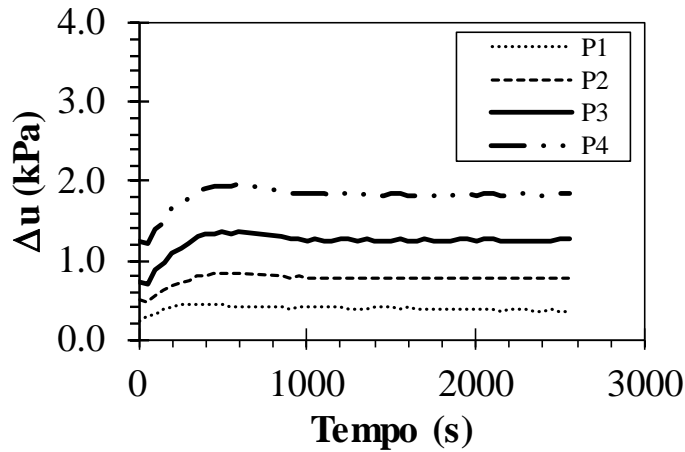
As variações de excesso de poropressão observadas nos transdutores superficiais (P1 e P2) foram discretas, permanecendo abaixo de 1 kPa. Já os transdutores instalados em profundidades intermediárias e maiores registraram valores entre 1,37 e 1,62 kPa (P3) e entre 1,73 e 2,01 kPa (P4). A comparação entre os diferentes ensaios indica que a rigidez da camisa de reforço teve baixa influência nos valores de poropressão gerados, com variações de até 15%, consideradas baixas para a escala dos experimentos.

Verificou-se também uma tendência de aumento da poropressão com a profundidade, especialmente nos sensores P3 e P4, comportamento compatível com o aumento das tensões efetivas em condições de saturação.

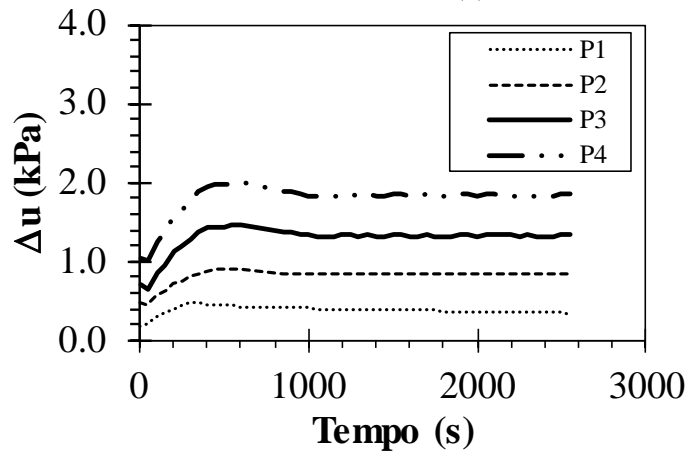
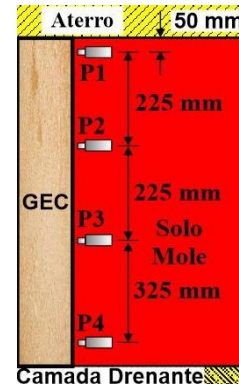
A Tabela 4.4 apresenta os valores de excesso de poropressão inicial ( $\Delta u_o$ ), o valor máximo registrado durante a cravação ( $\Delta u_{m\acute{a}x}$ ), e o valor imediatamente antes do início da aplicação da sobrecarga ( $\Delta u_{AC}$ ), além das taxas de dissipação de poropressão (TDEP) obtidas para cada transdutor de pressão e da média correspondente a cada ensaio ( $TDEP_{m\acute{e}dio}$ ). Ressalta-se que o valor de  $\Delta u_{AC}$  foi registrado cerca de 45 minutos após a instalação da última coluna, intervalo suficiente para a estabilização do sistema e a preparação para o carregamento.

Durante a instalação, não foram observadas diferenças significativas de excesso de poropressão associadas à rigidez do geotêxtil. De modo geral, a dissipação foi semelhante entre os ensaios, com variação inferior a 10% na taxa média, o que reforça a conclusão de que o tipo de camisa adotada não teve impacto relevante sobre o comportamento hidráulico do solo. Além disso, os valores de excesso de poropressão permanecem dentro de uma faixa reduzida ( $\leq 2$  kPa). Novamente, considerando a escala física do modelo de 1:7, o valor correspondente no protótipo para a pressão de poros excedente é de aproximadamente 14 kPa. Como tanto a sobrecarga

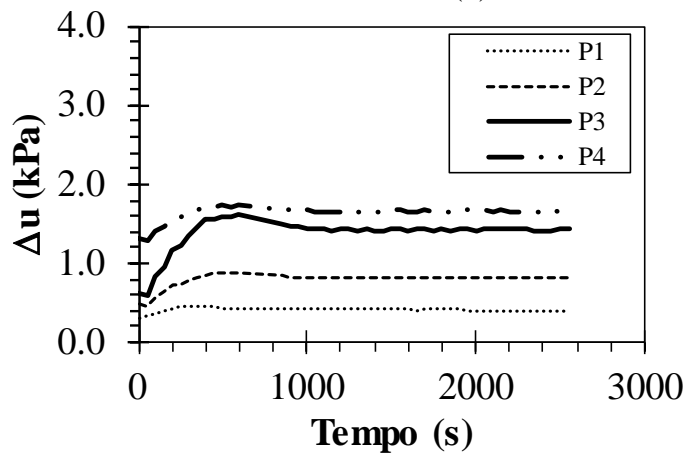
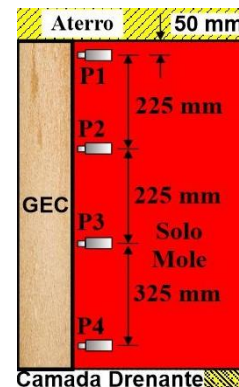
quanto a pressão de poros são escaladas de maneira similar ( $\lambda\sigma = 1/7$ ), a sobrecarga aplicada no protótipo seria equivalente a 315 kPa. Dessa forma, a pressão de poros excedente representa menos de 5% da carga aplicada, o que pode ser considerado moderado em termos práticos e, tecnicamente, irrelevante.



(a)



(b)



(c)

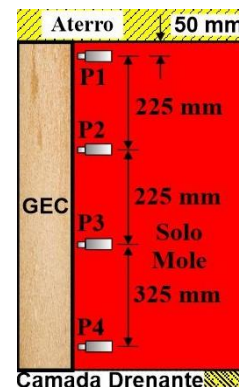




Figura 4.8. Variação do excesso de poropressão ao longo do tempo para diferentes camisas de reforço, com espaçamento constante (3,0D), durante o processo de instalação: (a) Resistência alta RA, (b) Resistência média RM e (c) Resistência baixa RB.

Tabela 4.4. Valores de excesso de poropressão registrados pelos transdutores em diferentes espaçamentos entre colunas durante a etapa de cravação para os ensaios com variação da camisa de reforço e espaçamento entre colunas constante.

Configuração	Transdutor	$\Delta u_o$ (kPa)	$\Delta u_{max}$ (kPa)	$\Delta u_{BL}$ (kPa)	$\Delta u_{BS} / \Delta u_{max}$ x 100 (%)	TDEP (kPa/h)	TDEP <sub>medio</sub> (kPa/h)
3,0D RA	P1	0,23	0,45	0,36	19,19%	0,114	0,173
	P2	0,49	0,84	0,78	6,74%	0,075	
	P3	0,74	1,37	1,14	16,93%	0,309	
	P4	1,24	1,97	1,83	7,38%	0,194	
3,0D RM	P1	0,13	0,34	0,26	22,49%	0,102	0,189
	P2	0,22	0,54	0,41	24,10%	0,172	
	P3	0,69	1,47	1,28	13,07%	0,256	
	P4	1,05	2,01	1,84	8,37%	0,224	
3,0D RB	P1	0,29	0,45	0,39	12,82%	0,077	0,189
	P2	0,49	0,88	0,82	6,79%	0,079	
	P3	0,63	1,62	1,23	24,10%	0,520	
	P4	1,33	1,73	1,67	3,53%	0,081	

Onde:  $\Delta u_o$ : Excesso de poropressão inicial antes da instalação da coluna central;  $\Delta u_{máx}$ : excesso de poropressão máxima devido ao processo de instalação da coluna central;  $\Delta u_{AC}$ : Excesso de poropressão antes da etapa de carregamento; TDEP: Taxa de dissipação de excessos de poropressão antes da etapa de aplicação da sobrecarga; TDEP<sub>medio</sub>: Taxa média de dissipação de excessos de poropressão antes da etapa de carregamento

#### 4.3.2.2. Durante a aplicação de sobrecarga

A Tabela 4.5 apresenta os registros obtidos pelos transdutores de pressão durante a aplicação da sobrecarga de 45 kPa nos ensaios com diferentes geotêxteis de reforço (RA, RM e RB), mantendo-se constante o espaçamento entre colunas (3,0D). Os valores iniciais de excesso de poropressão ( $\Delta u_o$ ) apresentaram pouca variação entre os ensaios, uma vez que o número de colunas instaladas foi o mesmo em todas as configurações. Os desvios padrão observados — 0,07 kPa (P1), 0,23 kPa (P2), 0,07 kPa (P3) e 0,10 kPa (P4) — foram considerados desprezíveis frente à escala dos experimentos.

Tabela 4.5. Valores iniciais e máximos de excesso de poropressão, variações e taxas de dissipação durante a aplicação da sobrecarga, considerando diferentes tipos de camisa de reforço e espaçamento constante entre colunas.

Configuração	Transdutor	$\Delta u_o$ (kPa)	$\Delta u_{max}$ (kPa)	$\Delta u_{max} / \sigma_v \times 100$ (%)	$\Delta u_{dissp.}$ (kPa)	$\Delta u_{dissp} / \Delta u_{max}$ $\times 100$ (%)	TDEP (kPa/h)	TDEP <sub>medio</sub> (kPa/h)
3,0D RA	P1	0,36	8,50	18,88	7,68	90,34	0,027	0,035
	P2	0,78	9,85	21,89	8,86	89,97	0,031	
	P3	1,14	12,69	28,20	11,27	88,79	0,039	
	P4	1,83	13,90	30,89	12,13	87,29	0,042	
3,0D RM	P1	0,26	11,32	25,16	10,80	95,37	0,037	0,037
	P2	0,41	9,09	20,21	8,36	91,88	0,030	
	P3	1,28	13,07	29,05	11,81	90,33	0,039	
	P4	1,84	14,06	31,24	12,63	89,86	0,043	
3,0D RB	P1	0,39	10,36	23,02	9,72	93,85	0,033	0,038
	P2	0,82	9,63	21,40	9,15	95,05	0,031	
	P3	1,23	14,22	31,60	13,05	91,76	0,044	
	P4	1,67	14,96	33,24	13,79	92,22	0,046	

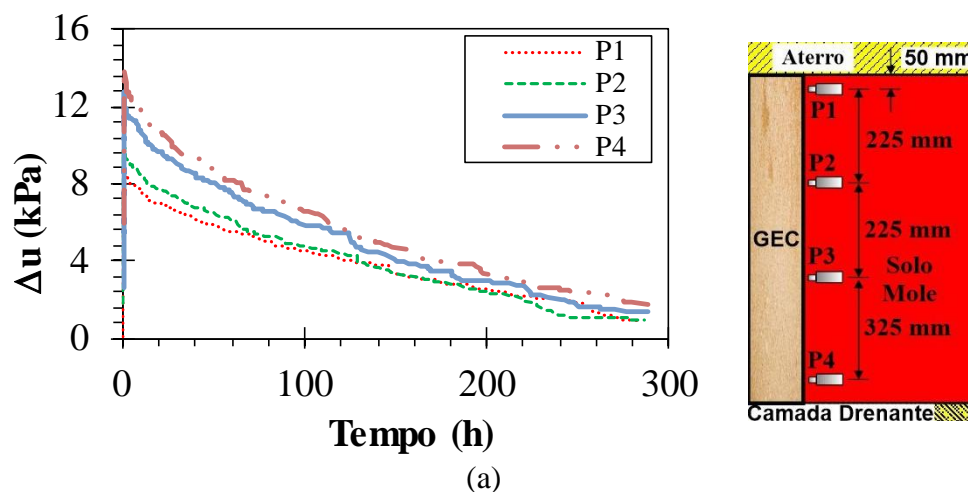
Onde:  $\Delta u_o$ : Excesso de poropressão inicial antes da instalação aplicação da sobrecarga;  $\Delta u_{máx}$ : Excesso de poropressão máximo devido à aplicação da sobrecarga;  $\Delta u_{dissp.}$ : Excesso de poropressão dissipada durante a aplicação da sobrecarga; TDEP: Taxa de dissipação de excesso de poropressão; TDEP<sub>medio</sub>: Taxa média de dissipação durante a aplicação da sobrecarga.

Os registros obtidos revelam que os valores de excesso poropressão inicial ( $\Delta u_o$ ) foram relativamente baixos, não superando 2 kPa, enquanto os excessos de poropressão máximos ( $\Delta u_{max}$ ) apresentaram aumento significativo com a profundidade, indicando a resposta do solo saturado à aplicação da sobrecarga. Os aumentos no máximo excesso de poropressão chegaram a ser, em média, até 16 vezes o valor do excesso de poropressão inicial medida em cada instrumento. A relação percentual entre  $\Delta u_{max}$  e a sobrecarga máxima aplicada ( $\sigma_o=45\text{kPa}$ ) demonstrou que os excessos de poropressão medidos representam entre 19% e 33% desse valor, sendo os maiores valores associados aos transdutores de pressão instalados em maiores profundidades (P3 e P4), possivelmente por ser uma região mais confinada e, conseqüentemente, com menores índice de vazios.

A análise da dissipação de excessos de poropressão ( $\Delta u_{dissp}$ ) mostrou elevada eficiência ao final do período esperado para a dissipação as poropressões, com percentuais de dissipação superiores a 87% em todos os instrumentos, indicando eficiência de drenagem devido à

instalação das colunas, independentemente da camisa de reforço utilizada. As taxas de dissipação (TDEP) foram relativamente uniformes entre os transdutores, com desvio padrão de 0,01kPa/h, reforçando a homogeneidade do processo de dissipação de excessos de poropressão nos ensaios, novamente independente da variação do reforço empregado (RA, RM e RB). Pequenas diferenças observadas sugerem que as variações nas taxas de dissipação de excesso de poropressão média em cada um dos ensaios indicam que o módulo da camisa de reforço (e consequentemente a deformação da coluna em função de tal valor) não influencia as características de drenagem das colunas GEC quando o espaçamento é mantido constante.

A Figura 4.9 ilustra os resultados de excessos de poropressão obtidos, e pode-se observar um aumento na poropressão, seguido de uma dissipação relativamente rápida e homogênea. Os resultados indicaram que os experimentos apresentaram uma dissipação parcial do excesso de poropressão, com valor médio calculado com base nos dados dos transdutores de pressão de aproximadamente 35% nas primeiras 48 horas. Além disso, os dados mostraram que, para os ensaios realizados, as poropressões foram quase completamente dissipadas (90%) em aproximadamente 13 dias.



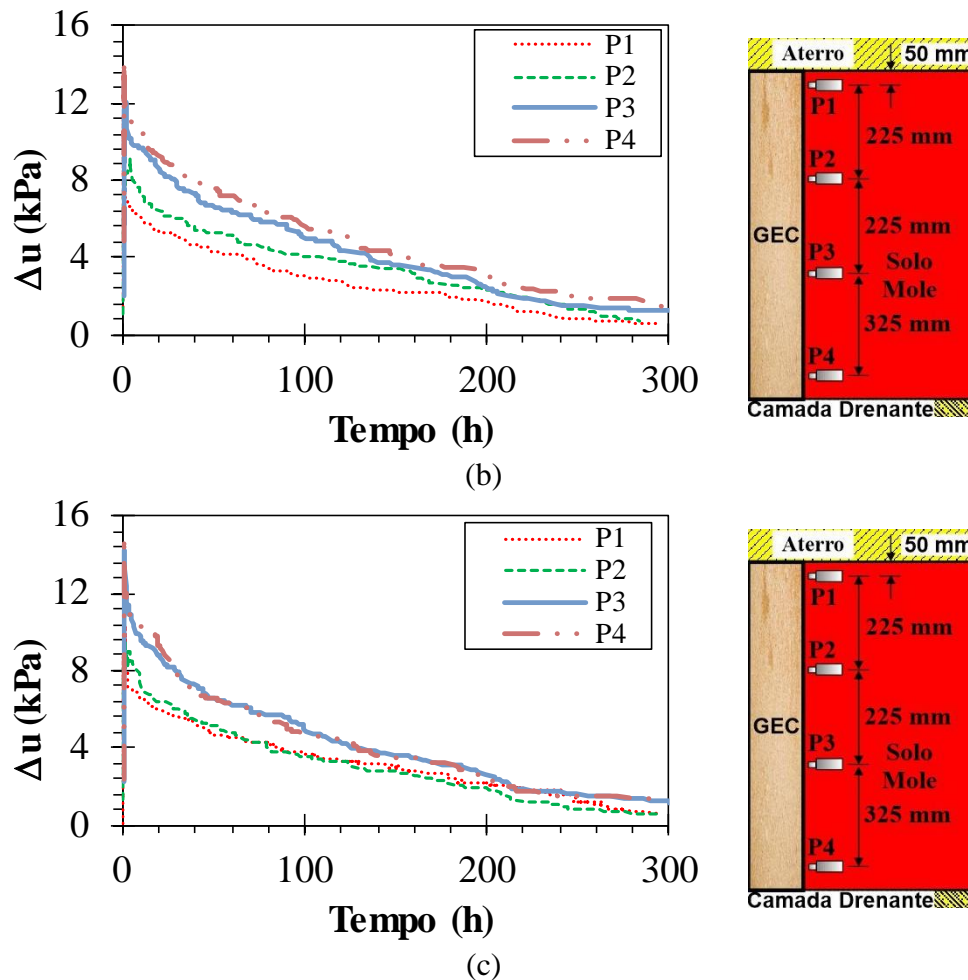


Figura 4.9. Variação da poropressão ao longo do tempo para os diferentes ensaios com variação da camisa de reforço e espaçamento constante durante o processo de aplicação da sobrecarga (sobrecarga máxima de 45kPa): (a) Resistencia alta RA, (b) Resistencia media RM e (c) Resistencia baixa RB.

#### 4.4. Coeficiente de empuxo Lateral

Nesta sessão, são analisadas as variações do coeficiente de empuxo ( $K$ ) ao longo do tempo durante o processo de cravação das colunas, bem como sua variação durante o processo de aplicação de sobrecarga em cada um dos ensaios. Os ensaios envolvem a variação do espaçamento entre colunas com geotêxtil de reforço constante e a variação do geotêxtil de reforço com espaçamento entre colunas constante. Para os cálculos, os valores de  $K$  durante a cravação foram calculados a partir da Equação 4.1:

$$K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{K_0 * (\gamma_{clay} * z - u_0) + (\Delta\sigma_h(t) - \Delta u(t))}{(\gamma_{clay} * z) - u_0 - \Delta u(t)} \quad \text{Equação 4.1}$$

Onde:  $\sigma'_h$ : tensão horizontal efetiva (kPa),  $\sigma'_v$ : tensão vertical efetiva (kPa),  $\Delta\sigma_h(t)$ : tensão horizontal total medida pela célula de pressão total (kPa) no tempo t,  $K_0$ : coeficiente de pressão de terra em repouso (adimensional),  $u_0$ : poropressão inicial (kPa),  $\Delta u(t)$ : excesso de poropressão medida pelo transdutor (kPa) no tempo t,  $\gamma_{clay}$ = peso unitário da argila saturada (kN/m<sup>3</sup>) e  $z$  = profundidade da célula de tensão em relação à superfície do solo mole (m).

Por sua vez, os valores de K ao longo do tempo durante o processo de aplicação da sobrecarga foram calculados a partir da Equação 4.2:

$$K = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{K_0 * (\gamma_{clay} * z - u_0) + (\Delta\sigma_h(t) - \Delta u(t))}{(\gamma_{clay} * z - u_0) + (\Delta\sigma_v(t) - \Delta u(t))} \quad \text{Equação 4.2}$$

Onde:  $\sigma'_h$ : tensão horizontal efetiva (kPa),  $\sigma'_v$ : tensão vertical efetiva (kPa),  $\Delta\sigma_h(t)$ : tensão horizontal total medida pela célula de pressão total (kPa) no tempo t,  $\Delta\sigma_v(t)$ : incremento de tensão vertical medido pela célula de pressão total (kPa) no tempo t,  $K_0$ : coeficiente de pressão de terra em repouso (adimensional),  $u_0$ : poropressão inicial (kPa),  $\Delta u(t)$ : excesso de poropressão medida pelo transdutor (kPa) no tempo t,  $\gamma_{clay}$ = peso específico da argila saturada (kN/m<sup>3</sup>) e  $z$  = profundidade da célula de tensão em relação à superfície do solo mole (m).

#### **4.4.1. Comportamento do coeficiente de empuxo nos ensaios de variação de espaçamento entre colunas com o mesmo tipo de geotêxtil de reforço (RM – rigidez media)**

A Figura 4.10 mostra os resultados e eles indicam que o valor inicial de K aumenta nas primeiras etapas e tende a se estabilizar. No início do processo de instalação da coluna central (180 segundos), observa-se um aumento temporário da tensão lateral no solo devido ao empuxo lateral devido ao processo da cravação da coluna sobre o solo mole adjacente. As curvas apresentam padrões semelhantes, embora pequenas diferenças nos valores sejam observadas, tornando-se mais pronunciadas com o aumento da profundidade do instrumento de medição. Os valores de K para colunas mais próximas tendem a ser maiores, pois espaçamentos menores implicam maior densidade de colunas no solo, o que induz a maiores tensões laterais devido ao maior confinamento lateral do solo mole e à interação entre colunas adjacentes.

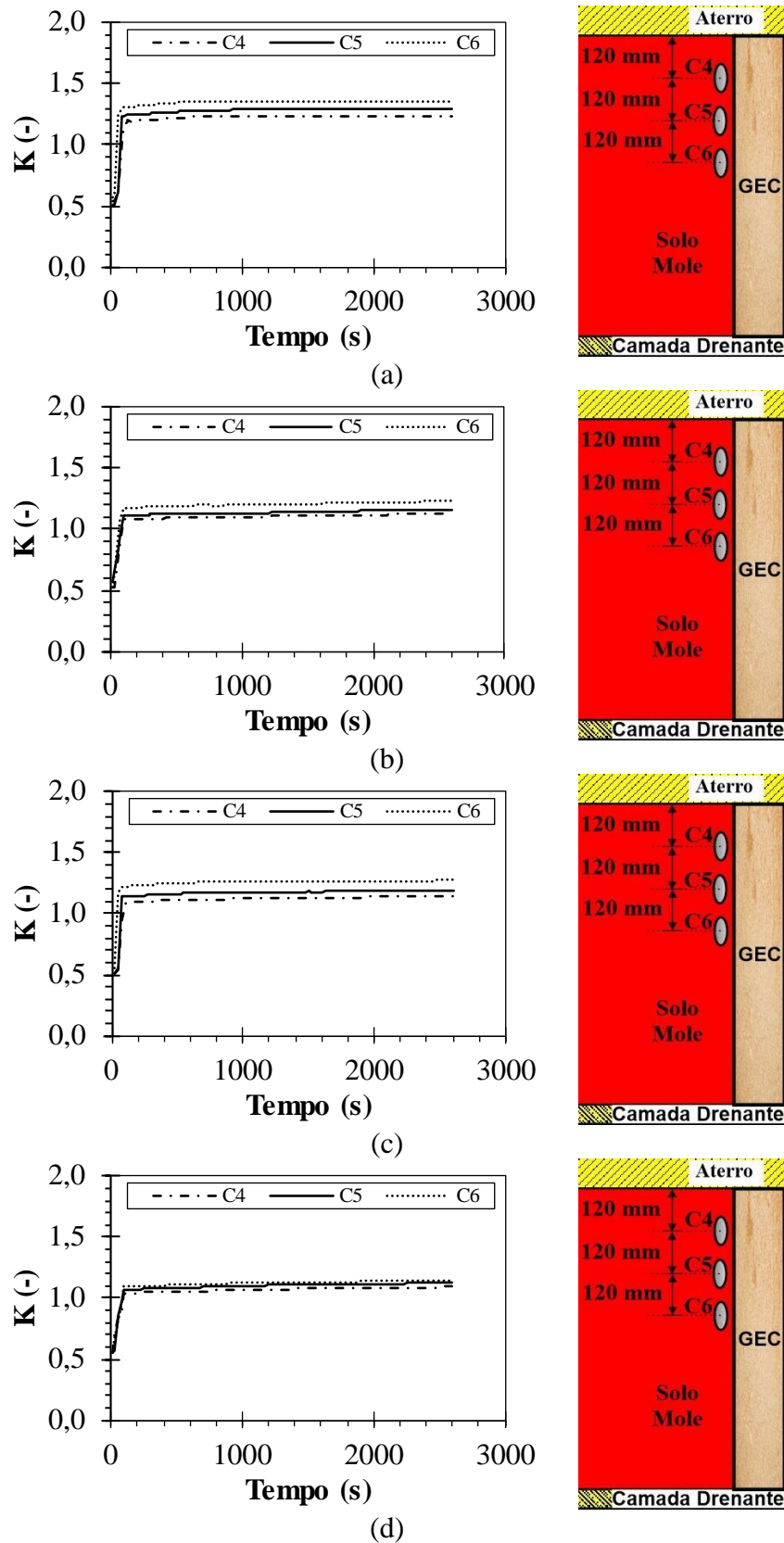


Figura 4.10. Variação do coeficiente de empuxo lateral do solo ao longo do tempo para diferentes espaçamentos entre colunas durante o processo de cravação: (a) 2D, (b) 2,5D, (c) 3,0D e (d) 3,5D.

Por sua vez, a Figura 4.11 ilustra o coeficiente máximo de empuxo lateral (K) calculado em diferentes profundidades durante o processo de instalação da coluna central em cada ensaio em função do espaçamento entre colunas. Os valores mostrados no gráfico representam os valores máximos de K medidos imediatamente após a instalação da coluna central (IAC), registrados nos primeiros 10 minutos, correspondendo à duração aproximada da instalação da coluna central. Adicionalmente, foram realizadas medições antes da aplicação da sobrecarga (AS), aproximadamente 35 minutos após a instalação da coluna central, devido ao tempo necessário para montagem da estrutura de reação para aplicação da carga. Durante todo o processo de instalação, não foram registradas variações significativas de excessos de poropressão pelos transdutores, apesar da rápida instalação da coluna (concluída em menos de uma hora). Essa diferença de tempo entre as duas leituras é equivalente ao processo de instalação do sistema de reação.

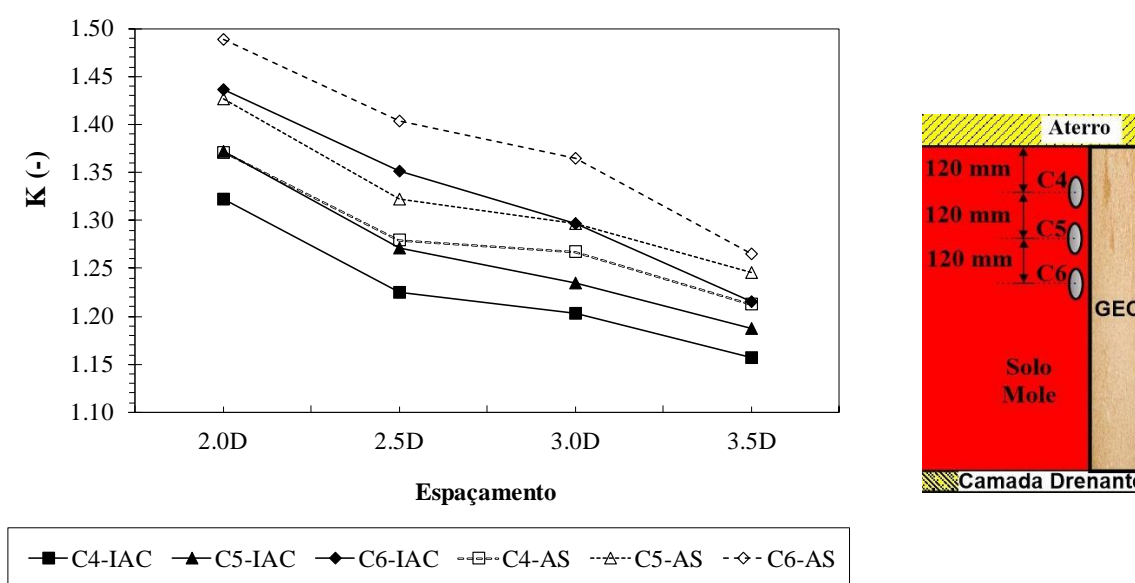


Figura 4.11. Valor máximo do coeficiente de empuxo lateral versus espaçamento entre colunas durante o processo de cravação, imediatamente após a instalação da coluna central (IAC) e antes da aplicação da sobrecarga (AS).

Os resultados obtidos durante a etapa de instalação (cravação) indicam que o coeficiente de empuxo lateral (K) é fortemente influenciado tanto pelo espaçamento entre colunas quanto pela profundidade de medição. Imediatamente após a instalação das colunas (etapa IAC), observou-se que, no ensaio com espaçamento de 2,0D, os valores de K aumentaram com a profundidade, indo de 1,32 em C4 (120 mm) para 1,44 em C6 (360 mm), o que representa um acréscimo de

aproximadamente 9%. Tendência semelhante foi observada nos demais espaçamentos, embora a diferença percentual tenha diminuído: 10,7% para 2,5D, 8,3% para 3,0D e apenas 4,3% para 3,5D (Ensaio 04). Esses resultados indicam que, à medida que o espaçamento entre colunas aumenta, a influência da profundidade nos valores de K tende a se reduzir, sugerindo uma distribuição mais uniforme do empuxo lateral.

Para a configuração com o menor espaçamento (2,0D), a proximidade entre colunas adjacentes favorece maior confinamento lateral do solo mole, resultando em maior mobilização de tensões horizontais. Essa condição, combinada com maiores excessos de poropressão, eleva os valores de K com a profundidade. Assim, as tensões horizontais efetivas são favorecidas tanto pelos mecanismos de transferência de carga quanto pela rápida dissipação das poropressões em configurações com maior densidade de colunas.

Em contraste, para o maior espaçamento (3,5D), a interação entre colunas é significativamente reduzida, limitando a mobilização de tensões horizontais e o efeito de confinamento. Essa condição também está associada a maiores excessos de poropressão e taxas de dissipação mais lentas, especialmente nas regiões mais profundas do solo mole, resultando em menores tensões horizontais efetivas e, conseqüentemente, menores valores de K. Nessas condições, a influência da profundidade nos valores de K torna-se menos significativa, à medida que os efeitos de redistribuição de tensões e drenagem são atenuados.

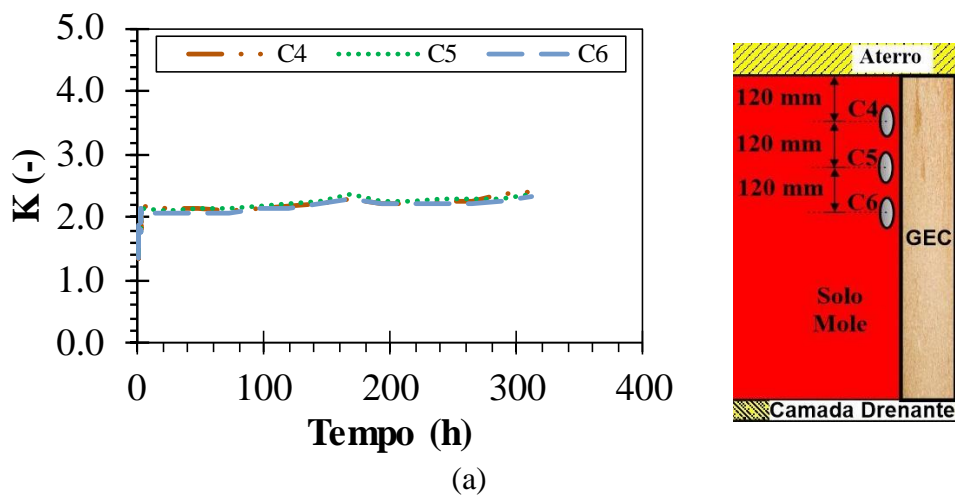
Na etapa anterior à aplicação da carga (BS), realizada cerca de 35 minutos após a instalação da coluna central, os valores de K aumentaram em relação aos da etapa ACI. Para o espaçamento de 2,0D, os aumentos variaram de 4% em C4 (de 1,32 para 1,37) a 6% em C6 (de 1,44 para 1,49). Para 2,5D, os aumentos foram mais significativos, atingindo até 7,4% em C6. Para espaçamentos maiores, como 3,0D e 3,5D, os aumentos continuaram ocorrendo, porém com menor magnitude (entre 4,6% e 5%). Esses resultados sugerem que quanto menor o espaçamento entre as colunas, maior a concentração de tensões laterais no solo, especialmente nas camadas mais profundas. Já nos espaçamentos maiores, o confinamento lateral é reduzido, o que leva a uma menor elevação dos coeficientes de empuxo lateral.

Antes da aplicação da sobrecarga (AS), os valores de K apresentaram redução consistente com o aumento do espaçamento entre colunas. Essa tendência reflete a influência combinada da redução do confinamento lateral e do desenvolvimento de maiores excessos de poropressão,



que dificultam o pleno desenvolvimento das tensões efetivas na matriz do solo. Assim, sistemas com menor espaçamento entre colunas apresentaram maiores valores de  $K$  devido ao maior confinamento da matriz de solo mole e à dissipação mais significativa da poropressão no início da fase de carregamento. Essa tendência foi especialmente evidente nas profundidades maiores, onde os maiores valores de  $K$  foram registrados pelo instrumento mais profundo (C6), indicando aumento da tensão horizontal nessa região. Em contraste, o sensor mais superficial (C4) registrou valores de  $K$  menores, confirmando a influência da profundidade na distribuição das tensões laterais.

A Figura 4.12 ilustra a variação do coeficiente de pressão do solo ( $K$ ) ao longo do tempo durante o processo de aplicação de carga, onde os valores foram calculados utilizando a Equação 4.2. Foi aplicada uma sobrecarga de 20 kPa, mantida constante por 13 dias. Todas as curvas mostram um aumento gradual dos valores de  $K$  ao longo do tempo. À medida que o excesso de poropressão se dissipa durante o processo de carregamento, tanto as tensões efetivas horizontais quanto as verticais aumentam. Além disso, o impacto do espaçamento entre colunas é evidente. Durante a fase de aplicação da sobrecarga, foram observados valores de  $K$  mais elevados para espaçamentos maiores entre colunas. Esse comportamento contrasta com o observado durante a fase de instalação, na qual espaçamentos menores levaram a valores mais altos de  $K$  devido ao maior confinamento lateral promovido pelas colunas adjacentes. Nas etapas de carregamento, o maior espaçamento entre colunas permitiu que uma fração mais significativa da sobrecarga fosse transferida ao solo mole, resultando em maior deformação lateral e recalque nessa camada. Esse processo aumentou as tensões horizontais no solo, e, consequentemente, os valores de  $K$ . Também é possível notar que os valores de  $K$  diminuem com a profundidade.



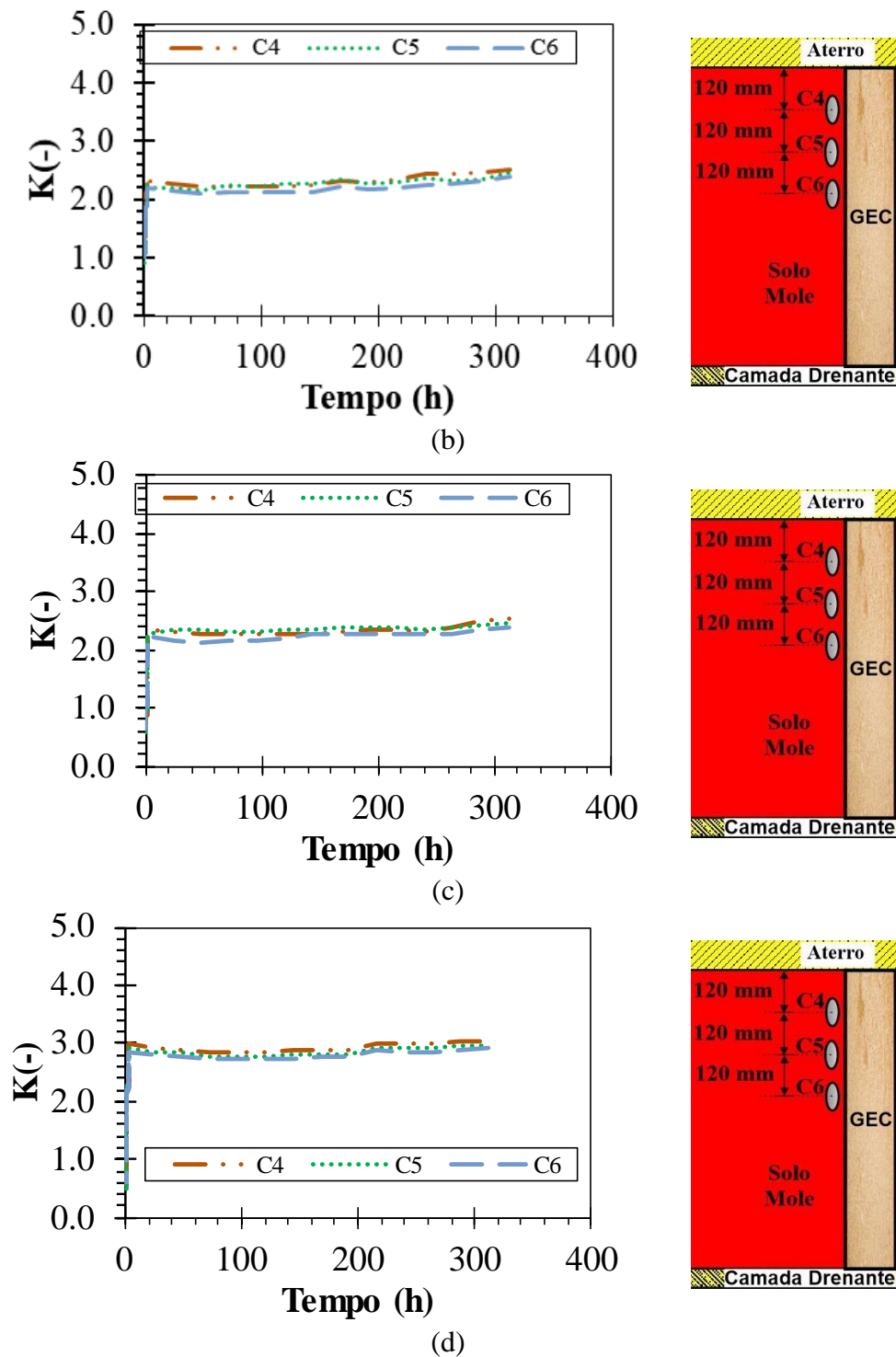


Figura 4.12. Variação do coeficiente de empuxo lateral do solo ao longo do tempo para diferentes espaçamentos entre colunas durante o processo de aplicação da sobrecarga (tensão máxima de 20kPa): (a) 2D, (b) 2,5D, (c) 3,0D e (d) 3,5D.

A Figura 4.13 apresenta os valores do coeficiente máximo de empuxo lateral ( $K_{\text{máx}(S)}$ ) para diferentes espaçamentos entre colunas e profundidades dos instrumentos (C4, C5 e C6) sob

sobrecarga vertical constante (20 kPa) e após a dissipação da pressão de poros excedente ( $K_{Diss}$ ), medidos após 13 dias de aplicação da sobrecarga. Em contraste com o comportamento observado durante a instalação das colunas, os valores de  $K$  aumentaram continuamente com o aumento do espaçamento entre colunas. Essa tendência é atribuída à maior tensão vertical suportada pelo solo mole em configurações com colunas mais espaçadas, o que, consequentemente, aumenta a tensão horizontal em comparação com colunas mais próximas.

É importante enfatizar que a tensão horizontal efetiva mobilizada no solo mole depende da distribuição do excesso de poropressão, a qual varia de acordo com o espaçamento entre colunas e a etapa de carregamento. À medida que o espaçamento aumenta, a capacidade de drenagem é reduzida, resultando em uma dissipação mais lenta do excesso de poropressão e retardando o desenvolvimento das tensões efetivas. Dessa forma, cada incremento de sobrecarga corresponde a uma condição distinta do excesso de poropressão e, consequentemente, a um nível diferente de tensão efetiva desenvolvida na argila mole. Como o valor máximo de  $K$  é influenciado pelas mudanças nas condições de tensão efetiva ao longo do tempo, cada incremento de sobrecarga gera uma condição específica de excesso de poropressão e, portanto, um nível distinto de tensão efetiva no solo mole. Após a completa dissipação, a tensão horizontal efetiva reflete melhor o confinamento lateral proporcionado pelas colunas encamisadas com geossintéticos, uma vez que a tensão medida é menos influenciada pela pressão de poro excedente e corresponde de forma mais direta ao efeito estrutural da malha de colunas. Como resultado, os valores de  $K$  calculados após a dissipação são maiores do que aqueles obtidos sob condições transitórias de sobrecarga.

No caso da configuração com o maior espaçamento entre colunas (3,5D), os valores de  $K_{Diss}$  e  $K_{m\acute{a}x(S)}$  não se mostraram representativos, em razão da dissipação parcial do excesso de poropressão ao longo do tempo. O valor de  $K_{m\acute{a}x(S)}$  refere-se ao coeficiente de empuxo lateral máximo obtido durante a aplicação da sobrecarga, quando a poropressão ainda exerce influência significativa, refletindo uma condição transitória do solo. Por outro lado,  $K_{Diss}$  representa o coeficiente de empuxo lateral após a dissipação do excesso de poropressão, sendo, portanto, mais representativo do estado efetivo do solo. A diferença entre os dois coeficientes evidencia a influência dos efeitos parcialmente drenados nos valores de empuxo lateral observados durante os ensaios. Isso reforça a importância de se considerar os efeitos transitórios do excesso da poropressão ao interpretar o comportamento do empuxo lateral em solos moles reforçados com colunas encamisadas com geossintéticos (GECs).

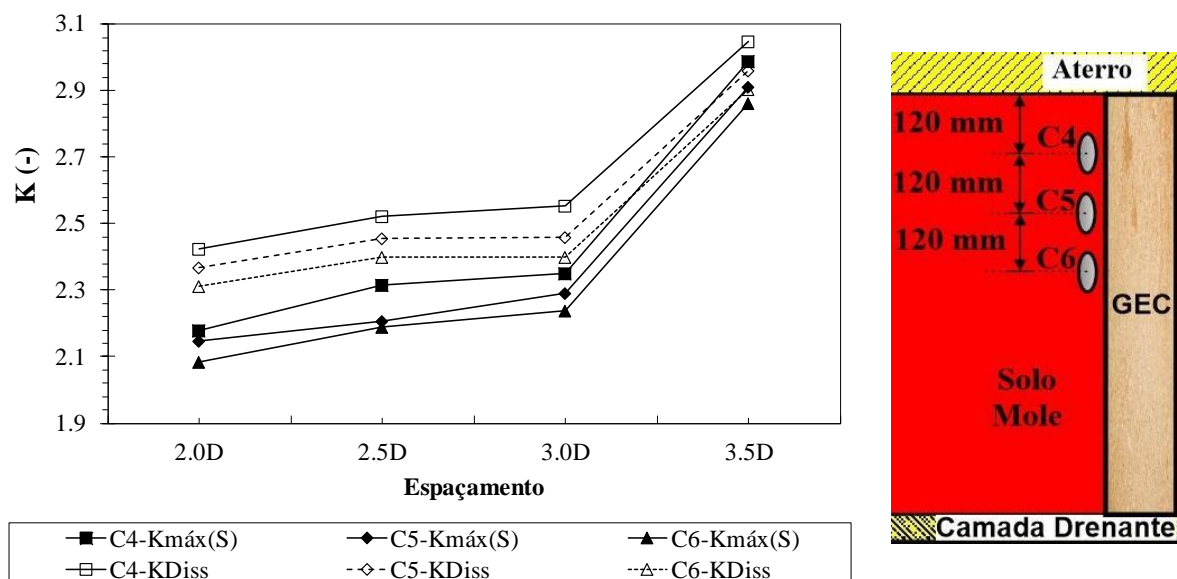


Figura 4.13. Coeficiente de empuxo lateral do solo  $K_{máx(S)}$  na aplicação da sobrecarga e coeficiente após a dissipação da poropressão ( $K_{Diss}$ ), para diferentes espaçamentos entre colunas durante o processo de aplicação da sobrecarga (20kPa).

Vale destacar que a dissipação do excesso de poropressão antes da aplicação da sobrecarga foi mais eficaz para os menores espaçamentos (2,0D e 2,5D), com taxas de dissipação até cinco vezes maiores do que aquelas observadas para o espaçamento de 3,5D. Assim, no início da fase de aplicação da sobrecarga, o excesso de poropressão gerado durante a instalação das colunas já havia sido amplamente dissipado nas configurações com menores espaçamentos, enquanto, para espaçamentos maiores, a dissipação ainda era parcial.

A relação entre o coeficiente de empuxo lateral após a dissipação do excesso de poropressão ( $K_{Diss}$ ) e o valor máximo alcançado durante a fase de aplicação da sobrecarga ( $K_{máx(S)}$ ) é um parâmetro fundamental para um melhor entendimento do comportamento de solos moles reforçados com colunas encamisadas com geossintéticos (GECs). A diferença percentual entre esses valores ( $\Delta K$ ) é influenciada pelo nível de confinamento lateral, pela deformabilidade do solo mole e pela eficiência do processo de adensamento. De maneira geral, observa-se que os valores de  $K_{Diss}$  são maiores que os valores de  $K_{máx(S)}$ , indicando que a dissipação da poropressão aumentou a tensão efetiva tensão horizontal no solo mole, favorecendo uma maior mobilização do confinamento lateral.

De acordo com os dados, ao se passar de um espaçamento de 2,0D para 2,5D, os valores de  $K_{Diss}$  aumentaram em média 4,6%, com acréscimos de 4,1% em C4 (de 2,42 para 2,52), 3,8% em C5 (de 2,37 para 2,46) e 3,9% em C6 (de 2,31 para 2,40). Entre os espaçamentos de 2,5D para 3,0D, os valores praticamente se mantiveram estáveis, indicando possível equilíbrio entre a dissipação da poropressão e o aumento da distância de drenagem.

Já ao se ampliar o espaçamento de 3,0D para 3,5D, observou-se o maior crescimento nos valores de  $K_{Diss}$ , com aumentos de 19,6% em C4 (de 2,55 para 3,05), 20,3% em C5 (de 2,46 para 2,96) e 20,8% em C6 (de 2,40 para 2,90). Representando um aumento médio de aproximadamente 20%. Esse crescimento está relacionado à maior dificuldade de dissipação da poropressão em espaçamentos mais amplos, o que favorece a retenção de tensões laterais no tempo de leitura.

Os resultados indicam uma tendência consistente de redução dos valores de  $K$  com o aumento da profundidade para todas as condições de ensaio. Esse comportamento foi observado tanto para os valores de  $K_{máx(S)}$  quanto para os de  $K_{Diss}$ , sendo atribuído à maior mobilização de tensões laterais nas regiões próximas à superfície do solo mole, onde ocorrem maiores deformações laterais e redistribuição de tensões. Em contraste, as camadas mais profundas apresentam menor deformação lateral e mobilização reduzida das tensões horizontais, resultando em valores de  $K$  mais baixos. Os instrumentos C4 e C5 registraram as maiores tensões laterais em todos os ensaios. Essa tendência pode estar associada ao fenômeno de deformação lateral observada na região superior das colunas, o qual induz deformações mais significativas em profundidades entre 1,5D e 2,5D, em concordância com os achados de outros estudos (Ghazavi & Nazari, 2013; Alkhorshid et al., 2019; Fattahi et al., 2024; Gu et al., 2024).

#### **4.4.2. Comportamento do coeficiente de empuxo do solo nos ensaios com variação da rigidez do reforço e espaçamento constante entre as colunas**

A Figura 4.14 mostra os resultados indicam que o valor inicial de  $K$  ao longo do tempo durante o processo de cravação das colunas com variação da camisa de reforço e com espaçamento constante. Os valores de  $K$  aumentam nas primeiras etapas e tende a se estabilizar, como já observado na Seção 4.4.1, nos ensaios com variação do espaçamento entre colunas. No início do processo de instalação da coluna central (180 segundos), observa-se um aumento temporário da tensão lateral no solo devido ao empuxo lateral da coluna sobre o solo mole adjacente. As curvas apresentam padrões semelhantes, embora pequenas diferenças nos valores sejam

observadas, tornando-se mais pronunciadas com o aumento da profundidade do instrumento de medição. Como esperado, durante o processo de cravação, a rigidez do reforço empregado não altera o valor de  $K$ .

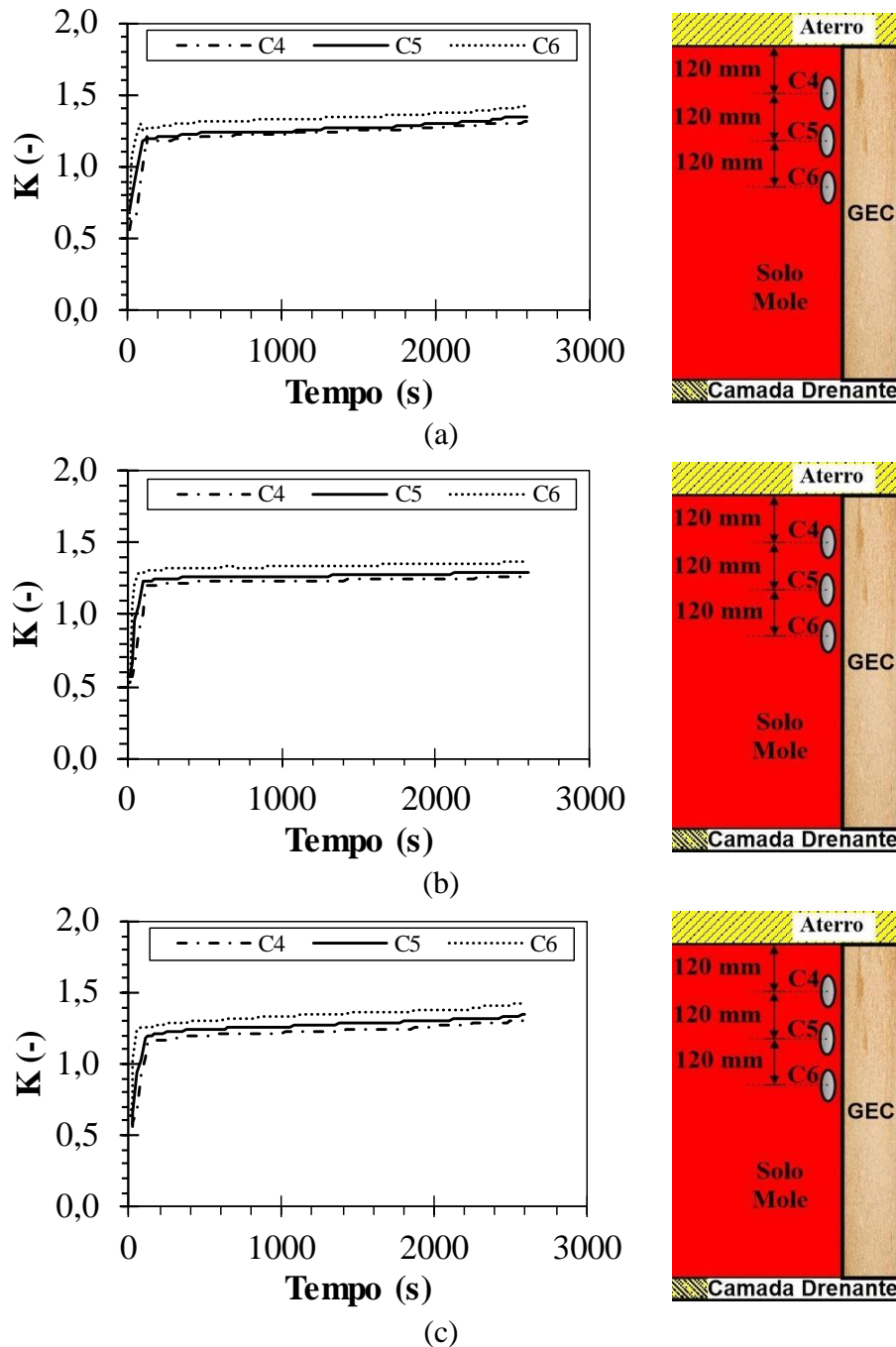


Figura 4.14. Variação do coeficiente de empuxo lateral do solo ao longo do tempo para os diferentes ensaios com variação da camisa de reforço e espaçamento constante durante o processo de cravação: (a) Rigidez alta (RA), (b) Rigidez média (RM) e (c) Rigidez baixa (RB).

A Figura 4.15 apresenta a variação do coeficiente máximo de empuxo ( $K$ ) em diferentes profundidades ao longo do processo de instalação da coluna central em cada ensaio. O gráfico exibe os valores máximos de  $K$  medidos imediatamente após a instalação das colunas centrais (IAC), registrados nos primeiros 10 minutos — período correspondente ao tempo aproximado de cravação da coluna central. Também são apresentados os valores de  $K$  obtidos antes da aplicação da sobrecarga (AS), registrados aproximadamente 35 minutos após a instalação, ou seja, antes do início da aplicação da sobrecarga. Como observado anteriormente, a rigidez não influenciou no resultado obtido significativamente, como esperado.

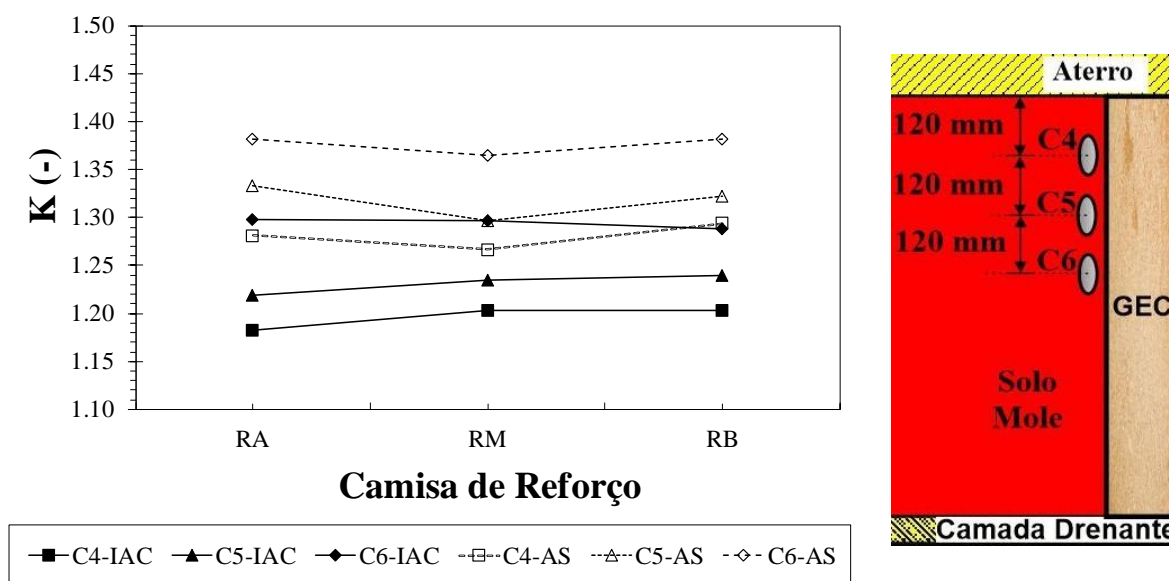


Figura 4.15. Valor máximo do coeficiente máximo de empuxo lateral versus camisa de reforço durante o processo de cravação, imediatamente após a instalação da coluna central (IAC) e antes da aplicação da sobrecarga (AS).

Durante o processo de cravação, as tensões horizontais na argila aumentam devido ao deslocamento do solo mole ao redor da coluna, criando um efeito de confinamento que eleva essas tensões, como já observado.

Conforme descrito no item 4.3.2.1, as leituras dos transdutores apresentaram variações inferiores a 10% entre os ensaios com diferentes camisas de reforço durante o processo de cravação. Assim, o valor do coeficiente  $K$  mostrou-se mais diretamente relacionado ao número de colunas instaladas, refletindo o processo de densificação do solo mole provocado pela instalação das colunas GEC.

De modo geral, observa-se um aumento dos valores de  $K$  entre as etapas IAC e AS, atribuído à dissipação dos excessos de poropressão, tanto imediatos quanto ao longo do tempo. À medida que a poropressão dissipa, as tensões efetivas aumentam, resultando em maior mobilização da resistência lateral do solo. Essa transição se reflete no aumento dos valores de  $K$  em todas as profundidades e camisas avaliadas.

Os incrementos observados entre as etapas IAC e AS variaram conforme a profundidade e a rigidez da camisa de reforço. Na profundidade C4 (120 mm), os aumentos foram de 8,5%, 5,8% e 7,5% para as camisas RA, RM e RB, respectivamente. Na profundidade C5 (240 mm), os acréscimos foram de 9,0% (RA), 5,7% (RM) e 6,5% (RB). Já para a profundidade C6 (360 mm), os valores cresceram 6,2%, 4,6% e 7,0%, também para RA, RM e RB, respectivamente. Embora esses valores demonstrem alguma variação entre os tipos de reforço, os resultados indicam que a influência da rigidez da camisa sobre o valor máximo de empuxo lateral mobilizado foi relativamente limitada. As diferenças entre camisas para uma mesma profundidade não ultrapassaram 8%, sugerindo que, para o espaçamento adotado nos ensaios, o comportamento do empuxo lateral está mais associado ao processo de dissipação da poropressão e ao adensamento progressivo do solo do que propriamente à rigidez do reforço.

A Figura 4.16 apresenta a variação do coeficiente de empuxo ( $K$ ) ao longo do tempo, considerando o processo de aplicação da sobrecarga em função da rigidez do reforço para um mesmo espaçamento de 3,0D. A carga foi aplicada gradualmente em um período de aproximadamente uma hora, atingindo um valor constante 45 kPa, mantido por cerca de 13 dias.

Os resultados indicam uma tendência de aumento progressivo dos valores de  $K$  ao longo do tempo, observada para todos os tipos de reforço utilizados. Esse aumento está associado à dissipação dos excessos de poropressão gerados pela aplicação da carga vertical, o que leva ao aumento das tensões efetivas e ao reequilíbrio gradual das tensões no solo mole ao redor da coluna central, como anteriormente citado.



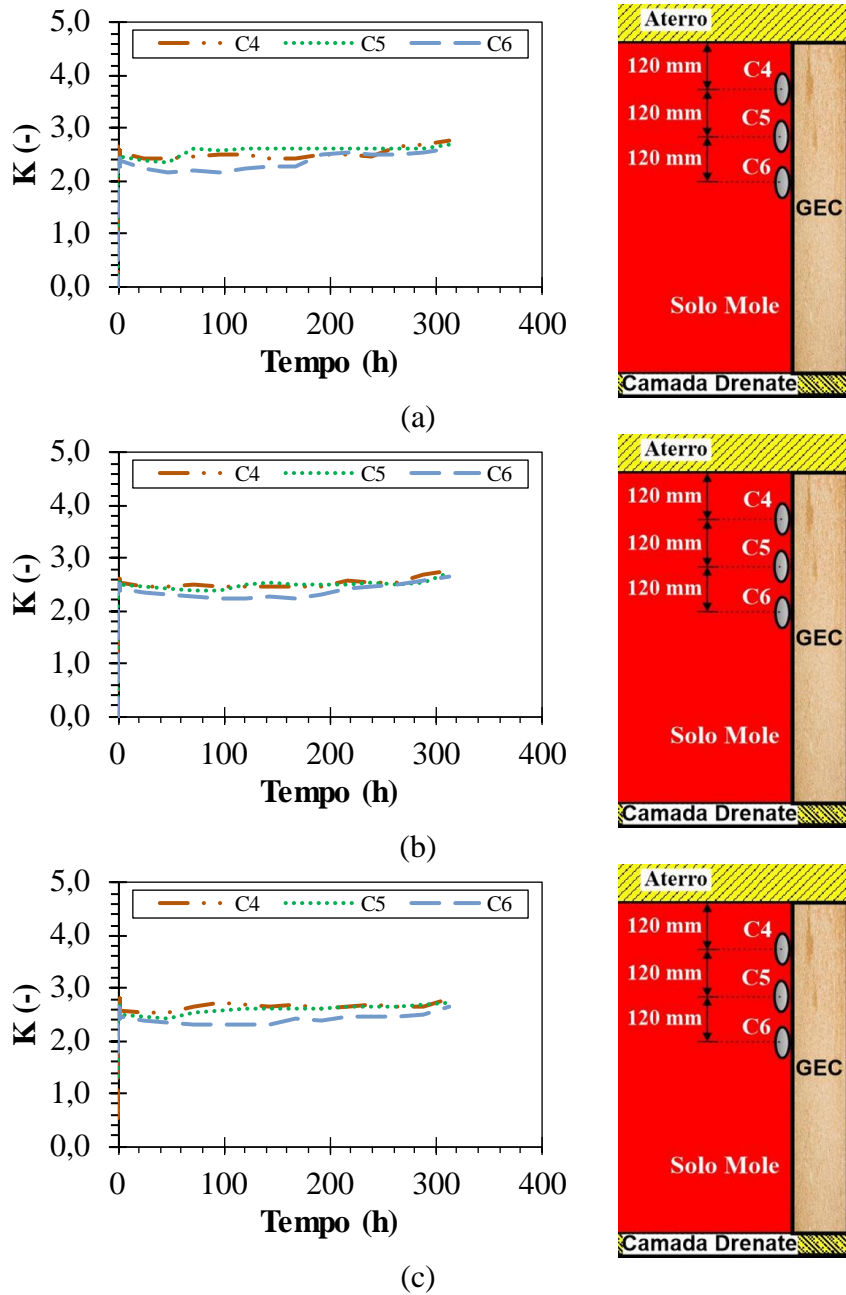


Figura 4.16. Variação do coeficiente de empuxo lateral do solo ao longo do tempo para os diferentes ensaios com variação da camisa de reforço, mantendo o espaçamento constante durante o processo de aplicação de carga (tensão máxima de 45kPa): (a) Rigidez alta (RA), (b) Rigidez média (RM) e (c) Rigidez baixa (RB).

O coeficiente de empuxo lateral máximo do solo,  $K_{máx(S)}$ , foi obtido após a aplicação do valor máximo da sobrecarga (45 kPa), sendo medido pelos instrumentos C4, C5 e C6. Após 13 dias de carregamento, determinou-se o coeficiente correspondente à condição de equilíbrio das tensões no solo, após a dissipação dos excessos de poropressão., denominado  $K_{Diss}$ , calculado

com base nas leituras desses mesmos instrumentos. Os resultados consolidados dessas medições são apresentados na Figura 4.17.

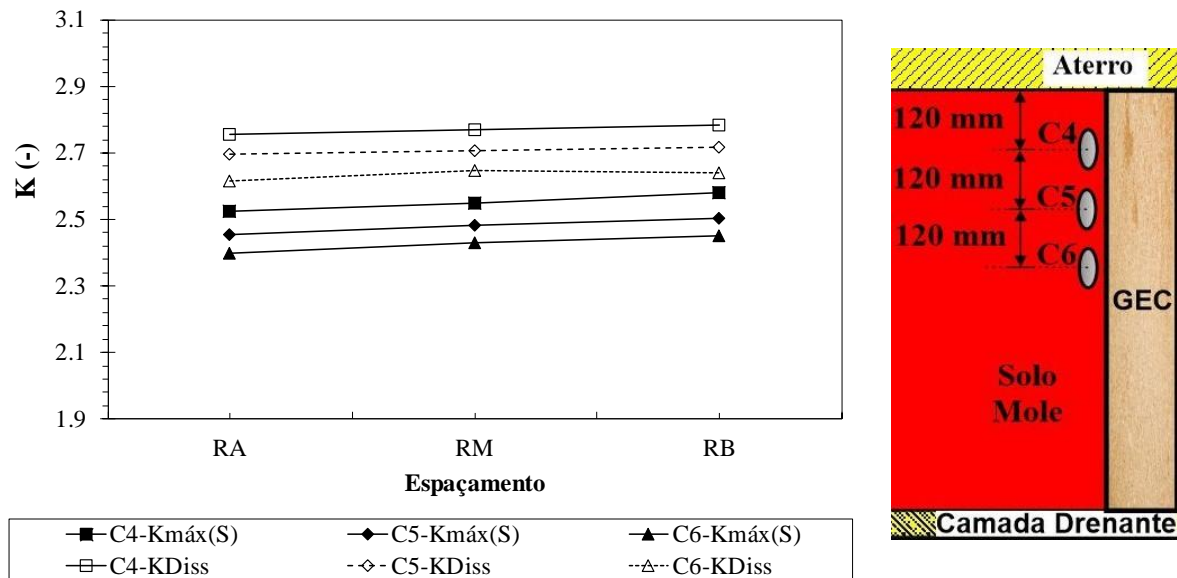


Figura 4.17. Coeficiente de empuxo lateral do solo  $K_{\max}(S)$  na aplicação da sobrecarga e coeficiente após a dissipação da poropressão ( $K_{Diss}$ ), para diferentes camisas de reforço durante o processo de aplicação da sobrecarga (45kPa).

De acordo com os resultados apresentados na Figura 4.17, observa-se que, para todas as camisas de reforço os valores de  $K$  aumentam após a dissipação dos excessos de poropressão, indicando um mais uma vez o processo de reequilíbrio das tensões no solo. Esse comportamento é esperado, pois, uma vez diminuídos os excessos de poropressão gerados pela aplicação da sobrecarga, o solo passa a suportar tensões efetivas mais elevadas. Como resultado, a estrutura do solo mole drenado assume maior participação no suporte das tensões horizontais, o que se reflete diretamente no aumento dos coeficientes de empuxo medidos.

Esse padrão de aumento de  $K$  após a dissipação foi consistente e independente da rigidez da camisa de reforço, o que sugere que o comportamento é influenciado pelo estado de distribuição de tensões no solo, pela configuração geométrica das colunas e pelo regime de drenagem estabelecido durante o carregamento prolongado.

Quanto à influência da rigidez da camisa de reforço, nota-se que os valores de  $K_{AD}$  (pós-dissipação) apresentam variações discretas, porém sistemáticas. Ao comparar os valores médios

de  $K_{AD}$  entre os diferentes materiais, verifica-se que, à medida que a rigidez da camisa de reforço diminui (de RA para RB), os coeficientes de empuxo aumentam levemente. Por exemplo, no instrumento C4, o valor de  $K_{AD}$  passou de 2,75 para 2,79 entre as camisas RA e RB, representando um acréscimo de aproximadamente 1,45%. Para os instrumentos C5 e C6, os aumentos observados foram de cerca de 0,74% e 1,15%, respectivamente.

Essa tendência pode estar relacionada à menor contenção radial proporcionada pelas camisas de menor rigidez, permitindo maior mobilização lateral do solo e, conseqüentemente, maiores tensões horizontais relativas. Ainda que as diferenças sejam modestas, elas indicam que a rigidez da camisa influencia o regime de tensões no entorno das colunas, mesmo após a dissipação da poropressão. Isso está também relacionado à deformação lateral da coluna, como será comentado a seguir.

Do ponto de vista prático, os resultados confirmam o aumento das tensões horizontais relativas no entorno das colunas, isto é, do coeficiente  $K$ . Para projeto,  $K$  deve representar o estado tensional do solo (repouso, ativo ou um  $K$  aparente de grupo), em função do método construtivo e sob a aplicação da sobrecarga de serviço. As recomendações da German Geotechnical Society (2012) orientam a definir  $K$  conforme o regime de deformação e a realizar análises de sensibilidade quando não houver ensaios diretos, adotando valores compatíveis com  $\phi'$  e o nível de mobilização (por exemplo,  $K_0 = 1 - \sin \phi'$ ) e verificando o intervalo entre  $K_a$  e  $K_0$  sob carregamentos quase estáticos (German Geotechnical Society, 2012). Em arranjos de colunas, a interação solo coluna tende a elevar o  $K$  aparente quando o espaçamento adimensional  $S_{(col)}/D$  diminui, aumentando o confinamento radial e as tensões circunferenciais na camisa (Almeida & Marques, 2010; Almeida & Marques, 2013). Neste trabalho,  $K$  é adotado por camada tomando  $K_0$  como referência inicial e avaliando-se a sensibilidade para diferentes valores de  $S_{(col)}/D$  e para variações na rigidez da camisa de reforço. O incremento de  $K$  é calculado pelas correlações empíricas obtidas. Os resultados fornecem indicações quantitativas de valores e tendências de  $K$  que podem ser utilizados como referência no desenvolvimento de obras em campo.

#### **4.5. Comportamento dos recalques**

São apresentados, a seguir, os resultados dos recalques medidos pelos instrumentos S1 e S2, instalados nas colunas adjacentes à coluna central GEC, bem como os recalques medidos pelos instrumentos S3 e S4, instalados no solo mole circundante à coluna GEC central de cada ensaio.

#### **4.5.1. Comportamento dos recalques nos ensaios de variação de espaçamento entre colunas com o mesmo tipo de geotêxtil de reforço (RM – rigidez media)**

A Figura 4.18 permite a análise do comportamento dos recalques superficiais em função do espaçamento entre as colunas encamisadas com geossintéticos (GECs) e da aplicação progressiva de sobrecarga vertical. As medições foram realizadas tanto nas colunas quanto no solo mole adjacente, para configurações com espaçamentos de 2,0D, 2,5D, 3,0D e 3,5D. De modo geral, os recalques foram significativamente maiores no solo mole do que nas GECs, evidenciando o efeito de reforço localizado proporcionado pelas colunas. Essa diferença foi consistentemente observada em todos os níveis de carga aplicados (5 kPa, 10 kPa, 15 kPa e 20 kPa), confirmando a eficácia do sistema na redução das deformações nas zonas reforçadas.

Sob uma sobrecarga de 20 kPa, os recalques no solo mole atingiram valores de 24 mm, 28 mm, 31 mm e 38 mm para os espaçamentos de 2,0D, 2,5D, 3,0D e 3,5D, respectivamente. Essa tendência de aumento indica que maiores espaçamentos entre colunas permitem maior distribuição de tensões para o solo mole, diminuindo assim a eficiência global do sistema reforçado. Esses resultados estão de acordo com os achados de Ambily & Gandhi (2007) e Oh et al. (2007), que relataram uma relação direta entre o espaçamento das colunas e o aumento dos recalques. Nas GECs, os recalques foram substancialmente menores, variando entre 3 mm e 7 mm para a configuração 2,0D e cerca de 11 mm para a configuração 3,5D. Embora também tenha sido observado um aumento nos recalques nas GECs com o aumento do espaçamento, as magnitudes permaneceram significativamente inferiores às do solo mole, indicando melhor distribuição das tensões verticais e menores deformações na zona reforçada.

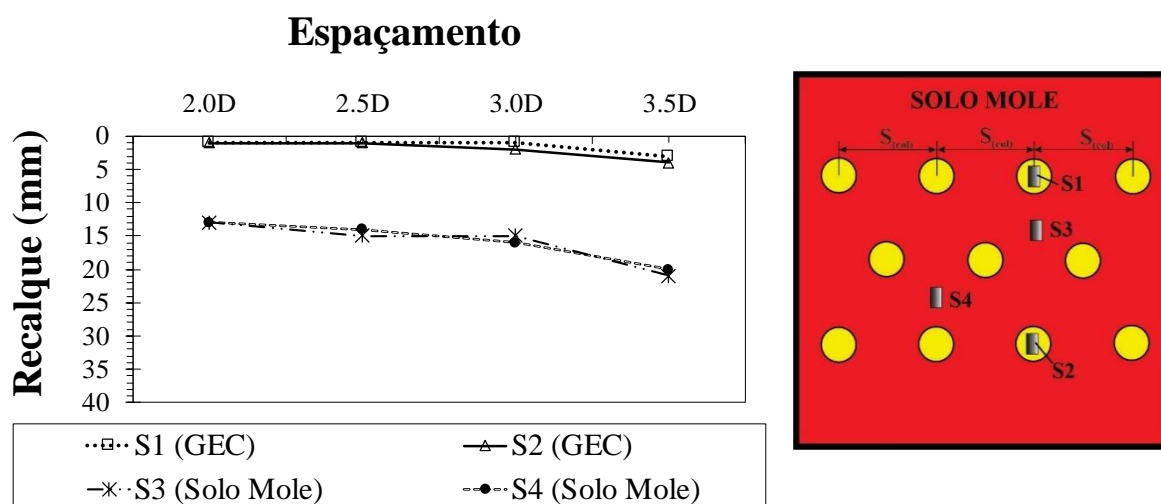
Quando colunas são submetidas à sobrecarga máxima, observa-se uma variação de aproximadamente 37%, 45% e 68% entre o recalque registrado na coluna GEC com espaçamento de 2,0D e em relação às colunas GEC com espaçamentos de 2,5D, 3,0D e 3,5D, respectivamente.

No solo mole, os recalques são de 23 mm, 29 mm, 30 mm e 37 mm para ensaios com espaçamentos de 2,0D, 2,5D, 3,0D e 3,5D, respectivamente, sendo os menores recalques no solo mole apresentados quando há maior número de colunas GEC instaladas dentro do local de ensaio. Por sua vez, as variações de recalques são de 17%, 23% e 37% entre o recalque

registrado no solo mole com colunas GEC com espaçamento de 2,0D e em relação ao solo mole com colunas GEC com espaçamentos de 2,5D, 3,0D e 3,5D, respectivamente.

Uma observação relevante é que a diferença nos recalques entre as configurações 2,5D e 3,0D foi menor do que entre 3,0D e 3,5D, o que sugere a existência de um espaçamento potencial que equilibre o desempenho técnico com a eficiência econômica. Embora a configuração 2,0D tenha apresentado o melhor desempenho em termos de redução de recalques, ela pode envolver maiores custos e tempo de instalação. Os resultados demonstram que um projeto eficiente de GECs deve considerar o efeito do espaçamento entre colunas sobre a deformação do sistema. Espaçamentos superiores a 3,0D podem se mostrar ineficientes no controle dos recalques, especialmente em solos muito moles e saturados. As medições revelaram que o solo mole apresentou recalques aproximadamente três vezes maiores que os das GECs, em consonância com os resultados de Pandey et al. (2021) e Li et al. (2021).

Segundo os valores obtidos nos ensaios de adensamento realizados no solo mole, apresentados na Tabela 3.3, foi calculado o recalque previsto para um solo não reforçado submetido a uma sobrecarga de 20 kPa por 13 dias. Os resultados mostram que o recalque previsto é de 3,17 mm para a condição de drenagem dupla, o que representa um valor de 13,21% a 8,34% do recalque medido no solo mole quando as colunas granulares foram implementadas. Isso demonstra a influência da aceleração no processo de adensamento devido à função de drenagem dos corpos das GEC. Igualmente, a redução dos recalques é calculada a partir das diferenças medidas entre os recalques no solo mole e nas GEC, apresentando variações de 83,33% a 71,05%, dependendo da configuração geométrica utilizada.



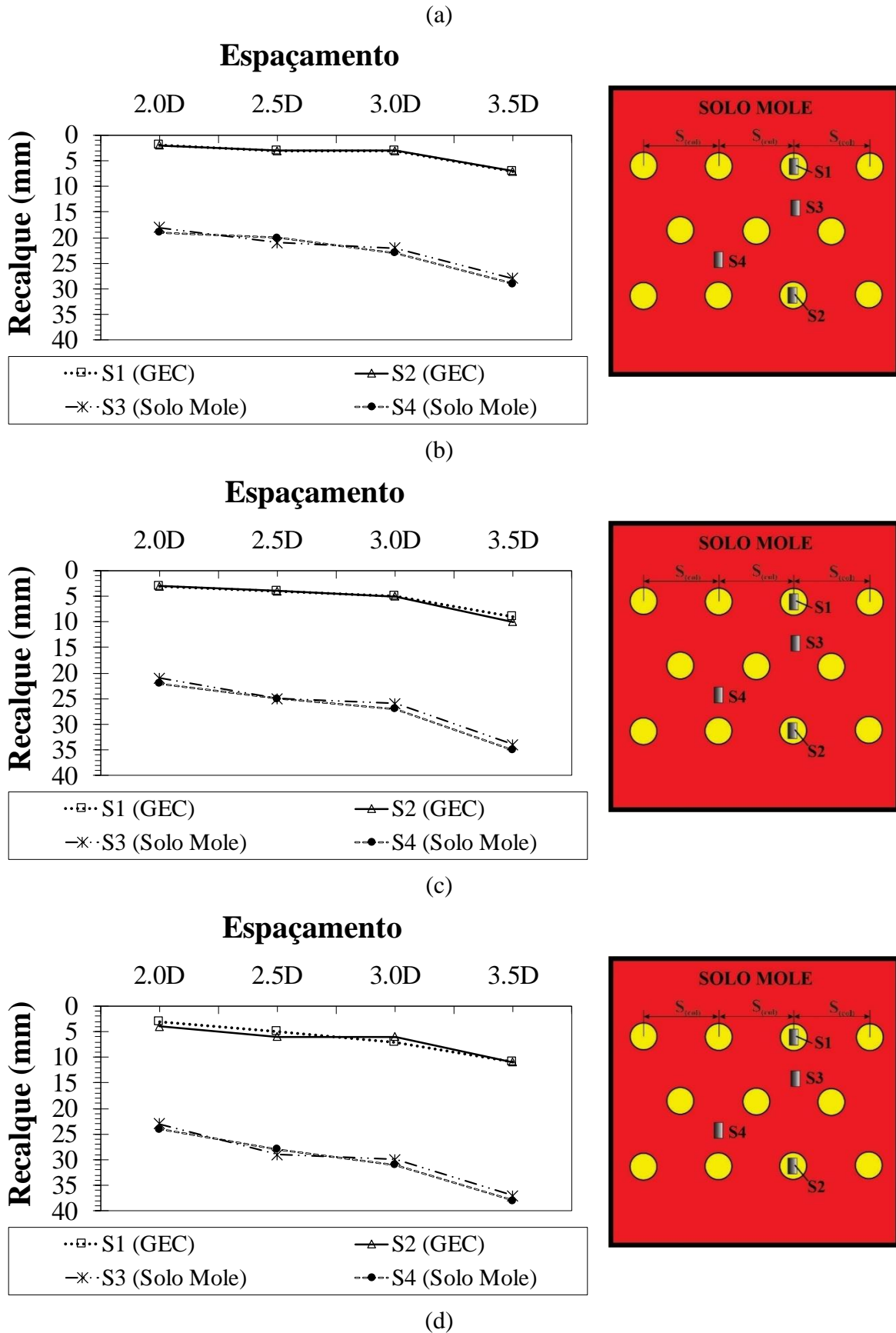


Figura 4.18. Recalques do solo mole e das colunas GECs para diferentes espaçamentos entre colunas sob uma sobrecarga vertical de (a) 5 kPa, (b) 10 kPa, (c) 15 kPa e (d) 20 kPa.

#### **4.5.2. Comportamento dos recalques nos ensaios com variação da camisa de reforço e espaçamento constante entre as colunas**

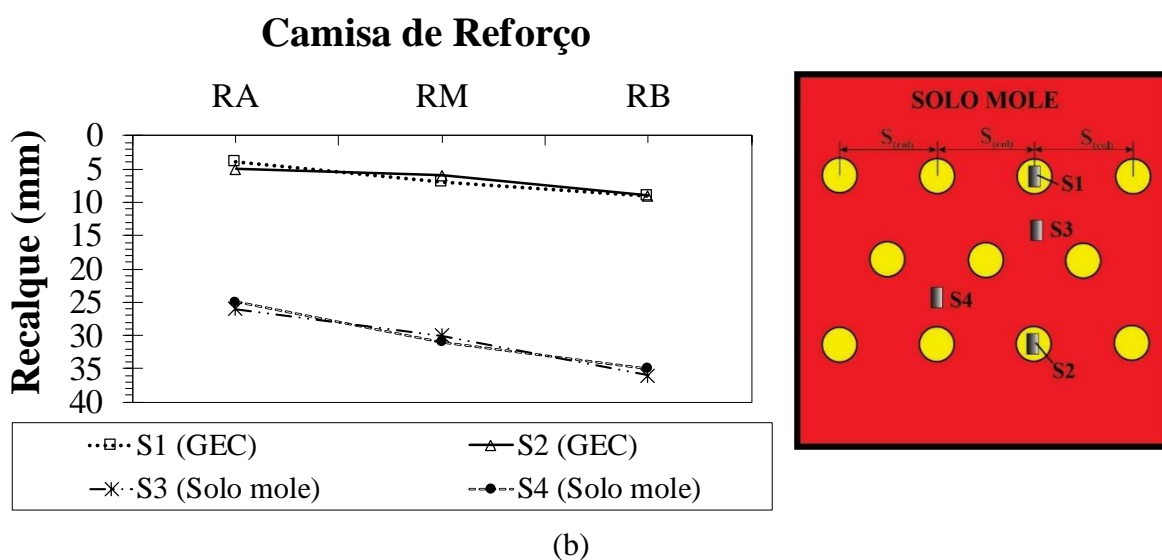
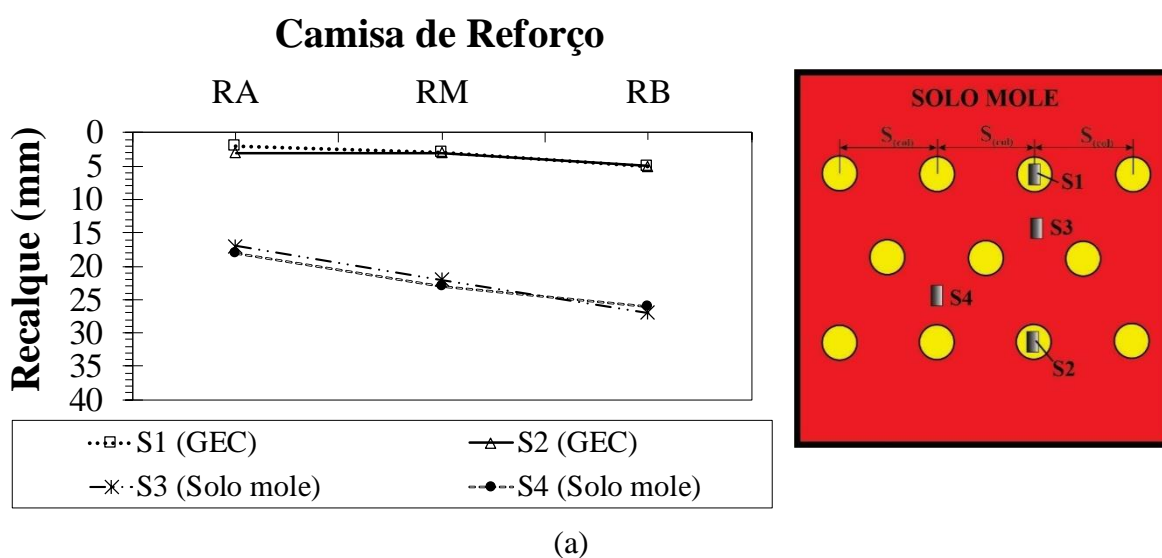
A Figura 4.19 apresenta a variação dos recalques superficiais em função da sobrecarga para os ensaios com variação da rigidez à tração da camisa de reforço, mantendo o espaçamento constante entre colunas de 3,0D. As tensões aplicadas alcançaram até 45 kPa, valor correspondente à carga equivalente de um aterro protótipo com 16 m de altura, adotado com o objetivo de avaliar o desempenho limite das camisas de reforço sob carregamentos elevados. Conforme esperado, as colunas com maior módulo de rigidez resultaram em menores recalques, tanto nas GECs quanto no solo mole.

Além disso, verifica-se que os recalques dentro do sistema não são perfeitamente uniformes; contudo, as diferenças são pequenas, com variações de no máximo 4%. No caso das GECs, os recalques máximos registrados sob 45 kPa foram de aproximadamente 10 mm para o reforço RA, 14 mm para o RM e 18 mm para o RB. Isso representa uma redução de cerca de 29% no recalque entre as colunas RA e RM, e de aproximadamente 45% entre RA e RB. De forma semelhante, observa-se uma diferença de aproximadamente 22% entre os recalques das colunas RM e RB.

Quanto ao solo mole, os recalques máximos observados foram de 34 mm com colunas RA, 42 mm com colunas RM e 49 mm com colunas RB. Isso corresponde a reduções de 21% e 31% nos recalques do solo mole quando se utilizam colunas GEC com camisa do tipo RA, em relação aos ensaios com RM e RB, respectivamente. A comparação direta dos valores mostra que o solo mole apresenta recalques aproximadamente três vezes maiores que os das GECs, evidenciando o efeito local de reforço proporcionado pelas colunas.

Esses resultados reforçam a importância da rigidez do material de encamisamento para a redução das deformações verticais, tanto na coluna quanto no solo envolvente. As magnitudes e os padrões de recalque observados estão de acordo com os resultados apresentados por Pandey et al. (2021). Além disso, Chen et al. (2021) ressaltam que o uso de GECs em solos extremamente moles pode gerar recalques diferenciais significativos, o que exige atenção no dimensionamento e na transição entre elementos estruturais.

Com base nos resultados dos ensaios de adensamento do solo mole, apresentados na Tabela 3.3, estimou-se o recalque do solo não reforçado submetido a uma sobrecarga constante de 45 kPa, por 13 dias, sob condição de dupla drenagem. O recalque previsto foi de 7,13 mm. Esse valor corresponde de 14,85% a 20,97% dos recalques medidos no solo mole com a implementação de GECs, evidenciando a aceleração da dissipação das poropressões promovida pela função drenante das colunas. A redução de recalques, obtida pela diferença entre as leituras no solo mole e sobre as GECs, variou de 64,58% a 70,59%, a depender da camisa de reforço adotada.





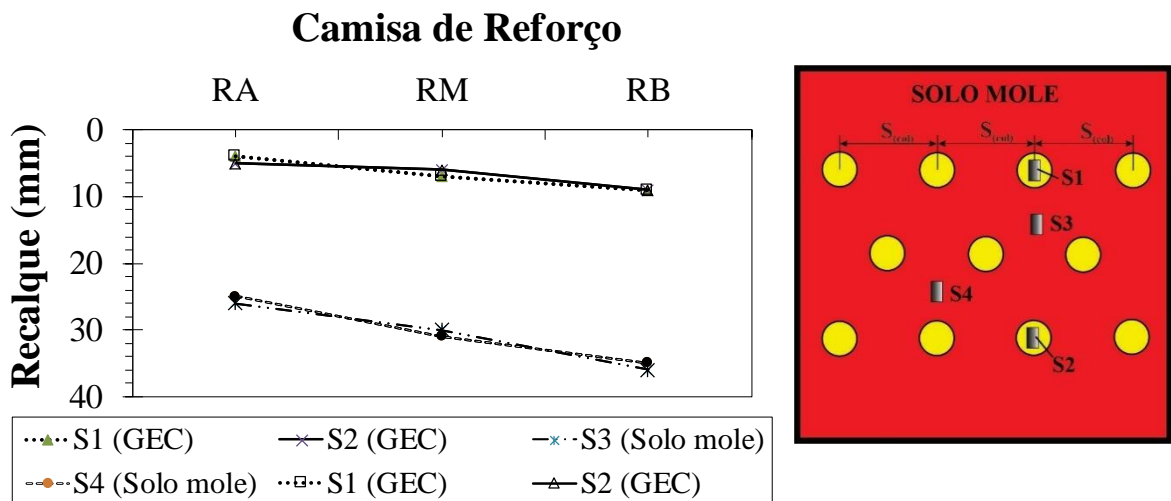
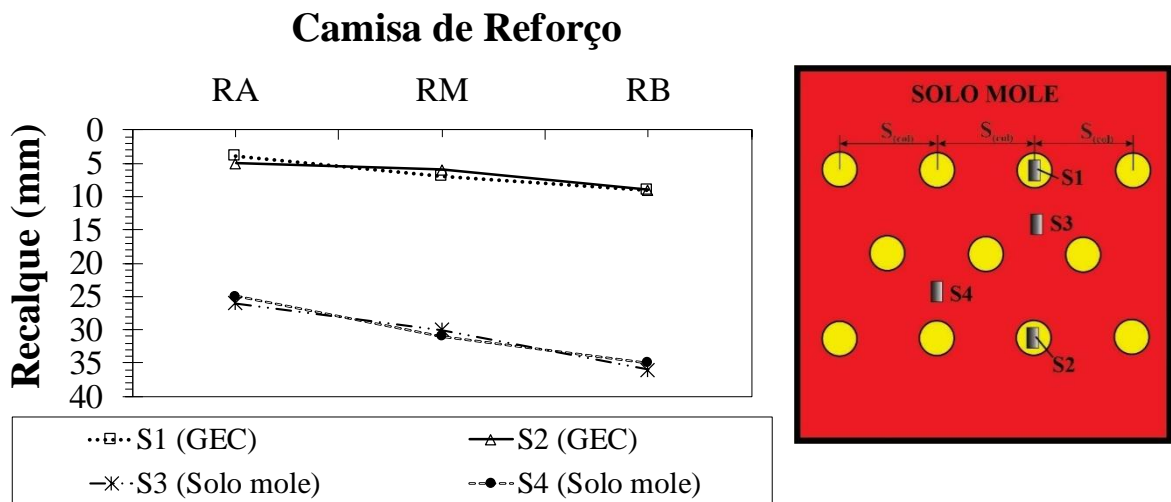
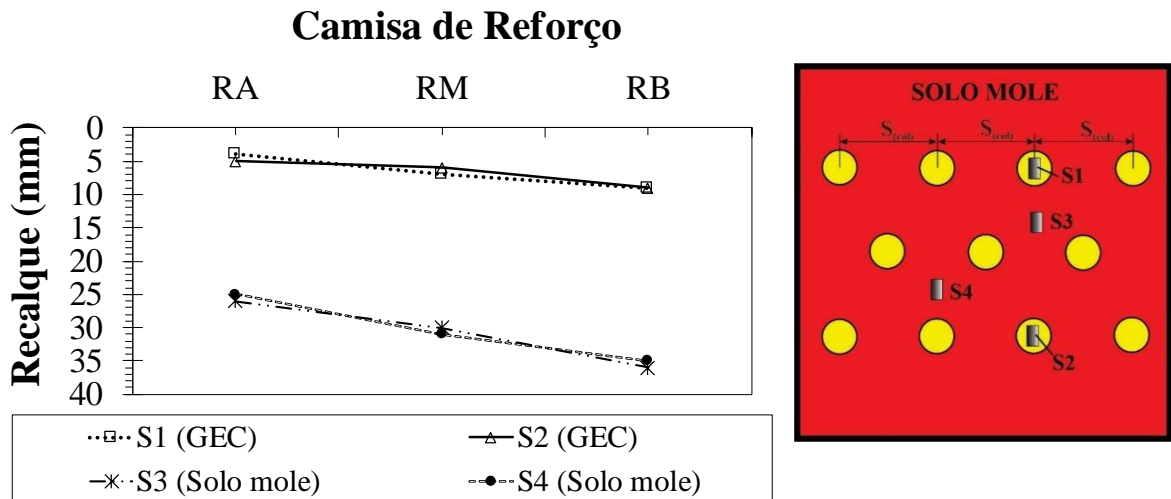


Figura 4.19. Recalques em solo mole e em colunas de CEGs para diferentes colunas GEC com variação da camisas de reforço sob uma sobrecarga vertical de (a) 10 kPa, (b) 20 kPa, (c) 30 kPa, (d) 45 kPa e (e) 45 kPa.

#### **4.6. Distribuição de tensões verticais totais**

São apresentados, a seguir, os resultados da distribuição de tensão medida pelos instrumentos C1 e C2, instalados na coluna GEC central e nas colunas adjacentes, bem como a tensão medida no solo mole por meio do instrumento C3, instalado no solo mole circundante tal coluna.

##### **4.6.1. Distribuição de tensões verticais nos ensaios de variação de espaçamento entre colunas com o mesmo tipo de geotêxtil de reforço (RM – rigidez media)**

A distribuição de tensões durante a aplicação da última carga de 20 kPa é ilustrada na Figura 4.20 para as três células de tensão total (C1, C2 e C3). Os valores de tensão medidos nas colunas GEC são de 57 kPa, 73 kPa, 79 kPa e 97 kPa, respectivamente, e no solo mole são de 4 kPa, 7 kPa, 12 kPa e 15 kPa para os ensaios com espaçamentos de 2,0D, 2,5D, 3,0D e 3,5D, respectivamente. As tensões médias medidas nas colunas instrumentadas com espaçamento de 2,0D foram 23%, 29% e 42% maiores comparando-se com espaçamentos de 2,5D, 3,0D e 3,5D, respectivamente.

As medições evidenciam menor variação da tensão nas colunas GEC entre os ensaios realizados com espaçamentos de 2,5D e 3,0D. No caso do espaçamento de 3,5D, embora as tensões absolutas sejam maiores, observa-se uma variação menos expressiva entre os dois pontos instrumentados, indicando um comportamento mais homogêneo da distribuição de tensões nesse caso específico.

Como pode ser observado, as tensões na argila são menores do que nas colunas, evidenciando o efeito de arco. A partir dos dados obtidos, foram calculados os coeficientes de melhoria, como  $E$ ,  $n$ ,  $\sigma_{v(col)}/\sigma_o$  e  $\sigma_{v(solo)}/\sigma_o$ , para cada ensaio. Os resultados estão resumidos na Tabela 4.6, onde foram considerados os valores correspondentes à última sobrecarga aplicada. De acordo com os resultados, o aumento do espaçamento entre colunas tende a elevar a tensão efetiva tanto nas colunas quanto no solo mole. No entanto, isso é acompanhado por uma redução na eficiência e na taxa de substituição de área, indicando que espaçamentos menores são mais vantajosos para a estabilidade e para a transferência de tensões (Pulko et al., 2011; Almeida et al., 2018; Hussain et al., 2021; Gu et al., 2024; Zhang et al., 2024), além de contribuírem para menores recalques diferenciais na superfície do aterro.

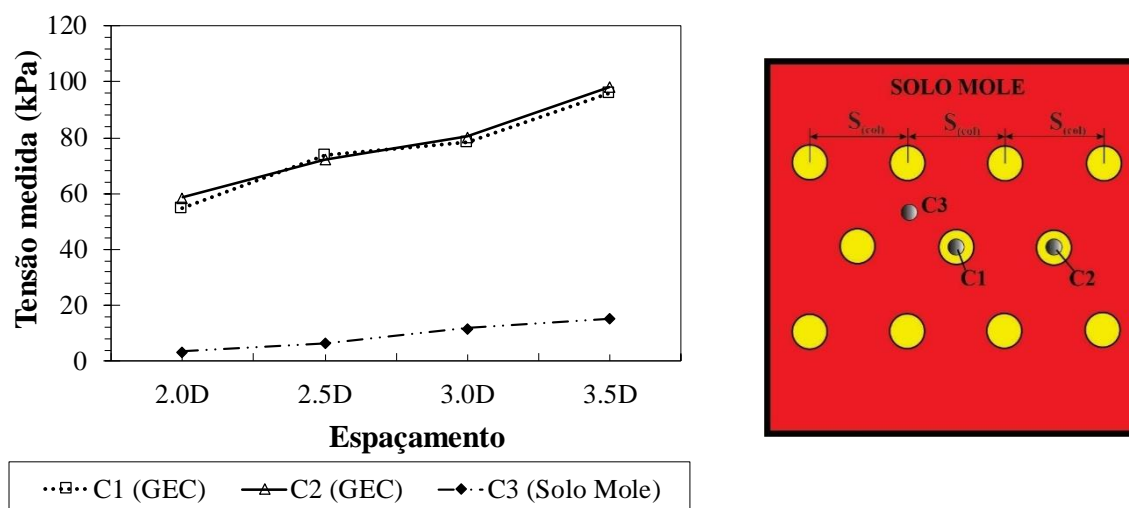


Figura 4.20. Tensões verticais totais medidas nas colunas GECs para diferentes espaçamentos entre colunas sob uma tensão de 20 kPa.

Tabela 4.6. Fatores de melhoria para os ensaios com variação de espaçamentos entre colunas GEC.

	Espaçamento entre colunas.			
	2.0D	2.5D	3.0D	3.5D
Eficiência (E)	0.8	0.63	0.53	0.39
Fator de concentração de tensões ( $n$ )	15.26	11.22	7.76	6.32
$\sigma_{v(\text{Col})} / \sigma_o$	2.93	3.69	3.97	4.91
$\sigma_{v(\text{Solo})} / \sigma_o$	0.18	0.33	0.51	0.76

Onde:  $\sigma_o$ : Tensão vertical aplicada,  $\sigma_{v(\text{col})}$ : Tensão vertical total na coluna,  $\sigma_{v(\text{Solo})}$ : Tensão vertical total no solo circundante.

Os valores de eficiência observados foram de 80%, 63%, 53% e 39% para os espaçamentos de 2,0D, 2,5D, 3,0D e 3,5D, respectivamente. A eficiência do sistema com espaçamento de 3,5D é quase reduzida à metade em comparação com a eficiência observada no menor espaçamento, 2,0D. Foi observado um aumento de eficiência de 14% ao reduzir-se o espaçamento de 3,5D para 3,0D, um aumento de 10% ao passar de 3,0D para 2,5D e um aumento de 17% ao reduzir o espaçamento de 2,5D para 2,0D. A menor variação de eficiência, de apenas 10%, ocorre entre

os espaçamentos de 2,5D e 3,0D, sugerindo, portanto, que o espaçamento ideal pode estar localizado dentro desse intervalo. A Figura 4.21 apresenta os resultados de E em função de  $S_{(col)}/D$ .

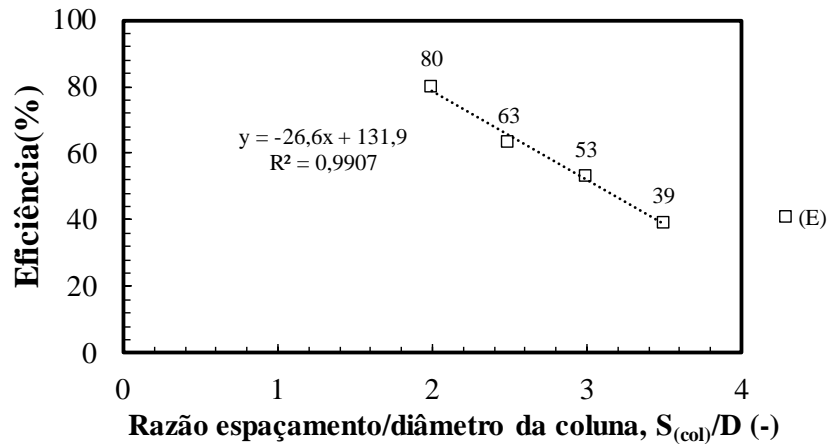


Figura 4.21. Correlação dos valores de E em função de  $S_{(col)}/D$ .

Com base nos resultados obtidos, propõe-se a Equação 4.3 para estimar o valor de E em função de  $S_{(col)}/D$ :

$$E = -26,6 * (S_{col}/D) + 131,9 \quad \text{Equação 4.3}$$

O valor de fator de concentração de tensões ( $n$ ) diminui com o aumento do espaçamento, indicando que a distribuição de tensões se torna menos concentrada nas colunas. Também foi observado que as tensões nas GECs são de 6 a 15 vezes maiores do que aquelas transmitidas ao solo mole, dependendo da configuração geométrica. A Figura 4.22 apresenta os valores de  $n$  em função de  $S_{(col)}/D$ .

Com base nos resultados obtidos, propõe-se a Equação 4.4 para estimar o valor de  $n$  em função de  $S_{(col)}/D$ :

$$n = -6,05 * (S_{col}/D) + 26,794 \quad \text{Equação 4.4}$$

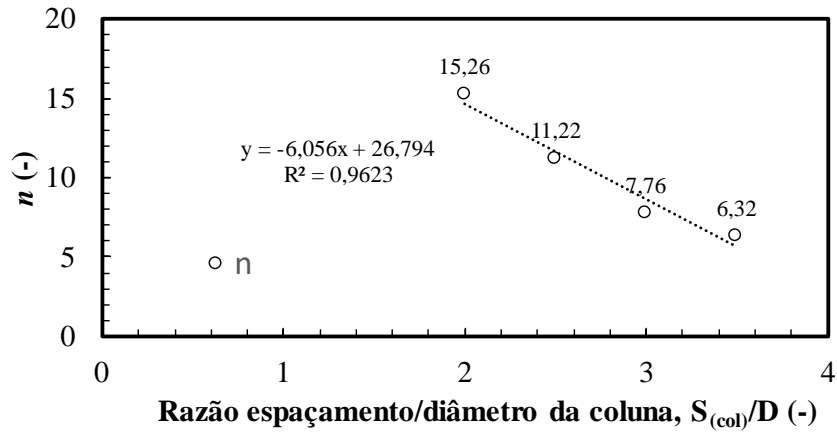


Figura 4.22. Correlação dos valores de  $n$  em função de  $S_{(col)}/D$ .

Ao analisar-se a relação entre a tensão máxima suportada pela GEC e a tensão máxima aplicada ao sistema (20 kPa) ( $\sigma_{v(col)}/\sigma_o$ ), observou-se que a GEC suporta aproximadamente quatro vezes a tensão aplicada, um valor consistente com o encontrado na literatura (Hossein Pour, 2015; Almeida et al., 2018), com exceção do ensaio com espaçamento de 2,0D, que apresenta um valor próximo de três. Os valores de  $\sigma_{v(Solo)}/\sigma_o$  indicaram que as colunas encamisadas por geossintético (GEC) recebem tensões mais significativas à medida que o espaçamento entre elas é reduzido, devido ao aprimoramento do efeito de arco. Com o menor espaçamento entre as colunas, o solo mole recebeu apenas 18% da tensão imposta, enquanto, com o maior espaçamento, esse valor chegou a 76%. Contudo, é importante destacar que espaçamentos menores aumentam o custo da solução. Diversos estudos sugerem valores específicos de espaçamento, que dependem das características do solo e do diâmetro das colunas (Gu et al., 2024; Zhang et al., 2024).

Com os resultados de  $\sigma_{v(col)}/\sigma_o$  e  $\sigma_{v(Solo)}/\sigma_o$ , propõem-se a Equação 4.5 e Equação 4.6 respectivamente, para estimar esses fatores de melhoria em função do espaçamento entre as colunas. As correlações dos resultados desses fatores de melhoria em função de  $S_{(col)}/D$  são apresentadas na Figura 4.23.

$$\sigma_{v(col)}/\sigma_o = 1,2648 * (S_{col}/D) + 0,3905 \quad \text{Equação 4.5}$$

$$\sigma_{v(solo)}/\sigma_o = 0,384 * (S_{col}/D) - 0,611 \quad \text{Equação 4.6}$$

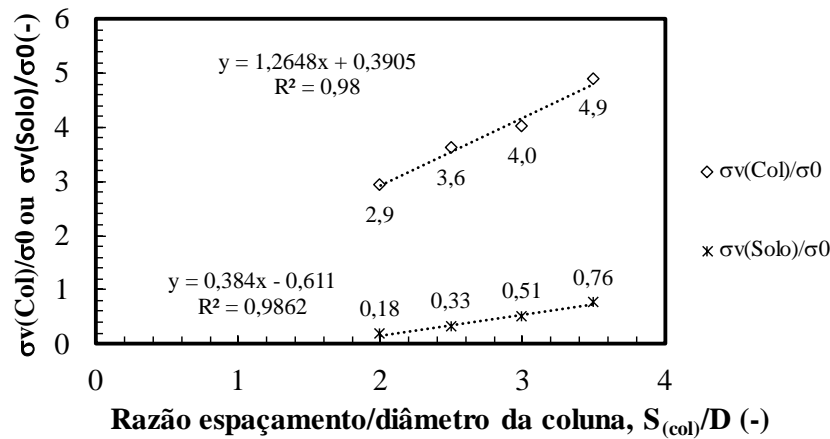


Figura 4.23. Correlação dos valores de  $\sigma_{v(col)}/\sigma_o$  e  $\sigma_{v(solo)}/\sigma_o$  em função de  $S_{(col)}/D$ .

Hosseinpour et al. (2019) recomendam espaçamentos entre 2 a 3 vezes o diâmetro para solos coesivos, enquanto Beyene et al. (2024) concluíram que o espaçamento ideal em solos argilosos moles pode variar de 2,4 a 3 vezes o diâmetro. Além disso, Elshazly et al. (2008) enfatizam a importância de espaçamentos de até 2,5 vezes o diâmetro, que controlam a distribuição de tensões e evitam concentrações de tensão excessivas no solo circundante. Fattahi et al. (2024) recomendam espaçamentos de 2,5 vezes o diâmetro para colunas de brita encamisadas, garantindo resistência ideal em solos moles. Adicionalmente, Dinesh et al. (2024) relatam que um espaçamento de 2,8 vezes o diâmetro é adequado para colunas de areia em solos suscetíveis à liquefação, otimizando a estabilidade sísmica. Esses achados destacam a necessidade de adaptar o espaçamento das colunas granulares de acordo com as condições do local e as propriedades do solo, com proporções geralmente variando de 1,5 a 3 vezes o diâmetro da coluna em solos com diferentes características geotécnicas. É importante ressaltar que os fatores de melhoria aqui encontrados estão em conformidade com a faixa de valores apresentados em pesquisas anteriores realizadas por autores como Ambily & Gandhi (2007), Ali et al. (2012), Dash & Bora (2013a), Ghazavi & Nazari (2013), Hosseinpour et al. (2014), Yoo (2015), Fattah et al. (2016), Debnath & Dey (2017), Tandel et al. (2017), Moradi et al. (2019), Zhang et al. (2021).

#### 4.6.2. Distribuição de tensões verticais nos ensaios com variação da camisa de reforço e espaçamento constante entre as colunas

A Figura 4.24 apresenta a distribuição de tensões totais durante a aplicação da última carga de 45 kPa, considerando as três células de tensão total (C1, C2 e C3). Os valores nas colunas GEC foram de 195 kPa, 178 kPa e 169 kPa, enquanto no solo mole foram de 20 kPa, 23 kPa e 28

kPa, respectivamente, para os ensaios realizados com espaçamento entre colunas de 3,0D e camisas de reforço RA, RM e RB. Baseando-se nos valores encontrados, as tensões medidas nas colunas GEC apresentaram variações de 10% e 15% ao comparar a coluna GEC com reforço RA em relação às colunas com camisas de reforço RM e RB, respectivamente. No solo mole, as variações foram de 15% e 30% ao comparar as tensões no solo circundante à coluna GEC com camisa de reforço RA em relação ao solo ao redor das colunas com camisas de reforço RM e RB, respectivamente. Apesar, de uma menor variação de tensão nas colunas GEC entre os ensaios realizados com camisas de reforço RM e RB, as variações de tensão medidas nas colunas GEC devido à diferença nas camisas de reforço não foram consideradas significativas.

Conforme observado anteriormente, as tensões na argila são menores do que nas colunas, evidenciando o efeito de arco. Como também feito anteriormente, foram calculados os coeficientes de melhoria, como  $E$ ,  $n$ ,  $\sigma_{v(col)}/\sigma_o$  e  $\sigma_{v(solo)}/\sigma_o$ , para cada ensaio. Os resultados estão resumidos na Tabela 4.7, considerando os valores correspondentes à última sobrecarga aplicada. Nota-se que o aumento na rigidez da camisa de reforço tende a elevar a tensão efetiva nas colunas e a reduzir a tensão no solo mole.

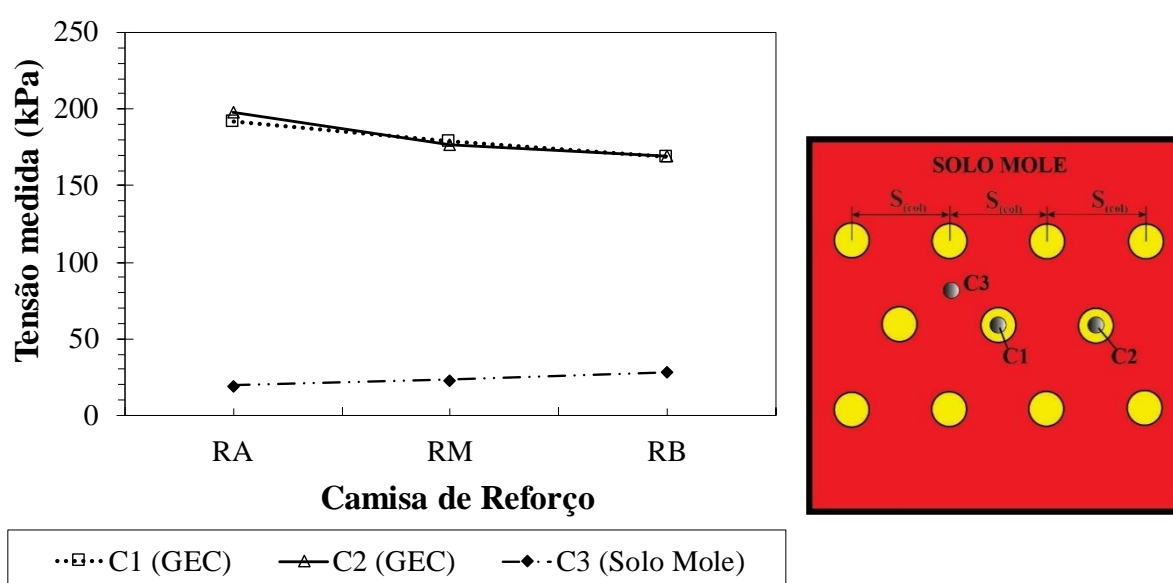


Figura 4.24. Tensões verticais aplicadas e medidas para diferentes nas GECs com variação de camisas de reforço sob uma tensão de 45 kPa.

Tabela 4.7. Fatores de melhoria para os ensaios com variação de camisa de reforço sob uma tensão de 45 kPa.

	Camisa de Reforço		
	RA	RB	RM
Eficiência (E)	0,59	0,53	0,51
$n$	9,9	7,7	6,0
$\sigma_{v(Col)}/\sigma_o$	4,3	4,0	3,8
$\sigma_{v(solo)}/\sigma_o$	0,44	0,51	0,63

Onde:  $\sigma_o$ : Tensão vertical aplicada,  $\sigma_{v(col)}$ : Tensão vertical total na coluna,  $\sigma_{v(solo)}$ : Tensão vertical total no solo circundante.

Comparando os resultados do ensaio que utiliza a camisa RA com aqueles da camisa RB, observa-se que o valor da eficiência (E) diminui aproximadamente 8%, apesar de a rigidez da camisa RA ser 3,25 vezes maior que a rigidez da camisa RB. De maneira similar, ao comparar o valor de eficiência do ensaio que utiliza a camisa de reforço RM com a camisa RB, nota-se uma redução de aproximadamente 2%, embora a rigidez da camisa RB seja quase o dobro da rigidez da camisa RM.

Ao analisar as variações no valor da eficiência e a razão entre a tensão medida na coluna e a tensão aplicada em cada um dos ensaios realizados, verifica-se que o uso de camisas de alta rigidez não apresenta um diferencial significativo de resultados em comparação com camisas dos tipos RM e RB. Dessa forma, o uso de camisas de reforço com elevado módulo de rigidez em projetos deve ser fundamentado em outros fatores, como disponibilidade, custo e demais aspectos técnicos e econômicos.

A Figura 4.25 apresenta os resultados da eficiência (E) em função do módulo de rigidez das camisas de reforço, em kPa, considerando escala real. Observa-se que a eficiência do sistema aumenta com o módulo de rigidez da camisa de reforço. Para um módulo de 2000 kPa, a eficiência foi de 51%, aumentando para 53% com 3500 kPa e atingindo 59% com 6500 kPa. Embora o incremento absoluto de rigidez entre os materiais seja significativo, os ganhos em eficiência são graduais, indicando uma relação não linear. Esse comportamento sugere que, a partir de certo nível de rigidez, os benefícios adicionais na eficiência estrutural tendem a se reduzir, o que é importante para decisões de dimensionamento e custo-benefício da solução de reforço.



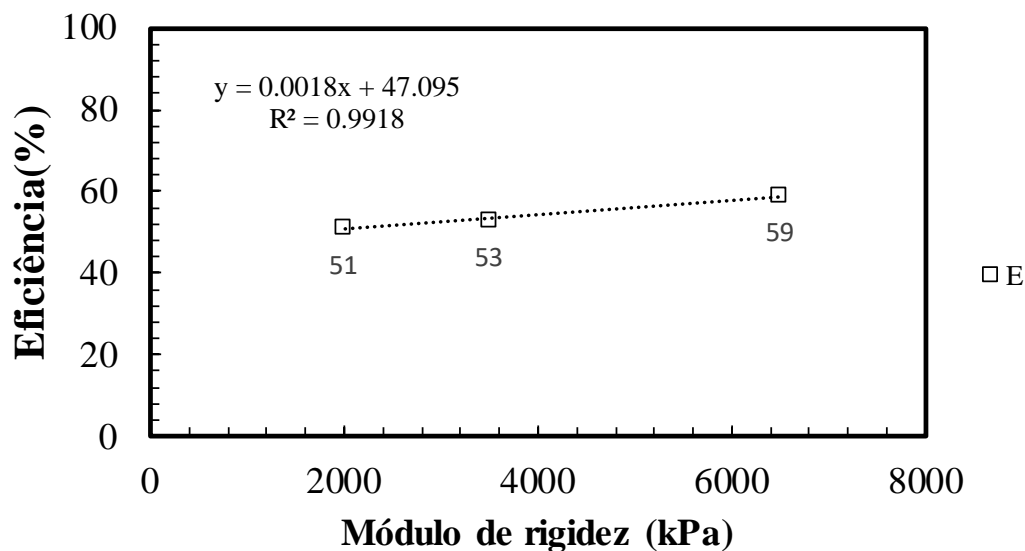


Figura 4.25. Correlação dos valores de E em função do módulo de rigidez da camisa de reforço em kPa, em escala real.

Com base nos resultados obtidos, propõe-se a Equação 4.7 para estimar o valor de E em função do módulo de rigidez da camisa de reforço em kPa, em escala real:

$$E = 0,0018(J) + 47,095 \quad \text{Equação 4.7}$$

*J= Módulo de rigidez em kPa.*

A partir dos valores calculados de  $n$  para cada um dos ensaios, verificou-se que as tensões suportadas pela GEC são de 6 a 10 vezes maiores comparadas com as tensões suportadas pelo solo mole e essa ordem de grandeza depende do material de reforço utilizado. Observa-se também que o valor de  $n$  aumenta com o incremento do módulo de rigidez à tração da camisa de reforço, indicando que a distribuição de tensões se torna menos concentrada nas colunas. A Figura 4.26 apresenta os resultados de  $n$  em função do módulo de rigidez da camisa de reforço em kPa, em escala real. Observa-se que, para o reforço com rigidez de 2000 kPa, o valor de  $n$  foi de 6,0; com 3500 kPa, aumentou para 7,7; e com 6500 kPa, atingiu 9,9. Esses resultados mostram um crescimento progressivo de  $n$ , refletindo uma melhoria na distribuição de cargas entre colunas e solo mole com o uso de camisas mais rígidas, o que corrobora a efetividade do aumento de rigidez para otimizar o desempenho do sistema GEC.

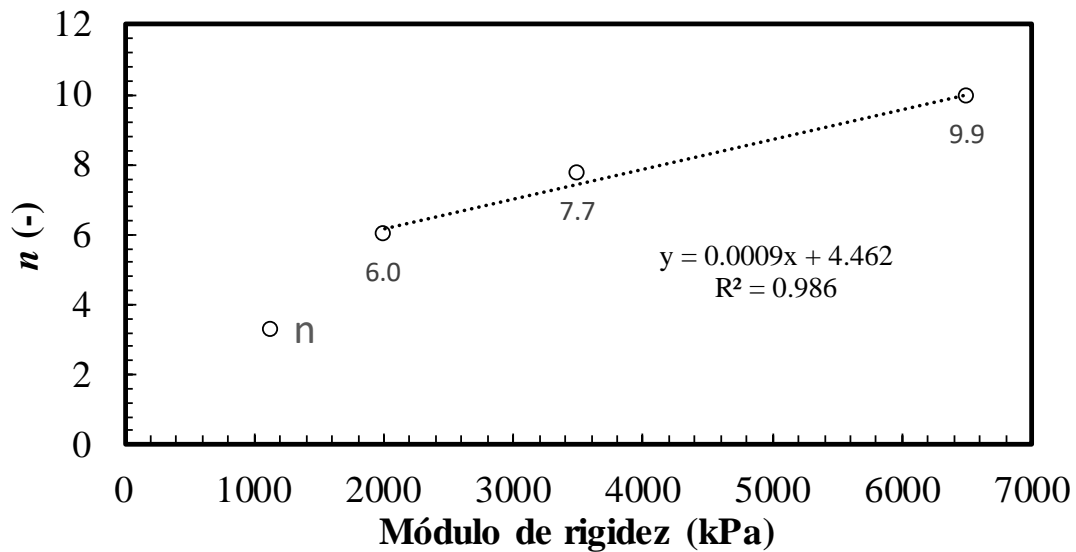


Figura 4.26. Correlação dos valores de  $n$  em função do módulo de rigidez da camisa de reforço em kPa, em escala real.

Com base nos resultados obtidos, propõe-se a Equação 4.8 para estimar o valor de  $n$  em função do módulo de rigidez da camisa de reforço em kPa, em escala real.

$$n = 0,0009(J) + 4,462 \quad \text{Equação 4.8}$$

$J$ = Módulo de rigidez em kPa.

Revisando os valores calculados da relação  $\sigma_{v(\text{Solo})}/\sigma_o$ , que corresponde à razão entre a tensão medida no solo mole e a tensão aplicada no sistema, encontraram-se valores entre 0,44 e 0,63. Isso indica que as colunas GEC suportaram a maior parte da carga aplicada, com tensões cerca de 1,6 a 2,3 vezes superiores às medidas no solo mole. Verificando a razão da máxima tensão suportada pela GEC em comparação à tensão máxima aplicada (45 kPa), foi possível determinar que as colunas absorveram tensões em torno de 4 vezes maiores que a carga total aplicada. Este comportamento confirma a elevada eficiência da técnica e está de acordo com os resultados relatados por Almeida et al. (2014) e outros estudos.

Com os resultados de  $\sigma_{v(\text{col})}/\sigma_o$  e  $\sigma_{v(\text{Solo})}/\sigma_o$ , propõem-se a Equação 4.9 e Equação 4.10 respectivamente, para estimar esses fatores de melhoria em função do módulo de rigidez à tração da camisa de reforço em kPa, em escala real. As correlações dos resultados desses fatores de melhoria em função do espaçamento entre as colunas são apresentadas na Figura 4.27.

Observa-se que os fatores de melhoria diminuem progressivamente com o aumento do espaçamento entre colunas, indicando que configurações mais compactas promovem maior eficiência na redistribuição das tensões e na redução dos recalques.

$$\sigma_v(\text{col})/\sigma_o = 0,0001(J) + 3,4988 \quad \text{Equação 4.9}$$

$J$ = Módulo de rigidez em kPa.

$$\sigma_v(\text{sol})/\sigma_o = -4 * E^{-5}(J) + 0,6839 \quad \text{Equação 4.10}$$

$J$ = Módulo de rigidez em kPa.

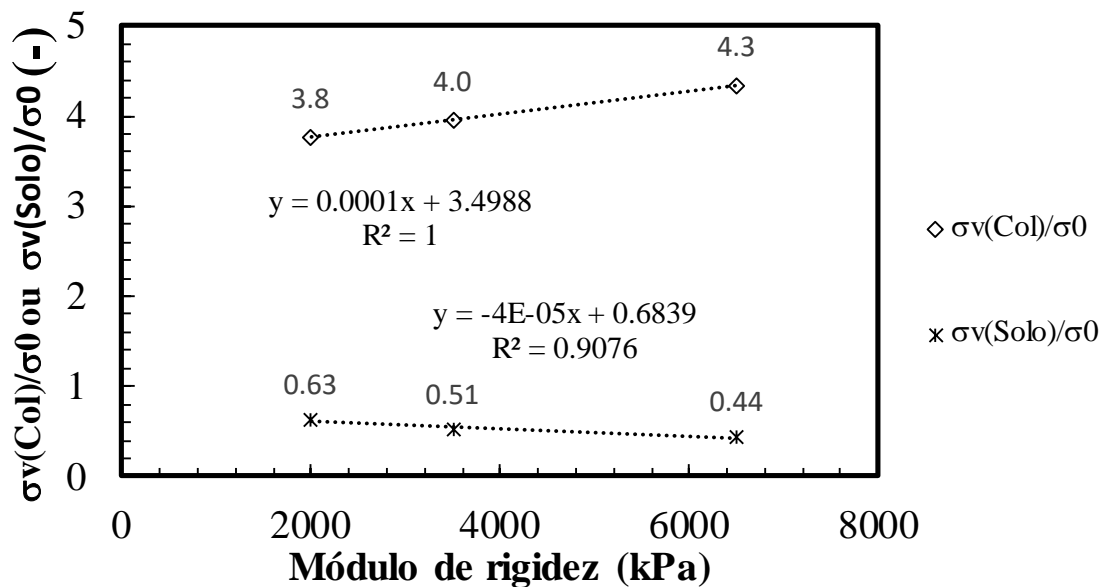


Figura 4.27. Correlação dos valores de  $\sigma_v(\text{col})/\sigma_o$  e  $\sigma_v(\text{Solo})/\sigma_o$  em função do módulo de rigidez da camisa de reforço em kPa, em escala real.

De igual maneira, é importante ressaltar que esses fatores de melhoria estão em conformidade com a faixa de valores reportada em pesquisas anteriores realizadas por diversos autores, como Ambily & Gandhi (2007), Ali et al. (2012), Dash & Bora (2013a), Ghazavi & Nazari (2013), Hosseinpour et al. (2014), Yoo (2015), Fattah et al. (2016), Debnath & Dey (2017), Tandel et al. (2017), Moradi et al. (2019) e Zhang et al. (2021).

#### **4.7. Deformação lateral das GECs (*bulging*)**

Após a finalização das medições, foi realizada uma escavação manual, na qual o solo mole circundante à coluna central do sistema foi removido. A escavação atingiu uma profundidade de 65 cm (aproximadamente 70% da profundidade do sistema). Concluída a escavação, foram realizadas leituras do diâmetro da coluna central em intervalos de 5 cm. Com cada medição, foi possível verificar a deformação radial gerada pelo acréscimo de carga. As medições do raio deformado da coluna ( $\Delta r_{\text{geo}}$ ) foram efetuadas em intervalos regulares de 5 cm de profundidade, sendo os valores registrados comparados com o raio inicial da coluna ( $r_{\text{geo}}$ ). Com base na formulação proposta por (Raithel & Kempfert, 2000), a força de tração (T) no encamisamento, descrita na Equação 2.7, foi estimada ao longo da profundidade da coluna.

Os resultados contemplam tanto os ensaios com variação do espaçamento entre colunas, mantendo-se o geotêxtil de reforço constante e submetidos a uma carga máxima de 20 kPa, quanto os ensaios com variação da camisa de reforço, mantendo-se o espaçamento entre as colunas constante e submetidos a uma carga máxima de 45 kPa.

##### **4.7.1. Comportamento da expansão lateral das GECs nos ensaios de variação de espaçamento entre colunas com o mesmo tipo de geotêxtil de reforço (RM – rigidez media)**

Após a conclusão dos experimentos, foi realizada a escavação manual para remoção do solo mole ao redor da coluna central. As medições do aumento do raio da coluna ( $\Delta r_{\text{geo}}$ ) foram feitas a cada 5 cm ao longo do comprimento da coluna, e os valores foram comparados com o raio inicial da coluna ( $r_{\text{geo}}$ ). A Figura 4.27a ilustra as curvas de deformação radial ( $\Delta r_{\text{geo}} / r_{\text{geo}}$ ) em função da profundidade para diferentes espaçamentos entre as colunas. As deformações foram predominantes até aproximadamente 2,7 vezes o diâmetro da coluna. No entanto, a deformação radial máxima foi consistentemente observada a uma profundidade de aproximadamente 1,5 vezes o diâmetro da coluna. Essa profundidade específica é característica da zona típica de expansão lateral (“bulging”) reportada na literatura (Araújo, 2009; Ghazavi & Nazari Afshar, 2013; Ghazavi et al., 2018; Alkhorshid et al., 2019; Li et al., 2021; Pandey et al., 2021; Thakur et al., 2021; Kim et al., 2024; Demir et al., 2025). Comparando os resultados para diferentes espaçamentos entre colunas, os valores máximos de deformação lateral foram 6,20%, 4,90%, 4,14% e 2,75% para espaçamentos de 3,5D, 3,0D, 2,5D e 2,0D, respectivamente.

Utilizando a formulação proposta por Raithel & Kempfert (2000), a força de tração (T) na camisa de confinamento foi estimada ao longo da profundidade da coluna como função do espaçamento entre colunas, e os resultados são apresentados na Figura 4.28b. Observa-se que, à medida que o espaçamento entre colunas aumenta, a força de tração circunferencial também cresce, em conformidade com a investigação conduzida por Castro (2017), que realizou análises numéricas em grupos de GECs.

Os valores estimados das forças de tração máxima foram de 4,64 kN/m, 3,66 kN/m, 3,09 kN/m e 2,06 kN/m para as colunas GEC com espaçamentos de 3,5D, 3,0D, 2,5D e 2,0D, respectivamente. A variação da força de tração estimada foi de 56%, 44% e 33% para as colunas GEC com espaçamentos de 3,5D, 3,0D e 2,5D, respectivamente, em relação ao valor estimado para 2,0D. O espaçamento de 3,5D resultou em forças de tração até 2,25 vezes maiores em comparação com um espaçamento de 2,0D. De uma forma geral, as forças de tração estimadas foram inferiores à resistência à tração da camisa geotêxtil (conforme apresentado na Tabela 3.5). Além disso, não foi observada ruptura do geotêxtil após os ensaios. O espaçamento de 3,5D não foi plotado, uma vez que esse espaçamento não cumpre as condições de forma eficiente para cumprir o efeito de arco, conforme explicado na Seção 3.1. Portanto, nesse caso, o método não é aplicável.

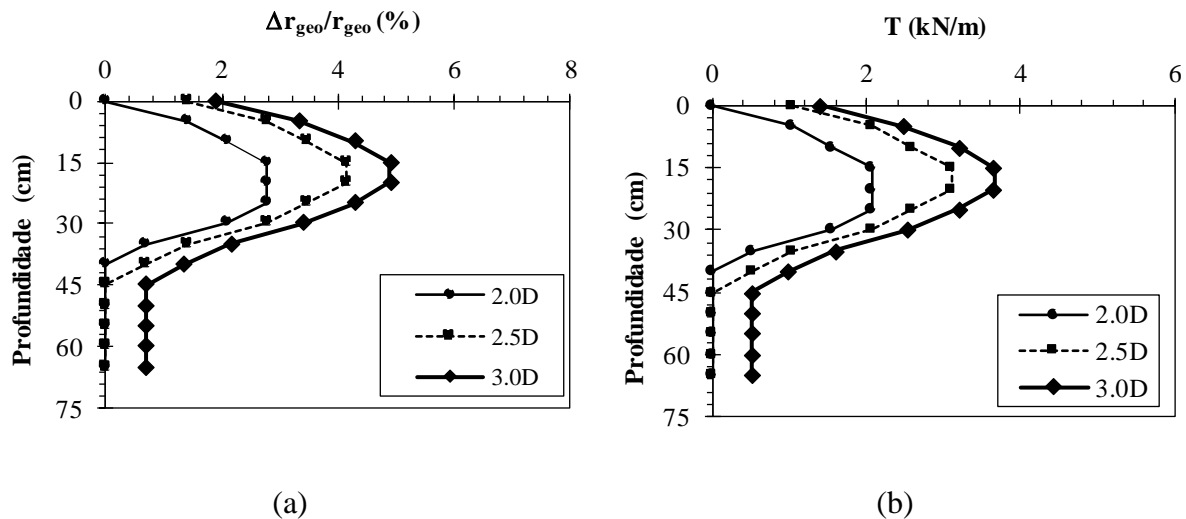


Figura 4.28. Ensaios com variação de espaçamento: (a)  $\Delta r_{geo}/r_{geo}$  versus profundidade e (b) Força de tração, T, versus profundidade; ensaios com variação do espaçamento.

#### **4.7.2. Comportamento da deformação lateral das GECs nos ensaios com variação da camisa de reforço e espaçamento constante entre as colunas.**

A Figura 4.29a apresenta as curvas de deformação radial ( $\Delta r_{geo}/r_{geo}$ ) em função da profundidade para diferentes camisas de reforço. Observa-se que as maiores deformações ocorreram até profundidades de aproximadamente 2,7 vezes o diâmetro da coluna, sendo que o valor máximo de deformação radial foi registrado a uma profundidade de cerca de 1,5 vezes tal diâmetro, caracterizando a zona típica de deformação lateral descrita na literatura (Araújo, 2009; Ghazavi & Nazari Afshar, 2013; Ghazavi et al., 2018; Alkhorshid et al., 2019; Li et al., 2021; Pandey et al., 2021; Thakur et al., 2021; Kim et al., 2024; Demir et al., 2025)

Observa-se que as deformações radiais são proporcionais à variação do módulo de rigidez da camisa de reforço. Assim, as maiores deformações correspondem ao reforço RB, e as menores, ao reforço RA. Os valores máximos de expansão lateral foram de 5,52%, 8,97% e 10,34% para as camisas de reforço RA, RM e RB, respectivamente. Essa variação está associada à magnitude das tensões verticais absorvidas pela coluna GEC. O abaulamento máximo ocorreu a uma profundidade de aproximadamente 160 a 225 mm. A Figura 4.29b apresenta os resultados da estimativa da força de tração (T). Verifica-se que, com o aumento do módulo de rigidez da camisa de reforço, a força de tração circunferencial também cresce. Os valores estimados para a força de tração máxima foram de 4,61 kN/m, 6,71 kN/m e 7,93 kN/m para as colunas GEC com camisas de reforço RA, RM e RB, respectivamente. Por outro lado, a variação da força de tração foi de 31% e 42% para as camisas de reforço RM e RB, respectivamente, em relação ao valor obtido para RA.

Com os resultados obtidos, verificou-se que maiores valores de força de tração são observados para maiores módulos de rigidez da camisa de reforço. Cabe salientar que os valores de resistência à tração obtidos estão dentro da faixa previamente determinada em ensaios de tração isolada em tiras largas, conforme apresentado na Tabela 3.5. Além disso, não foram observadas falhas no geotêxtil após os ensaios.

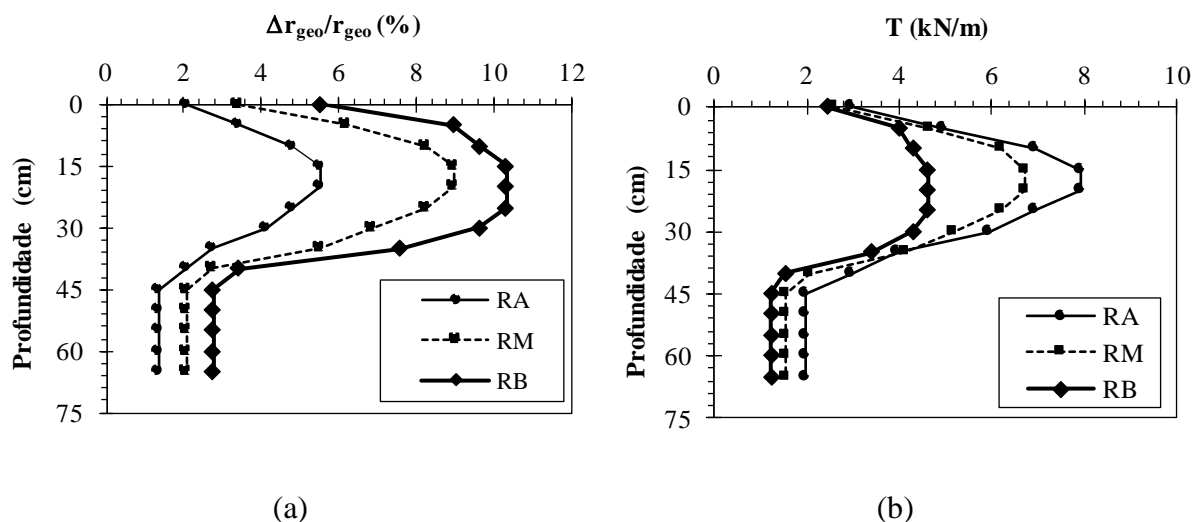


Figura 4.29. Ensaios com variação do reforço: (a)  $\Delta r_{\text{geo}}/r_{\text{geo}}$  versus profundidade e (b) Força de tração,  $T$ , versus profundidade; ensaios com variação do espaçamento.

A Figura 4.30a e Figura 4.30b apresentam algumas fotografias das escavações manuais realizadas no topo da coluna central ensaiada para medição da deformação radial resultante nos ensaios com camisa de reforço RA e RM respectivamente. Na Figura 4.30c, é exibido o corpo de prova correspondente à GEC central ensaiada, recuperada do ensaio com camisa de reforço RM e espaçamento de 3,0D. Esse espécime evidencia processos de deformação lateral na parte superior e flexão na parte inferior. O comportamento observado é semelhante aos resultados apresentados por Chen et al. (2021) e Mohanty & Shahu (2021), que indicaram que, sob carregamento do aterro, as GECs podem, em alguns casos, deformar por flexão e não apenas por abaulamento. Cabe salientar que o carregamento aplicado nesse caso bem foi superior (16 m) ao de projeto (7m). Do ponto de vista prático, a resistência à flexão da GEC deve ser considerada na avaliação da estabilidade, particularmente no cálculo de estabilidade de aterros.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.30. Registro fotográfico das escavações no topo da coluna central (a) ensaio com camisa de reforço RA, (b) ensaio com camisa de reforço RM e (c) recuperação de corpo de prova ensaiado no ensaio RM.

#### 4.8. Comparações entre os valores previstos e medidos dos recalques e das forças circunferenciais de tração.

As abordagens analíticas propostas por Van Impe & Silence (1986), Raithel & Kempfert (2000) e Almeida et al. (2018) foram utilizadas para prever as forças máximas de tração na camisa de reforço (T) e o recalque das colunas ( $S_c$ ) por meio da Equação 2.7 e da Equação 2.8, e os resultados são apresentados na Figura 4.31. Os parâmetros do solo mole adotados por cada método para as previsões realizadas neste estudo estão detalhados na Tabela 3.3. Além disso, a Tabela 4.8. apresenta um resumo das principais considerações dos métodos utilizados para prever os recalques e as forças circunferenciais de tração em colunas encamisadas com geossintéticos (GECs), destacando as hipóteses adotadas e os parâmetros exigidos por cada uma das formulações mencionadas.

Tabela 4.8. Principais considerações dos métodos para prever os recalques e as forças circunferenciais de tração em GECs.

Método	Recalque (S)	Força circunferencial de tração (T)	Comentários
Raithel and Kempfert (2002)	$S_{coluna}$ $= \left[ 1 - \frac{r_0^2}{(r_0^2 + \Delta r_c^2)^2} \right]$ $\cdot h_0$	$\Delta F_r = J \cdot \frac{\Delta r_{geo}}{r_{geo}}$ $\Delta \sigma_{h,geo} = J \cdot \frac{\Delta F_r}{r_{geo}}$	Recalques iguais entre a coluna e o solo mole.



Método	Recalque (S)	Força circunferencial de tração (T)	Comentários
	$\Delta r_c = \Delta r_{geo} + (r_{geo} - r_c)$ $S_s$ $= \left( \frac{\Delta \sigma_{v,s}}{E_{oed}} - 2 \cdot \frac{1}{E^*} \cdot \frac{v_s}{1 - v_s} \cdot \Delta \sigma_{h,diff} \right) \cdot h$ $E^*$ $= \left( \frac{1}{1 - v_s} + \frac{1}{1 + v_s} \cdot \frac{1}{a_E} \right) \cdot \frac{(1 + v_s) \cdot (1 - 2v_s)}{(1 - v_s)} \cdot E_{oed,s}$	$T = J \cdot \frac{\Delta r_c - (r_{geo} - r_c)}{r_{geo}}$ $\Delta r_c = f(K_{a,c}; K_{0,s}; k_0^*; a_E; \Delta \sigma_0; \Delta \sigma_{v,s}; \Delta \sigma_{v,0,c}; r_{geo}; r_c; v_s; E_{oed,s})$	<p>Considera o valor de k nos cálculos e mais parâmetros do solo. <math>a_E</math> é a taxa de substituição que leva indiretamente em conta o número de colunas e o espaçamento entre elas.</p>
Almeida (2018)		Solução gráfica	<p>Considera um coeficiente modificado de empuxo lateral que melhora a consideração do confinamento,</p>

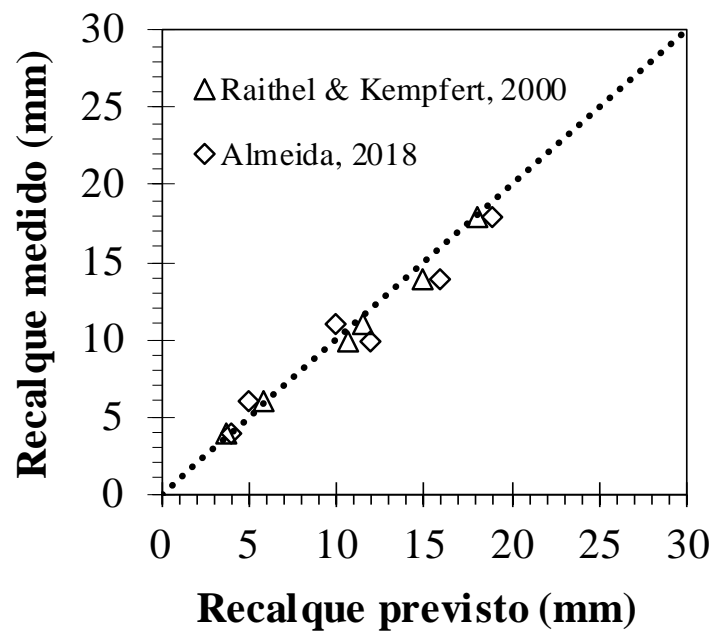
Método	Recalque (S)	Força circunferencial de tração (T)	Comentários
			reduzindo a força na geogrelha e os recalques.
Van Impe and Silence (1986)	$S_c = \frac{T}{J} D$	$T = r_c \cdot (\sigma'_v + \gamma'_c D) \cdot \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi_c}{2} \right)$	

Onde:  $S_c$ : recalque da coluna,  $R_0$ : raio inicial da coluna,  $\Delta r_c$ : deformação radial da coluna,  $\Delta r_{geo}$ : deformação radial da coluna,  $r_c$ : raio da coluna,  $h_0$ : altura inicial da coluna,  $S_s$ : recalque do solo circundante,  $\Delta \sigma_{v,s}$ : tensão vertical no solo circundante,  $E_{oed}$ : módulo edométrico,  $E^*$ : módulo de elasticidade modificado,  $\nu_s$ : coeficiente de Poisson do solo circundante,  $\Delta \sigma_{h,diff}$ : diferença de tensão horizontal,  $a_E$ : razão de substituição de área,  $J$ : rigidez à tração do geossintético,  $\Delta F_r$ : incremento da força radial no reforço,  $\Delta \sigma_{h,geo}$ : incremento da tensão radial no reforço,  $T$ : força de tração no reforço,  $K_{a,c}$ : incremento da força radial no reforço,  $K_{0,s}$ : coeficiente de empuxo em repouso do solo circundante,  $k_0^*$ : coeficiente de empuxo modificado,  $\Delta \sigma_0$ : incremento de tensão inicial,  $\Delta \sigma_{v,0,c}$ : tensão vertical inicial na coluna,  $D$ : profundidade da coluna,  $\sigma'_v$ : tensão vertical efetiva,  $\gamma'_c$ : peso específico do material da coluna,  $\phi_c$ : ângulo de atrito do material da coluna.

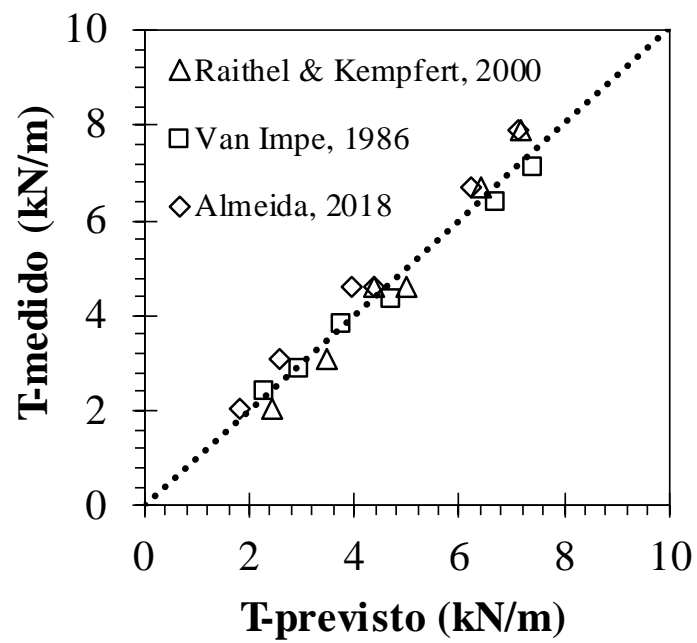
Com relação aos recalques, tanto Raithel & Kempfert (2000) quanto Almeida et al. (2018) apresentaram previsões próximas aos valores medidos (Figura 4.31a). Por outro lado, Van Impe & Silence (1986) previram valores significativamente mais conservadores em comparação com as outras abordagens, o que pode ser atribuído às simplificações adotadas por esse método. Ao analisar-se a força de tração (Figura 4.31b), os três métodos apresentaram uma boa acurácia, com uma diferença máxima de 15% entre as previsões e as medições, apesar de o método de Van Impe & Silence (1986) ser muito mais simples do que os outros métodos.

Uma das principais limitações do método de Van Impe & Silence (1986) é que ele considera a tensão vertical no topo da coluna como igual ao peso total do aterro acima da coluna dividido por sua área de influência. Essa é uma suposição que não foi confirmada pelos instrumentos de medição de tensões utilizados nos experimentos realizados, devido ao efeito de arco do solo do aterro. No entanto, é importante destacar que a variação máxima entre os métodos, mesmo com o maior nível de dispersão, foi de aproximadamente 10%. Isso indica uma concordância satisfatória para aplicações geotécnicas, pois essa dispersão não é considerada significativa (American Society for Quality Control, 2010).

Cabe ainda ressaltar que a metodologia proposta por Van Impe & Silence (1986) se baseia na suposição de que as tensões previstas para o cálculo do recalque correspondem à tensão na ruptura por tração do elemento. No entanto, a ruptura dos reforços não foi observada nos ensaios realizados, o que justifica essas diferenças.



(a)



(b)

Figura 4.31. Comparação entre previsões e medições de diferentes métodos: (a) Recalque e (b) Força de tração ( $T$ ).

## CAPITULO 5

### 5. CONCLUSÕES

O comportamento das colunas granulares encamisadas (GECs) foi avaliado por meio de ensaios laboratoriais em grupos de colunas modelo, variando espaçamentos e rigidez da camisa de reforço. Com base nos resultados obtidos, foram feitas as seguintes conclusões:

- As tensões nas GECs variaram entre 6 e 15 vezes aquelas registradas no solo mole, dependendo do espaçamento entre colunas e da rigidez da camisa de reforço. O efeito de arqueamento resultou em tensões verticais até quatro vezes superiores à carga aplicada, especialmente nas configurações com camisas de maior rigidez, que proporcionaram melhor confinamento lateral e redistribuição das tensões verticais.
- Durante o processo de instalação, a configuração com menor espaçamento (2,0D) gerou maior excesso de poropressão, enquanto espaçamentos maiores (3,5D) resultaram em menores excessos de poropressões. Por sua vez, durante o carregamento, o maior valor de excesso de poropressão foi observado em configurações com menor número de colunas (maior espaçamento). Além disso, a taxa de dissipação da poropressão aumentou com o número de colunas instaladas, sendo mais rápida em espaçamentos menores.
- A rigidez da camisa de reforço apresentou influência limitada sobre o processo de dissipação de excessos de poropressão tanto na cravação como no processo de carregamento. Ensaios com camisas mais rígidas (RA) indicaram uma leve redução nos valores máximos de poropressão gerada após a instalação, em comparação com as camisas menos rígidas (RB), que apresentaram valores ligeiramente superiores. Apesar dessa tendência, os desvios padrão observados foram baixos, e as diferenças entre os resultados não foram relevantes. Assim, conclui-se que a rigidez do geossintético influenciou apenas de forma marginal a dissipação dos excessos de poropressão.
- Ensaios submetidos a sobrecarga de 45 kPa apresentaram taxas de dissipação de poropressão significativamente maiores do que aqueles submetidos a 20 kPa, destacando a influência da tensão aplicada no sistema. Esse fator deve ser considerado em projetos de reforço de solos utilizando GECs.

- A instalação das colunas alterou as tensões horizontais no solo, provocando aumento temporário dos excessos de poropressão e do coeficiente de empuxo lateral ( $K$ ), que permaneceu acima de 1 mesmo após o início da dissipação da poropressão. Esse comportamento foi influenciado principalmente pelo espaçamento entre as colunas, sendo que menores espaçamentos resultaram em maiores valores de  $K$  devido ao confinamento mais efetivo do solo mole.
- A redistribuição das tensões no solo e nas colunas foi impactada pela rigidez da camisa de reforço. Camisas mais rígidas aumentaram a tensão efetiva sobre as colunas e reduziram as tensões no solo circundante, melhorando a eficiência do sistema de reforço. Além disso, a expansão lateral das colunas foi maior com camisas menos rígidas, evidenciando a influência da rigidez à tração na contenção das deformações radiais.
- O espaçamento entre colunas influenciou significativamente o comportamento do sistema. Espaçamentos menores aumentaram a interação entre colunas, resultando em maior concentração de tensões verticais nas GECs e aumento do coeficiente de empuxo horizontal logo após a instalação. Espaçamentos maiores reduziram essa influência mútua, levando a menor rigidez global do sistema e maior deslocamento lateral do solo mole.
- A otimização do espaçamento pode compensar, em certa medida, a escolha de camisas de menor rigidez, sendo essencial considerar tanto os aspectos mecânicos quanto os impactos econômicos no projeto.
- Durante a fase de aplicação da carga máxima, observou-se um aumento dos valores do coeficiente de empuxo lateral do solo ( $K$ ) com o incremento do espaçamento entre colunas, indicando maior mobilização de deformações laterais no solo mole (por haver maior tensão vertical sobre o mesmo) e elevação das tensões horizontais efetivas. Após a dissipação dos excessos de poropressão, os valores de  $K$  apresentaram um leve aumento, sugerindo que as tensões efetivas passaram a ser predominantemente assumidas pela estrutura do solo mole já drenado. A rigidez da camisa de reforço, por sua vez, influenciou a redistribuição das tensões entre o solo e a coluna, embora seu impacto sobre os valores de  $K$  após a consolidação tenha sido limitado.

- Os resultados dos ensaios demonstraram que a instalação de colunas granulares encamisadas (GECs) em solos moles promoveu um aumento significativo da resistência ao cisalhamento não drenado ( $S_u$ ), devido ao confinamento lateral proporcionado pelo encamisamento geossintético e à dissipação das poropressões devida à capacidade drenante das colunas. A variação do espaçamento entre colunas influenciou diretamente os ganhos de resistência, sendo os melhores resultados obtidos com espaçamentos menores. Ensaio de palheta indicaram que o raio de influência de uma GEC variou entre 1,4 e 1,7 vezes seu diâmetro, sugerindo que a proximidade entre colunas contribui para a estabilidade e resistência não drenada do solo.
- A deformação radial, associada ao movimento de expansão horizontal da coluna no solo mole, e as forças circunferenciais, relacionadas à tração no geotêxtil induzida por esse movimento, foram impactadas pelo espaçamento entre colunas. A maior deformação radial foi observada em profundidades próximas a 1,5 vezes o diâmetro da coluna, indicando o ponto de maior mobilização da força de tração do material. Já a zona mais afetada pela deformação radial (expansão lateral da coluna) foi registrada até uma profundidade de 2,7 vezes o diâmetro da coluna. Esses resultados demonstram que os efeitos da deformação não são uniformes ao longo da profundidade e variam conforme o tipo de esforço analisado.

## 6. PROPOSTAS PARA PESQUISAS FUTURAS

A seguir, apresentam-se propostas de continuidade da pesquisa:

- **Validação em escala real.** Propõe-se validar, em protótipos em escala real implementados em trechos experimentais, os resultados obtidos para  $S_{(col)}/D$  entre 2,0 e 3,5, confrontando as deformações radiais e a distribuição de tensões tanto no solo mole quanto nas GECs, sob sobrecargas estáticas e cíclicas representativas do tráfego. Essa validação deve incluir efeitos tempo dependentes (adensamentos primário e secundário) após a dissipação das poropressões, permitindo estabelecer fatores de escala e limites de aplicabilidade dos parâmetros obtidos no modelo físico.
- **Estratégias de instalação e materiais de encamisamento.** Recomenda-se investigar estratégias de instalação (taxa de cravação, estágios e “pausas de drenagem”) para mitigar picos

de excesso de poropressão, bem como a sinergia entre as GECs e o reforço basal na distribuição de tensões e no controle de recalques. Em paralelo, comparar materiais e rigidezes de encamisamento utilizando diferentes tipos de reforço (p.ex., geotêxteis e geogrelhas), incluindo análises da influência do comprimento do encamisamento (parcial/variável) e/ou de reforço horizontal no material de enchimento da coluna para identificar limites de desempenho. Adicionalmente, quantificar o raio de influência e o ganho de resistência não drenada ( $S_u$ ) por métodos diretos e indiretos, definindo recomendações por faixas de  $S_{(col)}/D$  e rigidez.

- **Recomenda-se a realização de ensaios com solos de maior plasticidade, típicos de planícies costeiras.** A fim de avaliar como a elevada compressibilidade e a baixa permeabilidade influenciam a transferência de carga, a geração e dissipação de excessos de poropressão e o controle de abaulamento em GECs. Propõe-se um programa integrado que inclua: (i) caracterização geotécnica avançada do depósito (ensaios edométricos e triaxiais apropriados, determinação de parâmetros de deformabilidade, resistência e estado tensional in situ); (ii) modelo físico confinado em escala representativa, variando espaçamento entre colunas, rigidez e continuidade do encamisamento, com instrumentação para medir recalques, poropressões, tensões verticais e circunferenciais ao longo do tempo; e (iii) calibração e validação de modelos analíticos e/ou numéricos para derivar coeficientes de transferência e critérios de projeto específicos para solos costeiros de alta plasticidade, resultando em diagramas e recomendações de dimensionamento por faixas de arranjo e rigidez do reforço.

- **Calibração numérica e diretrizes de projeto.** Sugere-se calibrar modelos numéricos por meio de retroanálise dos resultados desta pesquisa e, a partir disso, refinar métodos analíticos/semiempíricos de previsão de recalques e de distribuição de tensões, com coeficientes em função de  $S_{(col)}/D$ , do módulo do agregado e da rigidez da camisa. Complementarmente, incorporar a avaliação do uso de materiais convencionais e reciclados e converter os achados em diretrizes normativas baseadas em desempenho, incluindo critérios de aceitação, recomendações de arranjo (triangular/quadrado) e efeitos de borda de grupo.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (1984a). NBR 6459/1984: Solo - determinação do limite de liquidez. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 6 p.

ABNT (1984b). NBR 6508/1984: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – determinação da massa específica. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 8 p.

ABNT (2016). NBR 7180/2016: Determinação do limite de plasticidade. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 3 p.

ABNT (1993). NBR 12824/1993: Geotêxteis – determinação da resistência à tração não confinada – ensaio de tração de faixa larga. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 5 p.

ABNT (2000). NBR 14545/2000: Solo – determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 12 p.

ABNT (2003). NBR 12568/2003: Geossintéticos – determinação da massa por unidade de área. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 3 p.

ABNT (2013). NBR ISO 9863-1/2013: Geossintéticos – determinação da espessura a pressões especificadas. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 5 p.

AL-SAADI, A.N. S. (2021). Numerical simulation of geosynthetic encased stone columns bearing on a compressible soil layer used individually and in group configurations (Doctoral dissertation). University of Delaware. <https://udspace.udel.edu/handle/19716/30129>.

ALEXIEW, D., BROKEMPER, D. & LOTHSPREICH, S. (2005). Geotextile encased columns (GEC): load capacity, geotextile selection and pre-design graphs. Geo-Frontiers 2005, Geotechnical Special Publication (GSP) No. 131, ASCE, Austin, Texas, USA, pp. 1–14. [https://doi.org/10.1061/40777\(156\)12](https://doi.org/10.1061/40777(156)12).

ALI, K., SHAHU, J.T.T. & SHARMA, K.G.G. (2012). Model tests on geosynthetic-reinforced stone columns: a comparative study. *Geosynthetics International*, 19(4): 292–305. <https://doi.org/10.1680/gein.12.00016>.

ALKHORSHID, N.R (2017). Analysis of Geosynthetic Encased Columns in Very Soft Soil. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-133/17, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 128 p. Disponível em: <http://repositorio2.unb.br/jspui/handle/10482/32033>.

ALKHORSHID, N.R., ARAUJO, G.L.S., PALMEIRA, E.M. & ZORNBERG, J.G. (2019). Large-scale load capacity tests on a geosynthetic encased column. *Geotextiles and Geomembranes*, 47(5): 103458. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2019.103458>.

ALMEIDA, M. S. S., & MARQUES, M. E. S. (2010). Aterros sobre solos moles: Projeto e desempenho. Oficina de Textos.

ALMEIDA, M. S. S., MARQUES, M. E. S., & BARONI, M. (2010). Geotechnical parameters of very soft clays from CPTu. En P. K. Robertson & P. W. Mayne (Eds.), *Proceedings of the 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing (CPT'10)*, Huntington Beach, CA, USA (Paper 2-46).

ALMEIDA, M. S. S., & MARQUES, M. E. S. (2013). Design and performance of embankments on very soft soils (1st ed.). CRC Press. <https://doi.org/10.1201/b15788>.

ALMEIDA, M.S.S., RICCIO FILHO, M.V., BABAEI, I.H. & ALEXIEW, D. (2018). Geosynthetic encased columns for soft soil improvement. CRC Press/Balkema, Leiden, Netherlands, 242 p. <https://doi.org/10.1201/9781315177144>.

ALMEIDA, M.S.S., HOSSEINPOUR, I. & RICCIO, M. (2013). Performance of a geosynthetic-encased column (GEC) in soft ground: numerical and analytical studies. *Geosynthetics International*, 20(4): 252–262. <https://doi.org/10.1680/gein.13.00015>.

ALMEIDA, M.S.S., HOSSEINPOUR, I., RICCIO, M. & ALEXIEW, D. (2014). Behavior of

geotextile-encased granular columns supporting test embankment on soft deposit. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141(3): 9. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001256](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001256).

ALMEIDA, S. (2011). Construction methods in Brazilian extremely soft soils. Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering – PanAm 2011, Toronto, Canada. Disponível em: <http://geoserver.ing.puc.cl/info/conferences/PanAm2011/panam2011/pdfs/GEO11Paper1206.pdf>.

AMBILY, A.P. & GANDHI, S.R. (2007). Behavior of stone columns based on experimental and FEM analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(4): 405–415. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2007\)133:4\(405\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:4(405)).

AMERICAN SOCIETY FOR QUALITY CONTROL (2010). Measurement systems analysis: reference manual. AIAG, Southfield, Michigan, USA, 143 p. Disponível em: <https://www.aiag.org/store/publications/details?ProductCode=msa-4>.

ARAÚJO, G.L.S. (2009). Estudo em laboratório e em campo de colunas granulares encamisadas com geossintéticos. Tese de doutorado, Publicação G.DM-058/09, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 143 p. Disponível em: <http://repositorio.unb.br/handle/10482/4140>.

ASTM (2011). D3080/D3080M – Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions (withdrawn 2020). ASTM International, West Conshohocken, PA, USA, 9 p. [https://doi.org/10.1520/D3080\\_D3080M-11](https://doi.org/10.1520/D3080_D3080M-11).

ASTM (2016). D4648/D4648M – Standard Test Methods for Laboratory Miniature Vane Shear Test for Saturated Fine-Grained Clayey Soil. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA, 7 p. [https://doi.org/10.1520/D4648\\_D4648M-16](https://doi.org/10.1520/D4648_D4648M-16).

ASTM (2017). D422-63 – Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA, 8 p. <https://doi.org/10.1520/D0422-63R98>.

ASTM (2018). D4885-01 – Standard Test Method for Determining Performance Strength of Geomembranes by the Wide Strip Tensile Method. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA, 10 p. <https://doi.org/10.1520/D4595-17>.

ASTM (2018). D5261-10 – Standard Test Method for Measuring Mass per Unit Area of Geotextiles. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA, 3 p. <https://doi.org/10.1520/D5261-10R18>.

ASTM (2016). D4253-16e1 – Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA, 14 p. <https://doi.org/10.1520/D4253-16E01>.

ASTM (2019). D5199-12R19 – Standard Test Method for Measuring the Nominal Thickness of Geosynthetics. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA, 4 p. <https://doi.org/10.1520/D5199-12R19>.

BAKER, W.E., WESTINE, P.S. & DODGE, F.T. (1991). Similarity methods in engineering dynamics: theory and practice of scale modeling. Elsevier Science, Amsterdam, Netherlands, 250 p. ISBN 978-0444881564. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/bookseries/fundamental-studies-in-engineering/vol/12/suppl/C>.

BALAAM, N.P. & BOOKER, J.R. (1981). Analysis of rigid rafts supported by granular piles. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 5: 379–403. <https://doi.org/10.1002/nag.1610050405>.

BARKSDALE, R.D. & BACHUS, R.C. (1983). Design and construction of stone columns, Volume II, Appendixes. Tech. Report FHWA-RD-83-027, Federal Highway Administration, Turner-Fairbank Highway Research Center, McLean, VA, USA, 48 p. Disponível em: [http://www.geotechnicalinfo.com/fhwa\\_design\\_and\\_construction\\_of\\_stone\\_columns.pdf](http://www.geotechnicalinfo.com/fhwa_design_and_construction_of_stone_columns.pdf).

BESSETTE, C., DASHTI, S., LIEL, A. B., & BRITO, L. (2025). Influence of stratigraphic variability and ground motion properties on the effectiveness of dense granular columns as liquefaction mitigation for structures. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental

Engineering. <https://doi.org/10.1061/JGGEFK.GTENG-12716>.

BEYENE, A., BEYENE, R. & MERKA, H. (2024). Sensitivity of granular pile dimension parameters to deformation response of soft ground under building load. *Applications in Engineering Science*, 17(7): 100169. <https://doi.org/10.1016/j.apples.2023.100169>.

BHARATHI, M., DUBEY, R.N. & SHUKLA, S.K. (2019). Experimental investigation of vertical and batter pile groups subjected to dynamic loads. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 116: 107–119. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.10.012>.

BJERRUM, L. (1972). Embankments on soft ground. *Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures*, Purdue University, Lafayette, Indiana, USA, Volume II, pp. 1–54. Disponível em: <https://cedb.asce.org/CEDBsearch/record.jsp?dockkey=0265144>.

BORALKAR, S.S. (2020). A numerical analysis on performance of triangular spin fin pile under vertical loading. *International Journal for Research in Applied Science and Engineering Technology*, 8(12): 467–473. <https://doi.org/10.22214/ijraset.2020.32526>.

BRÄU, G. (2012). *Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements – EBGeo*, Second Edition. German Geotechnical Society / Ernst & Sohn Verlag, Berlin, Germany, 338 p. <https://doi.org/10.1002/9783433600931>.

BRITISH STANDARD (2010). BS 8006-1:2010 – Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills. British Standards Institution, London, UK, 260 p. ISBN 978 0 580 53842 1.

CASTRO, J. & SAGASETA, C. (2013). Influence of elastic strains during plastic deformation of encased stone columns. *Geotextiles and Geomembranes*, 37: 45–53. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2013.01.005>.

CASTRO, J. (2017). Groups of encased stone columns: Influence of column length and arrangement. *Geotextiles and Geomembranes*, 45(2), 68–80. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2016.12.001>.

BROWN, M. J., DAVIDSON, C., & SHEPHERD, C. J. (2025). Improved uplift capacity design for overhead line equipment in granular soils. *Proceedings of the ICE – Geotechnical Engineering*. <https://doi.org/10.1680/jgeen.25.00006>.

CENGİZ, C. & GÜLER, E. (2020). Load bearing and settlement characteristics of geosynthetic encased columns under seismic loads. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 136: 106244. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2020.106244>.

CENGİZ, C. & GÜLER, E. (2018). Seismic behavior of geosynthetic encased columns and ordinary stone columns. *Geotextiles and Geomembranes*, 46(1): 40–51. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2017.10.001>.

CHAI, J.-C., MIURA, N. & SHEN, S.-L. (2002). Performance of embankments with and without reinforcement on soft subsoil. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(4): 838–848. <https://doi.org/10.1139/t02-033>.

CHEN, J.F., LI, L.Y., ZHANG, Z., ZHANG, X., XU, C., RAJESH, S. & FENG, S.Z. (2021). Centrifuge modeling of geosynthetic-encased stone column-supported embankment over soft clay. *Geotextiles and Geomembranes*, 49(1): 210–221. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2020.10.021>.

CHEN, J.F., WANG, X.T., XUE, J.F., ZENG, Y. & FENG, S.Z. (2018). Uniaxial compression behavior of geotextile encased stone columns. *Geotextiles and Geomembranes*, 46(3): 277–283. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2018.01.003>.

CHEN, J.F., ZHANG, X., YOO, C. & GU, Z.A. (2022). Effect of basal reinforcement on performance of floating geosynthetic encased stone column-supported embankment. *Geotextiles and Geomembranes*, 50(4): 566–580. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2022.01.006>.

DAS, A.K. & DEB, K. (2018). Experimental and 3D numerical study on time-dependent behavior of stone column-supported embankments. *International Journal of Geomechanics*, 18(4): 04018011. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001110](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001110).

DAS, P. & PAL, S.K. (2013). A study of the behavior of stone column in local soft and loose layered soil. *The Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 18: 1777–1786. Disponível em:

[https://www.researchgate.net/publication/288438263\\_A\\_study\\_of\\_the\\_behavior\\_of\\_stone\\_column\\_in\\_local\\_soft\\_and\\_loose\\_layered\\_soil](https://www.researchgate.net/publication/288438263_A_study_of_the_behavior_of_stone_column_in_local_soft_and_loose_layered_soil).

DASH, S.K. & BORA, M.C. (2013a). Improved performance of soft clay foundations using stone columns and geocell-sand mattress. *Geotextiles and Geomembranes*, 41: 26–35. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2013.09.001>.

DASH, S.K. & BORA, M.C. (2013b). Influence of geosynthetic encasement on the performance of stone columns floating in soft clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 50(7): 754–765. <https://doi.org/10.1139/cgj-2012-0437>.

DEBNATH, P. & DEY, A.K. (2017). Bearing capacity of geogrid reinforced sand over encased stone columns in soft clay. *Geotextiles and Geomembranes*, 45(6): 653–664. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2017.08.006>.

DEMİR, A. (2016). Bearing capacity and bulging behavior of geogrid encased stone columns. *Selcuk University Journal of Engineering, Science and Technology*, 4(2): 131. <https://doi.org/10.15317/scitech.2016218525>.

DEMİR, A., SARICI, T., LAMAN, M., BAĞRIAÇIK, B. & OK, B. (2013). An experimental study on behaviour of geosynthetic-reinforced stone columns. In *Proceedings of the 2nd International Balkans Conference on Challenges of Civil Engineering (BCCCE)* (pp. 832–841). Tirana, Albania.

DEMİR, A., SARICI, T., OK, B. & OZCAN, M. (2025). Investigation of the influence zone of stone columns with and without geogrid encasement by experimental and numerical studies. *Alexandria Engineering Journal*, 123: 124–137. <https://doi.org/10.1016/j.aej.2025.03.063>.

DI PRISCO, C. & GALLI, A. (2011). Mechanical behaviour of geo-encased sand columns: small scale experimental tests and numerical modelling. *Geomechanics and Geoengineering*, 6(4): 251–263. <https://doi.org/10.1080/17486025.2011.578756>.

DINARVAND, R. & ARDAKANI, A. (2022). Shear behavior of geotextile-encased gravel columns in silty sand – experimental and SVM modeling. *Geomechanics and Engineering*, 28(5): 505–520. <https://doi.org/10.12989/gae.2022.28.5.505>.

DINESH, N., BANERJEE, S. & RAJAGOPAL, K. (2024). 3D numerical analysis of liquefaction mitigation using ordinary and encased granular columns. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 181: 108680. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2024.108680>.

DOMINGUES, T.S.S. (2006). Reforço de fundações com colunas de brita em aterros sobre solos moles: análise e dimensionamento. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 215 p. Disponível em: <http://hdl.handle.net/10216/11226>.

DROUNA, K., BOUCETTA, T. A., MAHERZI, W., & AYAT, A. (2025). Enhancing the properties of expanded clay aggregates through cementitious coatings based on waste glass powder and granulated slag: Impact on lightweight self-compacting concrete. *Construction and Building Materials*, 415, 134890. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2025.134890>.

DUTTA, S. & MANDAL, J.N. (2017). Model studies on encased fly ash column–geocell composite systems in soft clay. *Journal of Hazardous, Toxic, and Radioactive Waste*, 21(3): 04017001. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)HZ.2153-5515.0000353](https://doi.org/10.1061/(ASCE)HZ.2153-5515.0000353).

ELLOUZE, S., BOUASSIDA, M., HAZZAR, L. & MROUEH, H. (2010). On settlement of stone column foundation by Priebe’s method. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Ground Improvement*, 163(2): 101–107. <https://doi.org/10.1680/grim.2010.163.2.101>.

ELSHAZLY, H., ELKASABGY, M. & ELLEBOUDY, A. (2008). Effect of inter-column spacing on soil stresses due to vibro-installed stone columns: interesting findings. *Geotechnical and Geological Engineering*, 26(2): 225–236. <https://doi.org/10.1007/s10706-007-9159-y>.

FATTAH, M.Y., ZABAR, B.S. & HASSAN, H.A. (2016). Experimental analysis of embankment on ordinary and encased stone columns. *International Journal of Geomechanics*, 16(4): 04015102. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000579](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000579).



FATTAHI, H., GHAEDI, H., MALEKMAHMOODI, F. & ARMAGHANI, D.J. (2024). Accurate estimation of bearing capacity of stone columns reinforced: an investigation of different optimization algorithms. *Structures*, 64(April): 106519. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2024.106519>.

GAO, J., ZHANG, Y., WANG, C. & YUAN, C. (2021). Behavior characteristics of geosynthetic-encased stone column under cyclic loading. *Transportation Geotechnics*, 28: 100554. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2021.100554>.

GERMAN GEOTECHNICAL SOCIETY. (2012). Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements – EBGeo (A. Johnson, Trans.; 2nd ed., English transl.). Ernst & Sohn. <https://doi.org/10.1002/9783433600931>

GHAZAVI, M. & NAZARI AFSHAR, J. (2013). Bearing capacity of geosynthetic encased stone columns. *Geotextiles and Geomembranes*, 38: 26–36. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2013.04.003>.

GHAZAVI, M., YAMCHI, A.E. & AFSHAR, J.N. (2018). Bearing capacity of horizontally layered geosynthetic reinforced stone columns. *Geotextiles and Geomembranes*, 46(3): 312–318. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2018.01.002>.

GHAZAVI, M. & NAZARI AFSHAR, J. (2013). Bearing capacity of geosynthetic encased stone columns. *Geotextiles and Geomembranes*, 38: 26–36. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2013.04.003>.

GNIEL, J. & BOUAZZA, A. (2009). Improvement of soft soils using geogrid encased stone columns. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(3): 167–175. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2008.11.001>.

GNIEL, J. & BOUAZZA, A. (2010). Construction of geogrid encased stone columns: a new proposal based on laboratory testing. *Geotextiles and Geomembranes*, 28(1): 108–118. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2009.12.012>.

GOUGHNOUR, R.R. & BAYUK, A.A. (1979). A field study of long-term settlements of loads supported by stone columns in soft ground. In: Proceedings of the International Conference on Soil Reinforcement, p. 279–285.

GU, M., ZHAO, M., ZHANG, L. & HAN, J. (2016). Effects of geogrid encasement on lateral and vertical deformations of stone columns in model tests. *Geosynthetics International*, 23(2): 100–112. <https://doi.org/10.1680/jgein.15.00035>.

GU, Z.A., CHEN, J.F. & YOO, C. (2024). Behavior of surface loaded clay foundation reinforced by GESCs with lateral geosynthetic cushion under freeze-thaw cycles. *Geotextiles and Geomembranes*, 52(5): 941–955. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2024.05.009>.

GU, Z.A., NIU, F.J., CHEN, J.F. & WANG, X.T. (2022). Centrifuge tests on geosynthetic-encased stone column supported embankment on seasonal frozen soil. *Geotextiles and Geomembranes*, 50(5): 922–931. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2022.05.007>.

GU, Z.A., NIU, F.J., CHEN, J.F. & YOO, C. (2023). Centrifuge investigation on behavior of geosynthetic-encased stone column supported embankment under freeze-thaw cycles. *Geotextiles and Geomembranes*, 52(1): 2–11. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2023.08.004>.

GUNNVARD, P., MATTSSON, H. & LAUE, J. (2017). Evaluation of triangular pile arrangement through a numerical study of the light embankment piling method. In: Proceedings of the 6th International Young Geotechnical Engineers' Conference (iYGEC6), Seoul, Republic of Korea, September 16–17, pp. 71–72.

HAN, J. (2015). Principles and practices of ground improvement. Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons.

HONG, Y.S., WU, C.S. & YU, Y.S. (2016). Model tests on geotextile-encased granular columns under 1-g and undrained conditions. *Geotextiles and Geomembranes*, 44(1): 13–27. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2015.06.006>.

HOSSEIN POUR, I. (2015). Test embankment on geotextile encased granular columns. Tese

(Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro.

HOSSEINPOUR, I., ALMEIDA, M.S.S. & RICCIO, M. (2015). Full-scale load test and finite-element analysis of soft ground improved by geotextile-encased granular columns. *Geosynthetics International*, 22(6): 428–438. <https://doi.org/10.1680/jgein.15.00023>.

HOSSEINPOUR, I., ALMEIDA, M.S.S. & RICCIO, M. (2016). Ground improvement of soft soil by geotextile-encased columns. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Ground Improvement*, 169(4): 297–305. <https://doi.org/10.1680/jgrim.16.00009>.

HOSSEINPOUR, I., RICCIO, M. & ALMEIDA, M.S.S. (2014). Numerical evaluation of a granular column reinforced by geosynthetics using encasement and laminated disks. *Geotextiles and Geomembranes*, 42(4): 363–373. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2014.06.002>.

HOSSEINPOUR, I., SORIANO, C. & ALMEIDA, M.S.S. (2019). A comparative study for the performance of encased granular columns. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 11(2): 379–388. <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2018.12.002>.

HOUDA, H. & SALAH, M. (2021). Experimental and numerical study of the behavior of a stone column subject to the loading effect. *Selected Scientific Papers – Journal of Civil Engineering*, 16(2): 105–114. <https://doi.org/10.2478/sspjce-2021-0019>.

HUESKER. (2018a). Ringtrac. Disponível em: <https://www.huesker.com.br/produtos/geossinteticos/geotexteis-tecidos/ringtrac.html>. Acesso em: 3 ago. 2025.

HUESKER. (2018b). Solução sem precedentes para o melhoramento de solos moles Ringtrac®. Disponível em: [https://www.huesker.com.br/fileadmin/Media/Brochures/BR/PB\\_Ringtrac\\_BR.pdf](https://www.huesker.com.br/fileadmin/Media/Brochures/BR/PB_Ringtrac_BR.pdf). Acesso em: 3 ago. 2025.

HUGHES, J.M. & WITHERS, N.J. (1974). Reinforcing of soft cohesive soils with stone

columns. *Ground Engineering*, p. 42–49.

HUSSAIN, S., FAHIM, M., KHAN, F.A. & ZAMAN, S. (2021). Experimental evaluation of lime column as a ground improvement method in soft soils. *SN Applied Sciences*, 3(10). <https://doi.org/10.1007/s42452-021-04781-4>.

JI, M., ZHAO, Y., LI, F. & ZHENG, Y. (2024). Shaking table tests on the influence of geosynthetic encasement stiffness on the shear reinforcement effect of GESC composite foundation. *Geotextiles and Geomembranes*, 52(2): 209–220. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2023.10.005>.

KANG, B.W., WANG, J.Q., ZHOU, Y.W. & LIN, Z.N. (2024). Experimental analysis of compression bearing characteristics of multi-layer geogrid-encased aggregate column based on digital image measurement technology. *Construction and Building Materials*, 417(Nov. 2023): 135292. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2024.135292>.

KIM, H.J., DINOY, P.R., KIM, H.J., CORSINO, V.A., JOUNG, Y.S. & PARK, J.Y. (2024). A nonlinear analytical model for consolidated geotextile-encased sand columns. *Geosynthetics International*, 31(6): 981–998. <https://doi.org/10.1680/jgein.23.00092>.

KUMAR, R., & JAIN, P. K. (2013). Expansive soft soil improvement by geogrid encased granular pile. *International Journal on Emerging Technologies*, 4(1): 55–61. <https://www.researchtrend.net/ijet/ijet32/10%20RAKESH%20KUMAR.pdf>.

LEE, D.-Y. & YOO, C.-S. (2011). Laboratory investigation on construction method of geogrid encased stone column. *Journal of the Korean Geotechnical Society*, 27(2): 73–80. <https://doi.org/10.7843/KGS.2011.27.2.073>.

KUMAR, A. R. L., & NIMBALKAR, S. (2025). Performance of railway embankment on soft ground reinforced with granular columns. *Transportation Infrastructure Geotechnology*. <https://doi.org/10.1007/s40515-025-00666-w>

LEROUÉIL, S. & ROWE, R.K. (2001). Embankments over soft soil and peat. In: ROWE, R.K. (Ed.). *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook*. New York: Springer US. p. 463–499. [https://doi.org/10.1007/978-1-4615-1729-0\\_16](https://doi.org/10.1007/978-1-4615-1729-0_16).

LI, L.Y., RAJESH, S. & CHEN, J.F. (2021). Centrifuge model tests on the deformation behavior of geosynthetic-encased stone column supported embankment under undrained condition. *Geotextiles and Geomembranes*, 49(3): 550–563. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2020.11.003>.

LIU, K., QIU, R., GOU, J., NING, B., CUI, C., CHEN, Y. & WANG, T. (2024). Experimental and numerical exploration of a new application of coal slag to treat loose sand foundation. *Journal of Cleaner Production*, 441(November 2023): 140936. <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2024.140936>.

LIU, K., QIU, R., YAN, T., WU, B., FAN, J., YUE, F. & MEI, G. (2022). Model test of clogging effects on composite foundation of geosynthetic-encased steel slag column. *Geotextiles and Geomembranes*, 50(5): 858–867. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2022.05.001>.

MADHAV, M.R. & VITKAR, P.P. (1978). Strip footing on weak clay stabilized with a granular trench or pile. *Canadian Geotechnical Journal*, 15(4): 605–609. <https://doi.org/10.1139/t78-066>.

MALARVIZHI, S.N. & ILAMPARUTHI, K. (2007). Comparative study on the behavior of encased stone column and conventional stone column. *Soils and Foundations*, 47(5): 873–885. <https://doi.org/10.3208/sandf.47.873>.

MIRANDA, M. & DA COSTA, A. (2016). Laboratory analysis of encased stone columns. *Geotextiles and Geomembranes*, 44(3): 269–277. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2015.12.001>.

MIRANDA, M., DA COSTA, A., CASTRO, J. & SAGASETA, C. (2017). Influence of geotextile encasement on the behaviour of stone columns: Laboratory study. *Geotextiles and Geomembranes*, 45(1): 14–22. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2016.08.004>.

MITCHELL, J. K. & HUBER, T. R. (1985). Performance of a stone column foundation. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(2): 205–223. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1985\)111:2\(205\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1985)111:2(205)).

MOHANTY, M. & SHAHU, J. T. (2021). Laboratory investigation on performance of soil–cement columns under axisymmetric condition. *International Journal of Civil Engineering*, 19(8): 957–971. <https://doi.org/10.1007/s40999-021-00612-0>.

MORADI, R. et al. (2019). Enhancement of soft soil behaviour by using floating bottom ash columns. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 23: 2453–2462. <https://doi.org/10.1007/s12205-019-0617-x>.

MORADI, R. et al. (2018). Bearing capacity of soft soil model treated with end-bearing bottom ash columns. *Environmental Earth Sciences*, 77(3). <https://doi.org/10.1007/s12665-018-7287-8>.

MURUGESAN, S. & RAJAGOPAL, K. (2006). Geosynthetic-encased stone columns: numerical evaluation. *Geotextiles and Geomembranes*, 24(6): 349–358. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2006.05.001>.

MURUGESAN, S. & RAJAGOPAL, K. (2007). Model tests on geosynthetic-encased stone columns. *Geosynthetics International*, 14(6): 346–354. <https://doi.org/10.1680/gein.2007.14.6.346>.

MURUGESAN, S. & RAJAGOPAL, K. (2009). Studies on the behavior of single and group of geosynthetic encased stone columns. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(1): 129–139. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000187](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000187).

NAJJAR, S.S., SADEK, S. & MAAKAROUN, T. (2010). Effect of sand columns on the undrained load response of soft clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(9): 1263–1277. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000328](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000328).

NAZARIAFSHAR, J., MEHRANNIA, N., KALANTARY, F. & GANJIAN, N. (2019).

Bearing capacity of group of stone columns with granular blankets. *International Journal of Civil Engineering*, 17(2): 253–263. <https://doi.org/10.1007/s40999-017-0271-y>.

NAZARIAFSHAR, J., SHAFIEE, A. & MEHRANNIA, N. (2022). Effect of construction method on the performance of ordinary and geotextile-encased stone columns. *Iranian Journal of Science and Technology - Transactions of Civil Engineering*, 46(6): 4751–4761. <https://doi.org/10.1007/s40996-022-00888-9>.

NGUYEN, V.D., LUO, Q., WANG, T., LIU, K., ZHANG, L. & NGUYEN, T.P. (2022). Load transfer in geosynthetic-reinforced piled embankments with a triangular arrangement of piles. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 149(2): 04022131. <https://doi.org/10.1061/JGGEFK.GTENG-10586>.

NGUYEN, V.D., LUO, Q., WANG, T., ZHANG, L., ZHAN, Y. & NGUYEN, T.P. (2023). Monitoring of an instrumented geosynthetic-reinforced piled embankment with a triangular pile configuration. *International Journal of Rail Transportation*, 11(1): 69–91. <https://doi.org/10.1080/23248378.2022.2032853>.

OH, E.Y.N., BALASUBRAMANIAM, A.S., SURARAK, C., BOLTON, M., CHAI, G.W.K., HUANG, M. & BRAUND, M. (2007). Behaviour of a highway embankment on stone columns improved estuarine clay. In: *Proceedings of the 16th Southeast Asian Geotechnical Conference, Malaysia*, pp. 567–572. <https://hdl.handle.net/10072/19556>.

OU YANG, F., ZHANG, J.J., LIAO, W.M., HAN, J.W., TANG, Y.L. & BI, J.B. (2017). Characteristics of the stress and deformation of geosynthetic-encased stone column composite ground based on large-scale model tests. *Geosynthetics International*, 24(3): 242–254. <https://doi.org/10.1680/jgein.16.00028>.

OUYANG, F., WU, Z., WANG, Y., WANG, Z., CAO, J., WANG, K. & ZHANG, J. (2024). Field tests on partially geotextile encased stone column-supported embankment over silty clay. *Geotextiles and Geomembranes*, 52(1): 95–109. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2023.09.005>.

PALMEIRA, E.M. (2018). *Geossintéticos em geotecnia e meio ambiente. Oficina de Textos*,

São Paulo. 368 p. ISBN 978-85-7975-298-8.

PANDEY, B.K., RAJESH, S. & CHANDRA, S. (2021). Performance enhancement of encased stone column with conductive natural geotextile under  $K_0$  stress condition. *Geotextiles and Geomembranes*, 49(5): 1095–1106. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2021.03.004>.

PANDEY, B.K., RAJESH, S. & CHANDRA, S. (2022). Time-dependent behavior of embankment resting on soft clay reinforced with encased stone columns. *Transportation Geotechnics*, 36: 100809. <https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2022.100809>.

PRIEBE, H.J. (1995). The design of vibro replacement. *Ground Engineering*, 28(10): 31–37.

PULKO, B., MAJES, B. & LOGAR, J. (2011). Geosynthetic-encased stone columns: analytical calculation model. *Geotextiles and Geomembranes*, 29(1): 29–39. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2010.06.005>.

RAITHEL, M. & KEMPFERT, H.-G. (2000). Calculation models for dam foundations with geotextile coated sand columns. In: *Proceedings of the GeoEngineering 2000 – International Conference on Geotechnical & Geological Engineering*, Melbourne, Australia, 31 October–2 November 2000, pp. 347–352.

RAITHEL, M. & KEMPFERT, H.-G. (2002). Geotextile-encased columns (GEC) for foundation of a dike on very soft soils. In: *Proceedings of the 7th International Conference on Geosynthetics*, Nice, France, Volume 3: Geotechnical Engineering and Reinforced Structures, pp. 1025–1028.

RATHOD, D., ABID, M.S. & VANAPALLI, S.K. (2021). Performance of polypropylene textile encased stone columns. *Geotextiles and Geomembranes*, 49(1): 222–242. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2020.10.025>.

SALEH, N.M., ELMASHAD, M., DAWOOD, W. & ABDELMONEM, M.M. (2023). Effect of installing columns from different solid waste materials on the soft clay bearing capacity. In: *Proceedings of the 4th African Regional Conference on Geosynthetics (GeoAfrica 2023)*, Volume 368: Technical Papers – Stabilization, paper no. 02032, 8 p.



<https://doi.org/10.1051/e3sconf/202336802032>.

SAXENA, S., ROY, L.B., GUPTA, P.K., KUMAR, V. & PARAMASIVAM, P. (2024). Model tests on ordinary and geosynthetic encased stone columns with recycled aggregates as filler material. *International Journal of Geo-Engineering*, 15(1): 1–13. <https://doi.org/10.1186/s40703-023-00202-0>.

SCHAEFER, V.R., MITCHELL, J.K., BERG, R.R., FILZ, G.M. & DOUGLAS, S.C. (2012). Ground improvement in the 21st century: a comprehensive web-based information system. In: *Geotechnical Engineering – State of the Art and Practice, Keynote Lectures from GeoCongress 2012*, Geotechnical Special Publication No. 226, Geo-Institute of ASCE, Reston, VA, pp. 272–293. <https://doi.org/10.1061/9780784412138.0011>.

SCHNAID, F., WINTER, D., SILVA, A.E.F., ALEXIEW, D. & KÜSTER, V. (2017). Geotextile encased columns (GEC) used as pressure-relief system: instrumented bridge abutment case study on soft soil. *Geotextiles and Geomembranes*, 45(3): 227–236. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2017.02.003>.

SINGH, S., & SAWANT, V. A. (2025). Numerical study on axial pullout capacity of group of granular anchor pile embedded in sandy soil. In A. Juneja, A. Joseph, & S. Murty Dasaka (Eds.), *GeoVadis: The future of geotechnical engineering* (Vol. 1, pp. 45–50). <https://doi.org/10.1201/9781003645931-8>.

SHARIATMADARI, N., ZEINALI, S.M., MIRZAEIFAR, H. & KERAMATI, M. (2018). Evaluating the effect of using shredded waste tire in the stone columns as an improvement technique. *Construction and Building Materials*, 176: 700–709. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.05.090>.

SHIVASHANKAR, R., DHEERENDRA BABU, M.R., NAYAK, S. & MANJUNATH, R. (2010). Stone columns with vertical circumferential nails: laboratory model study. *Geotechnical and Geological Engineering*, 28(5): 695–706. <https://doi.org/10.1007/s10706-010-9329-1>.

SRIJAN & GUPTA, A.K. (2023). Horizontally layered and vertically encased geosynthetic

reinforced stone column: an experimental analysis. *Applied Sciences*, 13(15): 8660. <https://doi.org/10.3390/app13158660>.

SRIJAN, & GUPTA, A. K. (2025). Sustainable material as a column filler in soft clay bed reinforced with encased column: Numerical analysis. *Scientific Reports*, 15, 1650. <https://doi.org/10.1038/s41598-025-86036-5>.

TANDEL, Y., JAMAL, M., SOLANKI, C., DESAI, A. & PATEL, J. (2017). Performance of small group of geosynthetic-reinforced granular piles. *Marine Georesources and Geotechnology*, 35(4): 504–511. <https://doi.org/10.1080/1064119X.2016.1213336>.

TANDEL, Y.K., SOLANKI, C.H. & DESAI, A.K. (2013). Laboratory experimental analysis on encapsulated stone column. *Archives of Civil Engineering*, 59(3): 359–379. <https://doi.org/10.2478/ace-2013-0020>.

TEFERA, N.K., MELESE, D.T., BAFENA, H.T. & NEGESA, A.B. (2023). Evaluating the effectiveness of nonwoven geotextile-encased cinder gravel column in improving load-bearing and deformation characteristics of soft clay. *Advances in Materials Science and Engineering*, 2023: 1753757. <https://doi.org/10.1155/2023/1753757>.

THAKUR, A., RAWAT, S. & GUPTA, A.K. (2021). Experimental and numerical modelling of group of geosynthetic-encased stone columns. *Innovative Infrastructure Solutions*, 6(1): 12. <https://doi.org/10.1007/s41062-020-00379-8>.

VAN IMPE, W.F. & SILENCE, P. (1986). Improving of the bearing capacity of weak hydraulic fills by means of geotextiles. In: *Proceedings of the 3rd International Conference on Geotextiles*, Vienna, Austria, 1986, pp. 1411–1416.

WANG, K., LIU, M., CAO, J., NIU, J. & ZHUANG, Y. (2023). Bearing characteristics of composite foundation reinforced by geosynthetic-encased stone column: field tests and numerical analyses. *Sustainability*, 15(7): 5965. <https://doi.org/10.3390/su15075965>.

WANG, K., YE, J., WANG, X. & QIU, Z. (2024). The soil-arching effect in pile-supported embankments: a review. *Buildings*, 14(1): 126. <https://doi.org/10.3390/buildings14010126>.

WU, C.S. & HONG, Y.S. (2009). Laboratory tests on geosynthetic-encapsulated sand columns. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(2): 107–120. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2008.09.003>.

Wu, Y., Zhu, Y., Liu, J., Ren, J., Zhang, L., & Wu, Z. (2025). An experimental study on the bearing characteristics of stone columns in stratified transparent soil. *Buildings*, 15(6), 913. <https://doi.org/10.3390/buildings15060913>.

YAZDANDOUST, M. & BASTAMI, A. (2024). Pre- and post-cyclic behavior of soft ground improved by geogrid-encased granular columns considering clogging effect. *Construction and Building Materials*, 426: 134149. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.134149>.

YOO, C. (2015). Settlement behavior of embankment on geosynthetic-encased stone column installed soft ground – a numerical investigation. *Geotextiles and Geomembranes*, 43(6): 484–492. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2015.07.014>.

YUAN, Y., ZHAO, M., XIAO, Y. & YANG, C. (2021). Model testing of encased stone column composite foundations under traffic loads. *Advances in Civil Engineering*, 2021: 6675176. <https://doi.org/10.1155/2021/6675176>.

ZHANG, L., PENG, B., ZHOU, S., CUI, P. & LIU, Y. (2024). Numerical study on stability of geosynthetic-encased stone column-supported embankments based on equivalent method. *Computers and Geotechnics*, 169: 106179. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2024.106179>.

ZHANG, L., XU, Z. & ZHOU, S. (2020). Vertical cyclic loading response of geosynthetic-encased stone column in soft clay. *Geotextiles and Geomembranes*, 48(6): 897–911. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2020.07.006>.

ZHANG, X., RAJESH, S., CHEN, J.F., ZHANG, Z. & LI, L.Y. (2021). 3D coupled mechanical and hydraulic modeling of geosynthetic encased stone column-supported embankment over soft clay. *Marine Georesources and Geotechnology*, 39(11): 1285–1295. <https://doi.org/10.1080/1064119X.2020.1825571>.

ZHANG, X., YOO, C., CHEN, J.F. & GU, Z.A. (2022). Numerical modeling of floating

geosynthetic-encased stone column-supported embankments with basal reinforcement. *Geotextiles and Geomembranes*, 50(4): 720–736. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2022.03.012>.

ZHOU, Y. & KONG, G. (2019). Deformation analysis of a geosynthetic-encased stone column and surrounding soil using cavity-expansion model. *International Journal of Geomechanics*, 19(5): 04019036. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001418](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001418).

## ANEXOS.

### ANEXO A. COMPORTAMENTO DOS RECALQUES

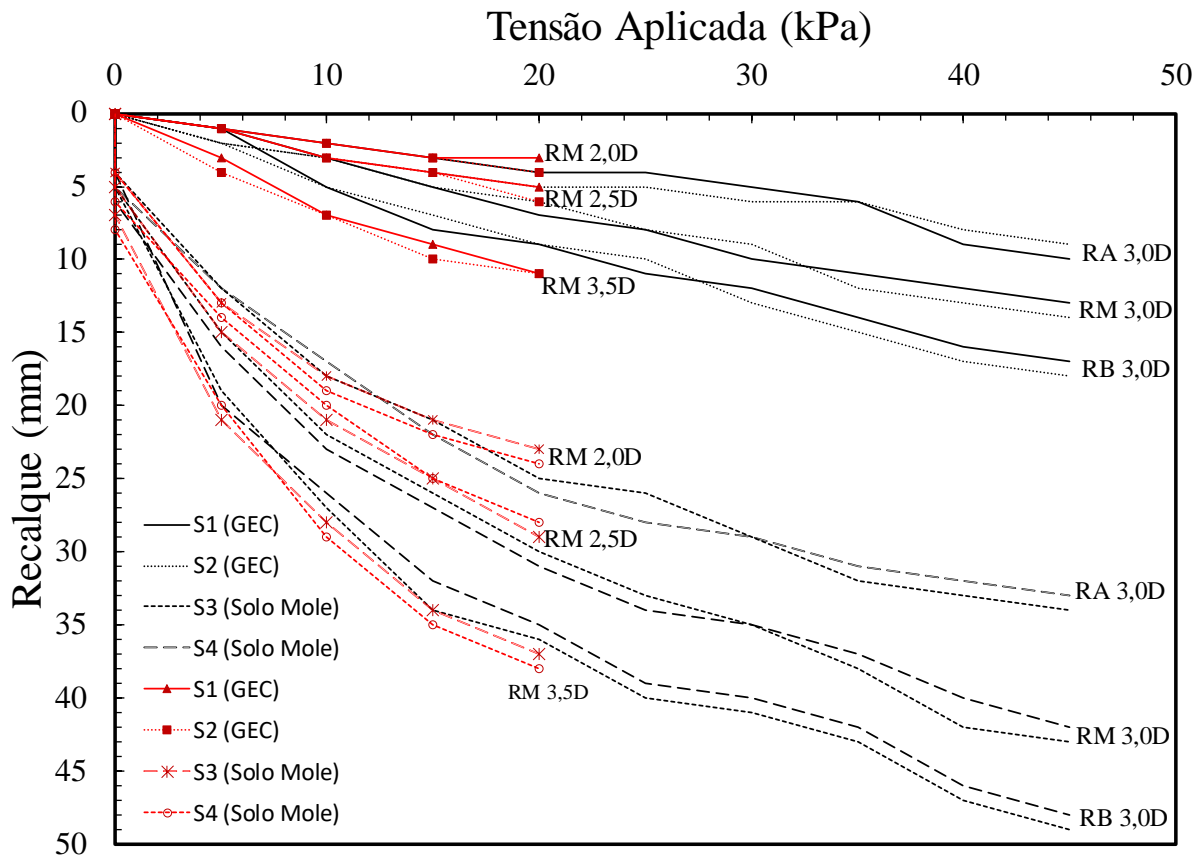


Figura A.0.1. Carga aplicada versus Recalque nos ensaios com variação da camisa de reforço e espaçamento entre as colunas GEC.

## ANEXO B. COMPORTAMENTO DAS TENSÕES

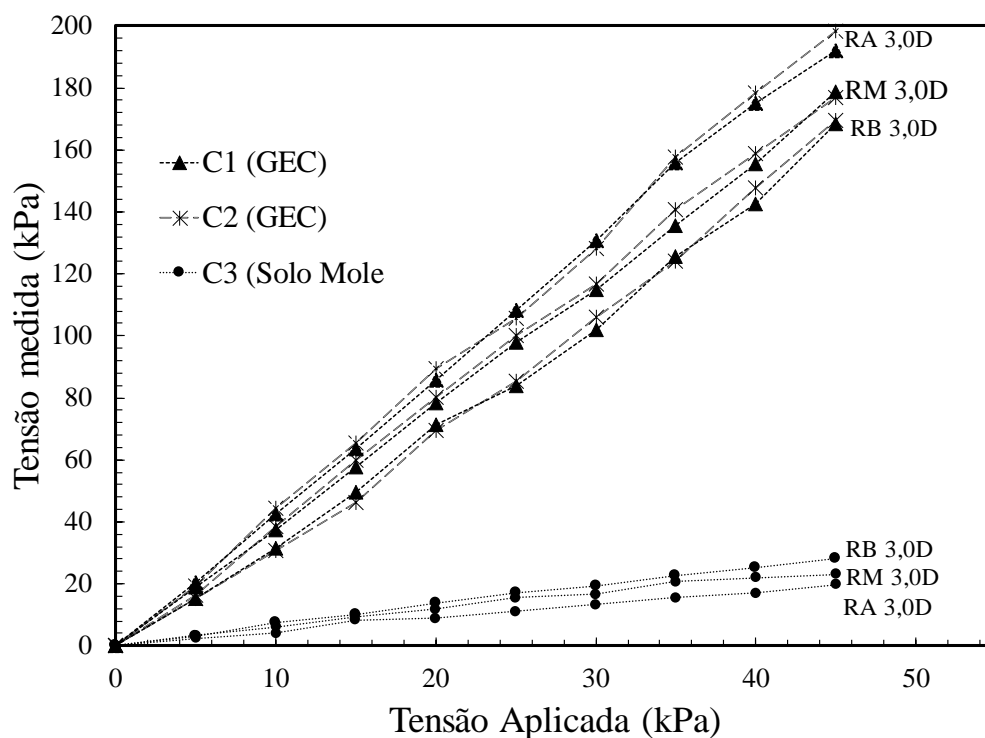


Figura B.0.1. Tensão aplicada versus tensão medida nos ensaios com variação da camisa de reforço com espaçamento constante.

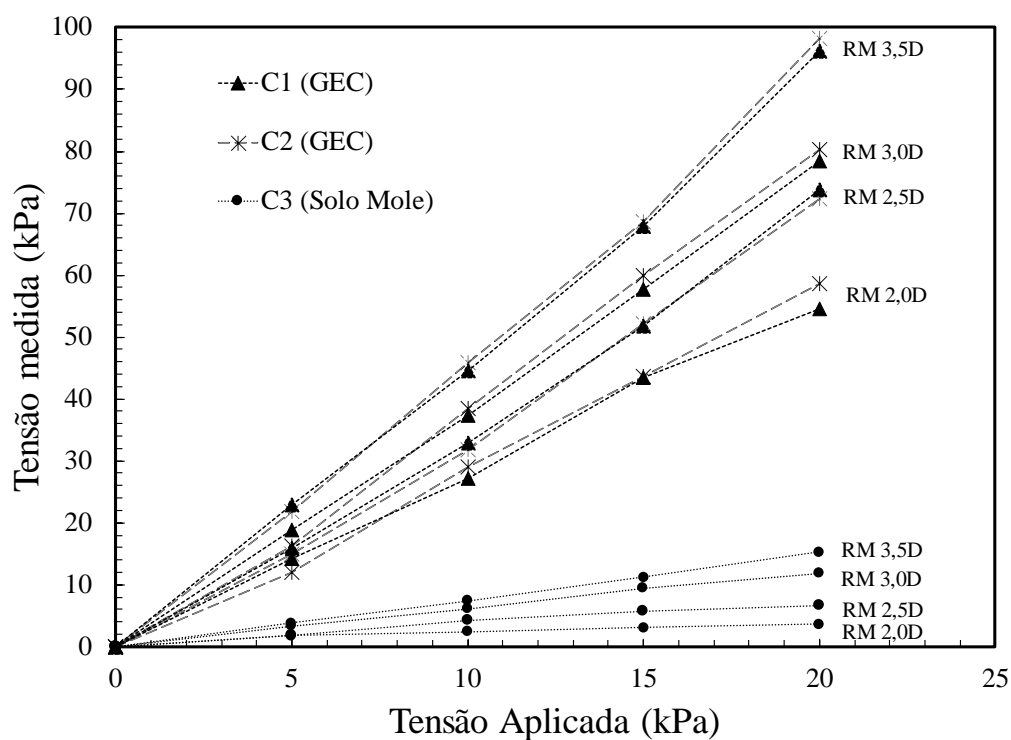


Figura B.0.2. Tensão aplicada versus tensão medida nos ensaios com variação do espaçamento entre colunas GEC e camisa de reforço constante.

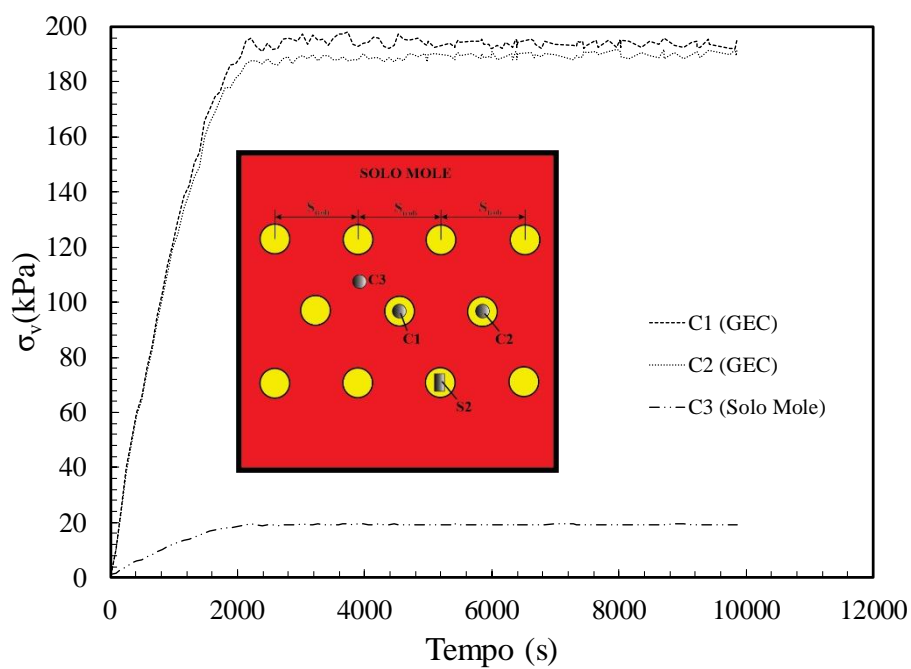


Figura B.0.3. Tensão vertical medida na GEC e no Solo mole vs Tempo para o ensaio RA 3,0D

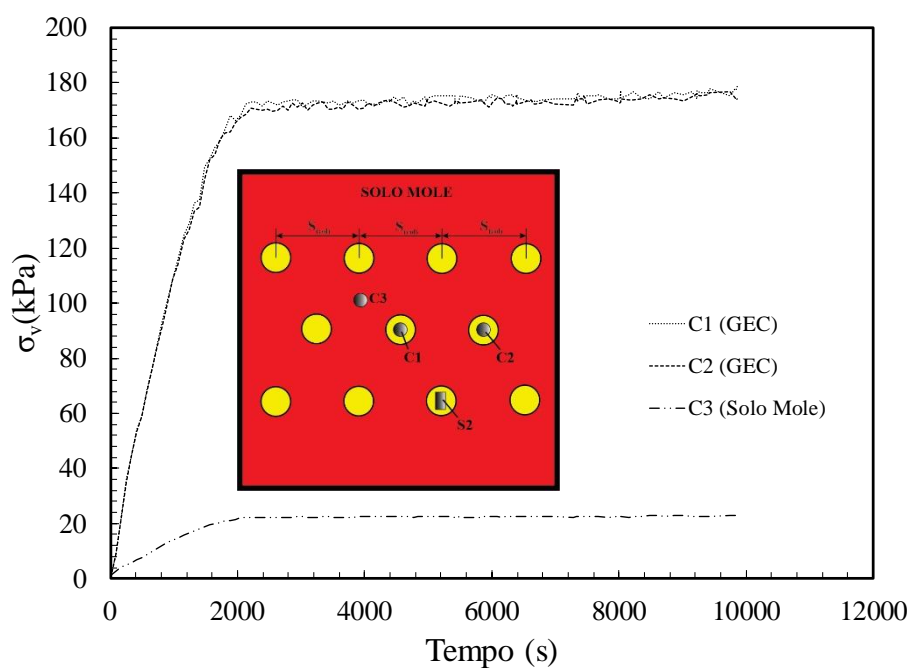


Figura B.0.4. Tensão vertical medida na GEC e no Solo mole vs Tempo para o ensaio RM 3,0D

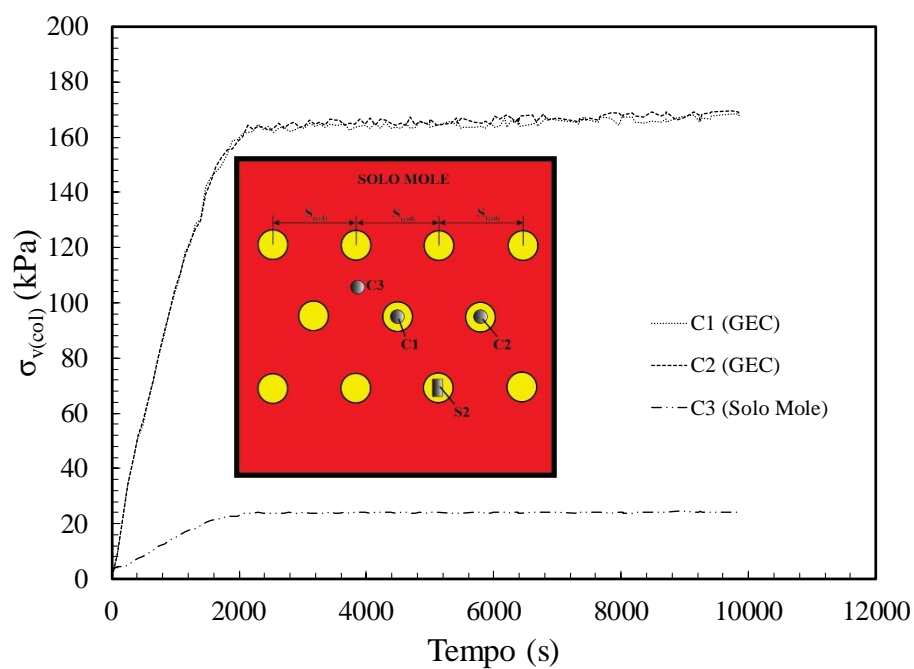


Figura B.0.5. Tensão vertical medida na GEC e no Solo mole vs Tempo para o ensaio RB 3,0D

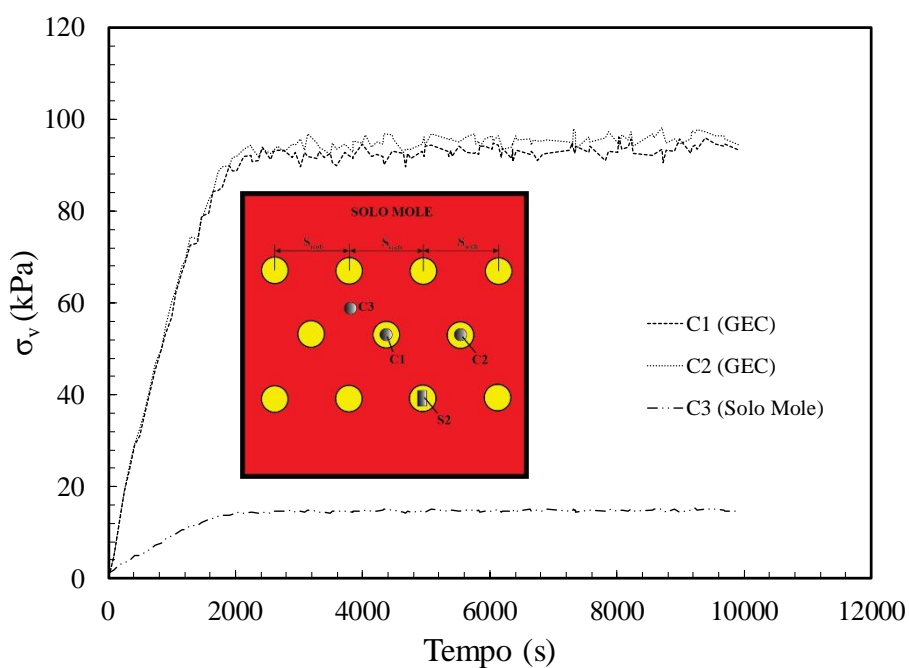


Figura B.0.6. Tensão vertical medida na GEC e no Solo mole vs Tempo para o ensaio RM 3,5D



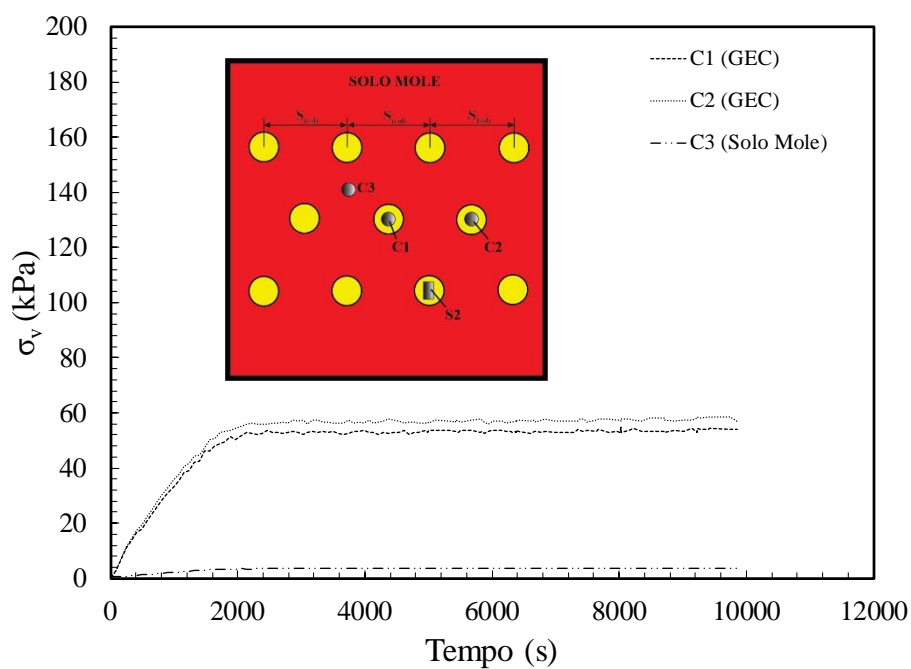


Figura B.0.7. Tensão vertical medida na GEC e no Solo mole vs Tempo para o ensaio RM 2,0D

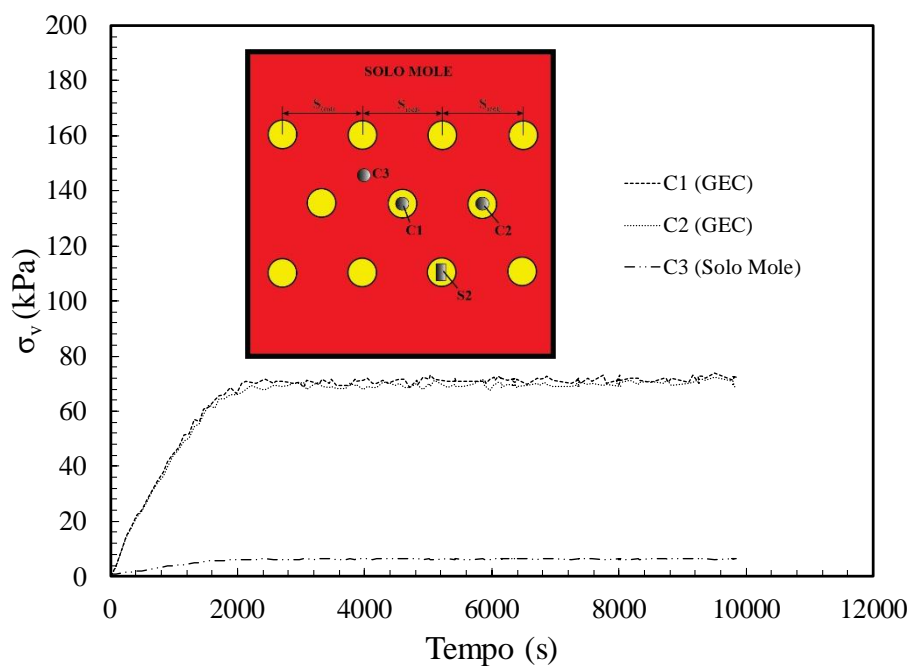


Figura B.0.8. Tensão vertical medida na GEC e no Solo mole vs Tempo para o ensaio RM 2,5D

## ANEXO C. REGISTRO FOTOGRÁFICO



Figura C.0.1. Registro fotográfico ensaio 3,0D-RA



Figura C.0.2. Registro fotográfico ensaio 3,0D-RM





Figura C.0.3. Registro fotográfico ensaio 3,0D-RB



Figura C.0.4. Registro fotográfico ensaio 2,0D-RM





Figura C.0.5. Registro fotográfico ensaio 3,0D-RM



Figura C.0.6. Registro fotográfico ensaio 3,5D-RM