

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA - CCET
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**MODELAGEM FÍSICA DE PLATAFORMAS DE
TRANSFERÊNCIA DE CARGA REFORÇADAS COM
GEOSSINTÉTICOS UTILIZANDO UM SISTEMA
ESTRATIFICADO DE SOLOS TRANSPARENTES**

DHIONATA WYLLIAN MOREIRA SANTOS

SÃO CARLOS

2023

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA - CCET
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Modelagem física de plataformas de transferência de carga reforçadas com geossintéticos utilizando um sistema estratificado de solos transparentes

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de São Carlos (UFSCar), como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração:
Estruturas e Geotecnia

Orientador:
Prof. Dr. Fernando Henrique Martins Portelinha

Coorientador:
Prof. Dr. Jorge Gabriel Zornberg

SÃO CARLOS

2023



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Folha de Aprovação

Defesa de Dissertação de Mestrado do candidato Dhionata Wyllian Moreira Santos, realizada em 29/05/2023.

Comissão Julgadora:

Prof. Dr. Fernando Henrique Martins Portelinha (UFSCar)

Prof. Dr. Jorge Gabriel Zornberg (UT)

Prof. Dr. Gregório Luis Silva Araújo (UnB)

Prof. Dr. Mario Vicente Riccio Filho (UFJF)

O Relatório de Defesa assinado pelos membros da Comissão Julgadora encontra-se arquivado junto ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Ao meu querido avô, Jesuel dos Santos (in memoriam)

“I have led an extraordinary life on this planet, while at the same time travelling across the universe by using my mind and the laws of physics. I have been to the furthest reaches of our galaxy, travelled into a black hole and gone back to the beginning of time.”

Stephen William Hawking

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Dr. Fernando Portelina pela amizade, apoio e orientação.

Ao Professor Dr. Jorge Zornberg pela coorientação.

Ao Professor Dr. Oscar Peitl pelos conselhos e contribuições dadas nesta pesquisa.

À professora Dra. Natalia Correia pelas contribuições.

Ao Professor Dr. Gilmar Barreto, meu mentor, pela amizade de longa data.

Ao Professor Dr. José Antonio Schiavon pelos conselhos e amizade de longa data.

Ao Professor Dr. Nelson Aoki pelos constantes ensinamentos e a quem admiro e respeito.

Aos meus amigos Leonardo Daciolo, Matheus Pena, Matheus Cardoso, Paulo Carvalho pelo convívio e amizade.

Ao Laboratório de Materiais Vítreos da UFSCar (LaMaV).

Ao laboratório de Geotecnia e Geossintéticos da UFSCar (LabGeo/UFSCar).

Ao programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PPGECiv) e a Universidade Federal de São Carlos (UFSCar).

Ao grupo de pesquisa em Geotecnia e Geossintéticos da UFSCar (GeGeos/UFSCar).

Agradecimento em especial para minha namorada, Jéssica Franco, pelo incansável apoio durante essa jornada.

À minha Mãe Fernanda Moreira e ao meu Pai, Evandro dos Santos, pelo amor incondicional.

Aos meus irmãos, Fernanda Caroline e Álvaro Gabriel.

Aos meus familiares e amigos espalhados ao redor do mundo.

Resumo

Os aparatos de alçapão tem sido comumente utilizados em ambientes laboratoriais para simular o comportamento de aterros estaqueados. Embora esse conjunto possa ser simplificado representado por um sistema de alçapões, a complexidade imposta pela interação entre a camada granular, solo mole e as estacas ainda é pouco estudada. Além disso, estudos limitados tem sido desenvolvidos para investigar os padrões de deformação e os mecanismos internos de plataformas de transferência de carga reforçadas com geossintéticos. Essa tarefa é naturalmente difícil, uma vez que esse conjunto apresenta respostas complexas devido a interação entre os diferentes componentes e seu completo entendimento depende tanto de análises quantitativas quanto observacionais, considerando a atuação de todos os componentes mutuamente. Por conta disso, a presente dissertação propõe o uso de um sistema estratificado de solos transparentes para estudar o comportamento de plataformas de transferência de carga reforçadas com geossintéticos através da experimentação por modelos físicos. Esta abordagem envolveu o uso de duas famílias de solos transparentes: quartzo fundido e a Laponite RD. Os modelos estratificados de solos transparentes mostraram-se uma excelente ferramenta laboratorial para simular o comportamento de aterros sobre solos moles. A técnica de Correlação Digital de Imagem (DIC) foi utilizada para monitorar o campo de deslocamento dos sistemas estratificados. Os modelos físicos emitiram padrões de deformações que assemelham-se ao padrão triangular de expansão. Além disso, o padrão de deflexão das plataformas de transferência de carga rememoram vigas contínuas de concreto submetida a flexão. A presença do reforço geossintético reduziu, de maneira geral, os deslocamentos e as deformações dos modelos. Do ponto de vista de transferência de carga, o uso de geossintéticos reduz a atuação do arqueamento do solo desde que localizados dentro do campo de tração da camada granular.

Palavras-chave: Solos transparentes; Quartzo fundido; Laponite; sistema estratificado; Plataformas de transferência de carga; arqueamento do solo; efeito membrana

Abstract

Trapdoor tests have been commonly used in laboratory environments to simulate the behavior of piled embankments. Although this set can be simply represented by a system of trapdoors, the complexity imposed by the interaction between the granular layer, soft soil and the piles demands further investigations. In addition, limited studies have been carried out to investigate the deformation patterns and internal mechanisms of load transfer platforms reinforced with geosynthetics. This type of investigation is intrinsically complex in view of the interaction between the different components. Therefore, complete understanding depends on both qualitative and quantitative analyses, considering the performance of all components. This study proposes the use of a layered transparent system to evaluate the behavior of load transfer platforms reinforced with geosynthetic through experimentation by physical models. This approach involved the use of two families of transparent soils: fused quartz and Laponite RD. The layered models of transparent soils proved to consistently simulate the behavior of piled embankments. The Digital Image Correlation (DIC) technique was used to monitor the displacement field of the layered systems. The physical models' responses produced deformations that followed the triangular expanding pattern. Furthermore, the deflection pattern of load transfer platforms was found to behave similarly to continuous concrete beams subjected to bending. The presence of geosynthetic reinforcement reduced, in general, the displacements and deformations of the models. From the point of view of load transfer, the use of geosynthetics reduces the effect of soil arching only when they are located within the tensile zone of the granular layer.

Key-words: *Transparent soil; Fused quartz; Laponite; Layered System; Load transfer platform; Soil arching; Membrane effect*

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Areia transparente: (a) vista frontal; (b) vista lateral (Peng e Zornberg, 2019).....	15
Figura 2 – Ensaio de adensamento: a) quartzo seco; b) quartzo saturado (adaptado de: Ezzein e Bathurst, 2011).....	17
Figura 3 – Estrutura atômica idealizada da Laponite (BYK Additives & Instruments, 2014).....	17
Figura 4 – Formato em disco da Laponite.....	18
Figura 5 – Laponite RD [®] hidratada (Wallace e Rutherford, 2015).....	19
Figura 6 – Aterro com uma PTC reforçada com geossintéticos apoiada em elementos de fundação compostos por estacas rígidas e argila mole.....	22
Figura 7 – Distribuição de acarga dentro de um ASERG (King <i>et al.</i> , 2021a).....	23
Figura 8 – Estado limite de ruptura (BS8006, 2010).....	24
Figura 9 – Estado limite de serviço (BS8006, 2010).....	25
Figura 10 - Rejeitos de vidro de quartzo.....	32
Figura 11 – Moagem dos grãos quartzo: (a) Moinho pulverizador; (b) Ajuste dos discos.....	32
Figura 12 - Grãos de quartzo após moagem.....	33
Figura 13 – Características dos grãos de quartzo: (a) distribuição granulométrica; (b) porção de material retido na peneira de 2,83 mm; (c) porção de material retido na peneira de 2,38 mm; (d) porção de material retino na peneira de 1,19 mm.....	33
Figura 14 – Refratômetro de bancada ABBE (LaMaV/UFSCar).....	34
Figura 15 – Fluidos candidatos.....	35
Figura 16 – Misturador ultrassônico: a) vista externa; b) vista interna.....	36
Figura 17 – Variação do índice de refração em função da concentração de óleo mineral.....	36
Figura 18 – Fluido de saturação após de 12 horas de preparo.....	37
Figura 19 – Processo de saturação: (a) quartzo seco; (b) quartzo parcialmente saturado; (c) quartzo saturado....	37
Figura 20 – Amostras cisalhamento direto: (a) Quartzo seco; (b) Quartzo saturado.....	38
Figura 21 – Cisalhamento direto: (a) tensão cisalhante versus deslocamento horizontal; (b) deslocamento vertical versus deslocamento horizontal.....	39
Figura 22 – Agitador mecânico.....	40
Figura 23 – Pirofosfato de sódio decahidratado.....	41
Figura 24 – <i>Ball Penetration Test</i> : (a) Configuração de ensaio; (b) Ponteira do ensaio BPT.....	42
Figura 25 – Ensaio de calibração da célula de carga.....	43
Figura 26 – Vista frontal ensaio BPT: (a) argila transparente; (b) 30 mm; (c) 70 mm; (d) 100 mm.....	44
Figura 27 – Valores de resistência não-drenada obtidos através do ensaio BPT considerando a influência do período de contato entre o fluido de saturação e a argila transparente: (a) $CLRD = 5\%$ e $SPSD = 0,10\%$; (b) $CLRD = 7\%$ e $SPSD = 0,14\%$	44
Figura 28 – Ensaio faixa larga: (a) direção transversal; (b) direção longitudinal.....	45
Figura 29 – Ensaio faixa larga: a) direção transversal; b) direção longitudinal.....	46
Figura 30 – Densidade partículas marcadoras: a) 1000; b) 2000; c) 3000; d) 4000; e) 5000; f) 6000; g) 7000; h) 8000; i) 9000; k) 10000.....	47
Figura 31 – Otimização do plano opaco: a) 1000 partículas; b) 8000 partículas.....	48
Figura 32 – Plano opaco partículas marcadoras.....	48
Figura 33 – Configuração do modelo estratificado de solos transparentes (mm).....	49
Figura 34 – Compressão confinada da espuma D28.....	51
Figura 35 – Caixa de ensaio.....	52
Figura 36 – Procedimento de cravação das estacas.....	52

Figura 37 – Dispositivo metálico para criação do plano opaco de partículas marcadoras na areia transparente: (a) peças individuais; (b) dispositivo montado.....	53
Figura 38 – Dispositivo metálico finalizado.....	54
Figura 39 – Modelo físico finalizado	54
Figura 40 – Arranjo do ensaio	55
Figura 41 – Padrão de deflexão do sistema estratificado de solos transparentes: (a) 0 kPa, (b) 10 kPa, (c) 20 kPa; (d) 30 kPa	56
Figura 42 – Evolução dos deslocamentos verticais do PTC-0: a) 15 kPa; b) 20 kPa; c) 25 kPa e d) 30 kPa	58
Figura 43 – Perfil de deslocamento vertical ao longo da profundidade.....	59
Figura 44 – Curva tensão-deslocamento do PTC-0.....	59
Figura 45 - Deslocamentos horizontais da PTC-0: a) 15 kPa; b) 20 kPa; c) 25 kPa; d) 30 kPa	61
Figura 46 – Tensões no topo da camada de argila	62
Figura 47 – Taxa de arqueamento da areia transparente	63
Figura 48 – Padrões de deformação de aterros estaqueados: a) padrão de desenvolvimento de torre (TDP); b) padrão triangular de expansão (TEP) e c) padrão de deslocamentos equivalentes (ESP)	63
Figura 49 – Deformações cisalhantes da PTC-0: a) 15 kPa; b) 20 kPa; c) 25 kPa e d) 30 kPa.....	64
Figura 50 - Deformações verticais da PTC-0: a) 15 kPa; b) 20 kPa; c) 25 kPa e d) 30 kPa.....	65
Figura 51 – Deformações horizontais da PTC-0: a) 15 kPa; b) 20 kPa; c) 25 kPa e d) 30 kPa.....	66
Figura 52 - Evolução dos deslocamentos verticais da PTC-1: a) 15 kPa; b) 20 kPa; c) 25 kPa e d) 30 kPa.....	67
Figura 53 - Perfil de deslocamento vertical ao longo da profundidade	68
Figura 54 - Curva tensão-deslocamento da PTC-1.....	69
Figura 55 - Evolução dos deslocamentos horizontais da PTC-1: a) 15 kPa; b) 20 kPa; c) 25 kPa e d) 30 kPa.....	70
Figura 56 – Ilustração para o cálculo de T (Rui <i>et al.</i> , 2019)	71
Figura 57 – Deformações totais do reforço geossintético.....	72
Figura 58 – Cargas de tração ao longo do geossintético.....	72
Figura 59 – Tensões mobilizadas por arqueamento, efeito membrana e atuantes no solo	73
Figura 60 – Eficiência dos elementos isolados de fundação por estacas	74
Figura 61 - Deformações cisalhantes da PTC-1: a) 15 kPa; b) 20 kPa; c) 25 kPa e d) 30 kPa.....	74
Figura 62 - Deformações verticais da PTC-1: a) 15 kPa; b) 20 kPa; c) 25 kPa e d) 30 kPa.....	75
Figura 63 - Deformações horizontais do segundo modelo físico: a) 15 kPa; b) 20 kPa; c) 25 kPa e d) 30 kPa....	76
Figura 64 - Evolução dos deslocamentos verticais da PTC-2: a) 15 kPa; b) 20 kPa; c) 25 kPa e d) 30 kPa	78
Figura 65 - Perfil de deslocamento vertical ao longo da profundidade	78
Figura 66 - Curva tensão-deslocamento da PTC-2.....	79
Figura 67 - Evolução dos deslocamentos horizontais da PTC-2: a) 15 kPa; b) 20 kPa; c) 25 kPa e d) 30 kPa.....	79
Figura 68 - Deformações totais ϵ : (a) primeiro reforço; (b) segundo reforço.....	81
Figura 69 – Cargas de tração: (a) primeiro reforço; (b) segundo reforço	81
Figura 70 - Tensões mobilizadas por arqueamento, efeito membrana e atuantes no solo	81
Figura 71 – Eficiência dos elementos isolados de fundação por estaca.....	82
Figura 72 - Deformações cisalhantes da PTC-2: a) 15 kPa; b) 20 kPa; c) 25 kPa e d) 30 kPa.....	83
Figura 73 - Deformações verticais da PTC-2: a) 15 kPa; b) 20 kPa; c) 25 kPa e d) 30 kPa.....	84
Figura 74 - Deformações horizontais da PTC-2: a) 15 kPa; b) 20 kPa; c) 25 kPa e d) 30 kPa.....	85
Figura 75 – Comparação dos deslocamentos verticais de todos os modelos: a) e b): primeiro modelo físico submetido a 15 e 30 kPa; c) e d): segundo modelo físico submetido a 15 e 30 kPa; e) e f): terceiro modelo físico submetido a 15 e 30 kPa	86
Figura 76 – Evolução dos recalques diferenciais: a) 15 kPa; b) 20 kPa; c) 25 kPa e d) 30 kPa	87
Figura 77 – Comparação das curvas tensão-deslocamento.....	88
Figura 78 - Comparação dos deslocamentos horizontais de todos os modelos: a) e b): PTC-0 submetida a 15 e 30 kPa; c) e d): PTC-1 submetida a 15 e 30 kPa; e) e f): PTC-2 submetida a 15 e 30 kPa;	89

Figura 79 – Comparação da eficiência dos elementos isolados de fundação por estaca dos respectivos modelos	90
Figura 80 - Comparação das deformações cisalhantes de todos os modelos: a) e b): PTC-0 submetida a 15 e 30 kPa; c) e d): PTC-1 submetida a 15 e 30 kPa; e) e f): PTC-2 submetida a 15 e 30 kPa;	91
Figura 81 - Comparação das deformações verticais de todos os modelos: a) e b): PTC-0 submetida a 15 e 30 kPa; c) e d): PTC-1 submetida a 15 e 30 kPa; e) e f): PTC-2 submetida a 15 e 30 kPa;	92
Figura 82 - Comparação das deformações horizontais de todos os modelos: a) e b) PTC-0 submetida a 5 e 30 kPa; c) e d): PTC-1 submetida a 5 e 30 kPa; e) e f): PTC-2 submetida a 5 e 30 kPa	94

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Propriedades do quartzo fundido	14
Tabela 2: Fluidos de saturação utilizados em conjunto com o quartzo fundido	15
Tabela 3: Ângulos de atrito dos grãos de quartzo secos e saturados	16
Tabela 4: Valores de resistência não-drenada de amostras de LRD publicadas na literatura	20
Tabela 5: Fluidos candidatos	35
Tabela 6: Propriedades geotécnicas da areia transparente utilizada nessa pesquisa	38
Tabela 7: Resistência nominal das amostras de argila transparente	44
Tabela 8: Propriedades da geogrelha modelo e protótipo.....	46
Tabela 9: Dimensões dos modelos físicos	50
Tabela 10: Programa de ensaios	57

Sumário

1	INTRODUÇÃO	8
1.1	OBJETIVOS	10
1.1.1	Geral	10
1.1.2	Específicos	11
1.2	ESTRUTURA DO TRABALHO	11
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	12
2.1	CONSIDERAÇÕES SOBRE SOLOS TRANSPARENTES	12
2.1.1	Quartzo fundido	14
2.1.2	Laponite RD®	17
2.2	CONSIDERAÇÕES SOBRE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES	20
2.2.1	Plataforma de transferência de carga	21
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	31
3.1	AREIA TRANSPARENTE	31
3.1.1	Quartzo fundido	31
3.1.2	Fluido de Saturação	34
3.1.3	Caracterização da areia transparente	38
3.2	ARGILA TRANSPARENTE	40
3.2.1	Laponite RD®	40
3.2.2	Caracterização geotécnica da argila transparente	41
3.3	GEOSSINTÉTICOS	45
3.4	PLANO OPACO DE PARTÍCULAS MARCADORAS	46
3.5	CONFIGURAÇÃO DOS ENSAIOS	48
3.6	PREPARAÇÃO DO SISTEMA ESTRATIFICADO DE SOLOS TRANSPARENTES	51
3.7	MONITORAMENTO DOS SISTEMAS ESTRATIFICADOS DE SOLOS TRANSPARENTES	55
3.8	TRANSPARÊNCIA	56
3.9	PROGRAMA DE ENSAIOS	57
4	RESULTADOS	57
4.1	PLATAFORMA DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA SEM REFORÇO GEOSSINTÉTICO	57
4.1.1	Deslocamentos Verticais	57
4.1.2	Deslocamentos Horizontais	60
4.1.3	Mecanismos de transferência de carga	61

4.2	PLATAFORMAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA REFORÇADAS COM GEOSINTÉTICOS	67
4.2.1	Plataforma de transferência de carga reforçada com uma camada de geossintético...	67
4.2.1.1	Deslocamento vertical	67
4.2.1.2	Deslocamentos Horizontais	69
4.2.1.3	Mecanismos de transferência de carga	70
4.2.2	Plataforma de transferência de carga com duas camadas de reforço geossintético	77
4.2.2.1	Deslocamentos Verticais	77
4.2.2.2	Deslocamentos Horizontais	79
4.2.2.3	Mecanismos de transferência de carga	80
4.3	COMPARAÇÃO DOS MODELOS FÍSICOS ESTRATIFICADOS DE SOLOS TRANSPARENTES	85
4.3.1	Deslocamentos verticais.....	85
4.3.2	Deslocamentos horizontais.....	88
4.3.3	Mecanismos de transferência de carga.....	89
5	CONCLUSÕES	95
	REFERÊNCIAS	97

1 INTRODUÇÃO

A visualização dos deslocamentos internos da massa de solo é uma tarefa naturalmente difícil. Essa possibilidade poderia melhorar potencialmente a interpretação e o entendimento dos problemas da Engenharia Geotécnica. Os métodos convencionais de medidas intrusivas através de sensores promovem alterações nas respostas do meio contínuo devido as diferentes características entre os dispositivos e o solo circundante. Para contornar essas limitações, materiais transparentes combinados com técnicas de visualização óptica tem sido utilizados em pesquisas no campo da Geotecnia. Essa técnica permite a visualização dos fenômenos físicos em tempo real, especialmente a interação solo-estrutura.

Os solos transparentes consistem em um meio bifásico composto por partículas sólidas e um fluido de saturação, ambos transparentes, com índices de refração compatíveis. Isso significa que os feixes de luz que perpassam o meio não sofrem reflexões e, com isso, torna-se possível a visualização das translações das partículas (fase sólida) bem como suas interações com outros objetos.

Atualmente existem cinco principais famílias de solos transparentes: a sílica amorfa, sílica em gel, aquabeads, Laponite RD[®] e o quartzo fundido. A primeira família simula os solos argilosos de baixa plasticidade (Gill e Lehane 2001; Iskander, Liu, e Sadek 2002; Sadek, Iskander, e Liu 2002, 2003; Liu, Iskander, e Sadek 2003; McKelvey *et al.* 2004; Iskander e Liu 2010; Liu e Iskander 2010; Ni, Hird, e Guymer 2010; Black 2015; De Guzman e Alfaro 2016, 2018). Já a segunda família, é utilizada para modelar as areias grossas (Iskander *et al.*, 2002). Por outro lado, tanto a aquabeads quanto a Laponite RD[®], tem sido utilizadas para modelar o comportamento de argilas de alta plasticidade (Ads *et al.*, 2020a, 2020b; Arachchige *et al.*, 2021; Beemer *et al.*, 2016; Beemer e Aubeny, 2012; Wallace *et al.*, 2018; Wallace e Rutherford, 2015). Por fim, o quartzo fundido tem representado com sucesso o comportamento das areias naturais em geral (Cao *et al.*, 2011; Chen *et al.*, 2019a, 2019b; Chen *et al.*, 2021; Chen *et al.*, 2021; Ezzein e Bathurst, 2014, 2011; Lei *et al.*, 2020)

Apesar da técnica de solos transparentes ter ganhado popularidade nos últimos anos, a maioria dos estudos tem sido aplicados em sistemas homogêneos. Até então, não há relatos na literatura sobre o uso de solos transparentes para simular, conjuntamente, as estratificações envolvidas em aterros sobre solos moles. Embora o comportamento de aterros estaqueados possa ser simulado por um sistema de alçapões, a complexidade imposta pela interação entre a camada granular, solo mole e as estacas ainda é pouco estudada.

A construção de aterros sobre solos moles tem crescido exponencialmente devido à carência de terrenos com características geotécnicas adequadas para infraestruturas e outras obras. Esses solos estão associados a problemas de expansão, dispersão, deslocamentos excessivos e uma baixa capacidade de suporte (Ghosh *et al.*, 2021). Tais problemas têm incentivado o desenvolvimento contínuo de novas técnicas de melhoria. Abhishek e Madhav (2016) descrevem diferentes soluções para construção de aterros sobre solos moles: drenos verticais pré-fabricados, reforços basais com geossintéticos, colunas granulares, estacas rígidas e as plataformas de transferência de carga (PTC). Essas soluções possuem vantagens e desvantagens e suas aplicações devem ser avaliadas caso a caso com base em muitos fatores, entre eles, as condições reais do local, o tempo disponível e os objetivos da construção do aterro (Dang *et al.*, 2008). Quando o prazo de obra é relativamente limitado recorre-se, normalmente, a solução de aterros estaqueados (ou reforçados por colunas) com PTCs reforçadas com geossintéticos (Schaefer *et al.*, 2017). Os benefícios inerentes a essa técnica é a possibilidade de construção em um único estágio, redução significativa dos recalques totais e diferenciais, descarte da necessidade de escavações e substituição do solo (Han e Gabr, 2002).

A plataforma de transferência de carga é utilizada para aumentar a eficiência dos elementos de fundação e, com isso, há uma redução significativa da quantidade física de estacas requeridas em projeto, sem permitir a ocorrência de deformações inaceitáveis que seriam refletidas na superfície do aterro (Schaefer *et al.*, 2017). O dimensionamento de um sistema de aterros sobre solos moles precisa considerar a mobilização de dois mecanismos para estimar as tensões atuantes sob o aterro: arqueamento do solo e o efeito membrana. O arqueamento é responsável por transferir parte da carga do aterro diretamente para as estacas. A carga remanescente atua no reforço geossintético e no solo subjacente. Pela atuação do efeito membrana uma outra parcela da carga é direcionada para as estacas. Esse mecanismo é dependente do suporte providenciado pelo subsolo e da rigidez do geossintético. Isso significa que quanto maior o recalque do subsolo maior a eficiência do efeito membrana. Ambos os mecanismos são influenciados pela razão de substituição de área (relação entre a área do capitel/estaca e a área da célula unitária).

Atualmente diferentes tipos de plataformas de transferência podem ser empregadas, entre elas, a PTC convencional com material granular, PTC de concreto estrutural, PTC catenária (com uma ou duas camadas de geossintético) e a PTC viga (com pelo menos três camadas de geossintético). No caso de PTCs reforçadas com geossintético, uma ou duas camadas portam-se como uma membrana tracionada, enquanto um sistema de multicamadas

(três ou mais) atua como uma plataforma rígida devido ao intertravamento com o solo circundante (Abhishek e Madhav, 2016).

Aterros estaqueados apresentam respostas complexas devido a interação entre os vários componentes. Apesar disso, estudos limitados tem sido desenvolvidos para investigar os padrões de deformação e os mecanismos de transferência de carga desse conjunto. Por esse motivo, a presente pesquisa tem como objetivo estabelecer uma metodologia para criação de um sistema estratificado de solos transparentes, utilizando o quartzo fundido e a Laponite RD[®], com o intuito de simular o comportamento de plataformas de transferência de carga reforçadas com geossintético. Para atender esse objetivo, dedicou-se um tempo para a busca de fluidos de saturação nacionais para confecção da areia transparente. Além disso, essa etapa contemplou a caracterização geotécnica do quartzo e da Laponite RD[®]. Por conta da interação entre os diversos materiais, em diferentes estados, foi necessário validar a compatibilidade do conjunto, ou seja, investigar a influência do fluido de saturação da camada granular no comportamento mecânico da argila transparente.

Para validar a metodologia proposta, três modelos físicos bidimensionais, em escala 1:10 (campo:laboratório), foram executados para simular o comportamento de plataformas de transferência de carga apoiadas em elementos de fundação composto por estacas rígidas e argila mole. O primeiro modelo corresponde a uma plataforma de transferência de carga sem reforço geossintético, enquanto o segundo e terceiro possuem, respectivamente, uma e duas camadas de reforços. Para o monitorar os sistemas estratificados, utilizou-se técnicas de visualização óptica, ou seja, Correlação Digital de Imagem (DIC). O *software* Ncorr foi aplicado para analisar as imagens obtidas durante os ensaios. Com isso, os padrões de deformação e os mecanismos de transferência de carga dos modelos de solos transparentes foram interpretados através da leitura dos deslocamentos verticais e horizontais, assim como, das deformações cisalhantes, verticais, horizontais e totais.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Geral

Investigar os mecanismos de transferência de carga bem como os padrões de deformação de plataformas de transferência de carga reforçadas com geossintético e apoiadas

em elementos de fundação composto por estacas rígidas e argila mole, utilizando um sistema estratificado de solos transparentes.

1.1.2 Específicos

- Estabelecer e validar a primeira metodologia disponível para criação de um sistema estratificado de solos transparentes no contexto de aterros sobre solos moles;
- Estudar a aplicabilidade da análise digital de imagem (DIC) para o monitoramento do campo de deslocamentos e deformações do sistema estratificado de solos transparentes;
- Identificação de zonas críticas de deformação cisalhante, vertical e horizontal dos sistemas estratificados;
- Avaliação da contribuição do arqueamento do solo e do efeito membrana dos sistemas estratificados de solos transparentes;
- Estudar o efeito do número de camadas de geossintéticos em plataformas de transferência de carga.

1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho está dividido em 5 capítulos. O capítulo 1 aborda a problemática na qual o trabalho se insere, evidenciando a necessidade de modelos físicos que possam simular adequadamente o sistema em camadas de aterros sobre solos moles. No capítulo 2, está reunido uma revisão geral sobre solos transparentes bem como aterros sobre solos moles, com ênfase em plataformas de transferência de carga.

O capítulo 3 apresenta, detalhadamente, a criação de um sistema estratificado de solos transparentes. Este item contempla a caracterização geotécnica da areia e argila transparente. O capítulo 3 descreve também, a seleção da geogrelha modelo, o uso de técnicas de visualização óptica (DIC) e a avaliação da transparência dos solos artificiais.

O capítulo 4 compila os resultados de três modelos físicos estratificados de solos transparentes. Para cada modelo, é avaliado os deslocamentos verticais, horizontais e os mecanismos de transferência de carga através da interpretação das deformações cisalhantes, verticais, horizontais e totais. Adicionalmente, apresenta-se uma comparação geral entre os modelos, com o intuito de estudar a influência das camadas de reforço geossintético na resposta

mecânica do sistema estratificado de solos transparentes. As principais conclusões obtidas nesta dissertação são apresentadas no capítulo 5, seguido das referências bibliográficas.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Esta pesquisa está pautada em duas grandes áreas do conhecimento: solos transparentes e aterros sobre solos moles. Considerando a dificuldade de criação de um sistema estratificado de solos transparentes e as inúmeras variáveis envolvidas no contexto de aterro sobre solos moles, buscou-se nesse capítulo retomar estudos prévios acerca de solos transparentes, com ênfase em duas famílias: Laponite RD[®] e quartzo fundido; além disso, uma visão geral sobre plataformas de transferência de carga foi apresentada e discutida.

2.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE SOLOS TRANSPARENTES

Muitas equações da Engenharia Geotécnica foram criadas a partir da observação de planos de rupturas em modelos físicos (Iskander e Liu, 2010). Isso significa que a visualização das deformações internas da massa de solo podem melhorar significativamente o entendimento dos fenômenos envolvidos (Liu e Iskander, 2010). Enquanto os deslocamentos superficiais são facilmente coletados, o monitoramento dos deslocamentos internos é uma tarefa difícil devido à natureza opaca do solo (Wallace e Rutherford, 2015). Segundo Yuan *et al.* (2019), os métodos convencionais de medidas intrusivas através de sensores promovem alterações no meio contínuo devido as diferentes características entre os dispositivos e o solo circundante. Para contornar essas limitações, solos transparentes combinados com técnicas de visualização óptica tem sido utilizados em diferentes pesquisas no campo da Geotecnia (Ads *et al.*, 2020a, 2020b; Cao *et al.*, 2011; Chen *et al.*, 2019a, 2019b; Chen *et al.*, 2021; Chen *et al.*, 2021; Ezzein e Bathurst, 2014; Liu *et al.*, 2020; Ma *et al.*, 2022; Peng e Zornberg, 2019; Wang *et al.*, 2022; Xu *et al.*, 2021; Yang *et al.*, 2022; Yuan *et al.*, 2019b, 2019a; Zhang *et al.*, 2020; Zhang *et al.*, 2021). Essa técnica permite a visualização dos fenômenos físicos em tempo real, tais como, as redes de fluxo, transporte de contaminantes e a interação solo-estrutura (Zhao e Ge, 2007).

A areia transparente consiste em um meio bifásico composto por partículas sólidas e um fluido de saturação, ambos transparentes, com índices de refração compatíveis. No meio técnico há relatos do uso de esferas de vidro, vidro moído, quartzo fundido, plásticos transparentes e a sílica em gel para compor a fase sólida da areia transparente (Iskander *et al.*

2002; Carvalho *et al.*, 2015; Ganiyu *et al.*, 2016; Iskander e Liu, 2010; Ezzein e Bathurst 2011; Wei *et al.*, 2019; Yang *et al.*, 2020, Cao *et al.*, 2011; Carvalho *et al.*, 2015; Chen *et al.*, 2021; Ezzein e Bathurst, 2014, 2011; Iskander *et al.* 2002; Ma *et al.*, 2022; Morsy e Zornberg, 2021; Peng e Zornberg, 2019; Sadek *et al.*, 2002b, 2002a; Zhang *et al.*, 2021; Zhao e Ge, 2007). No entanto, todas as opções supracitadas possuem desafios particulares.

Wakabayashi (1950) propôs a imersão do vidro em um meio líquido, ambos com índices de refração idênticos, para criar a primeira areia de material transparente. No entanto, essa areia de material transparente era translúcida e tinha suas propriedades macroscópicas incompatíveis com a areia natural (Sadek *et al.*, 2002a).

O primeiro material nomeado como “areia transparente” corresponde a combinação da sílica em gel com uma mistura de óleo mineral e parafina líquida (Iskander *et al.*, 2002). Apesar deste material ter apresentado inúmeras vantagens em relação a areia de material transparente, ainda possuía muitas limitações, como a profundidade de visibilidade limitada, partículas higroscópicas e deformações plásticas, mesmo com baixas tensões confinantes (Ezzein e Bathurst, 2011; Zhao e Ge, 2007). Essas e outras dificuldades apresentadas pela sílica em gel incentivaram uma busca contínua por outros materiais que pudessem modelar adequadamente o comportamento das areias. Uma areia transparente feita com quartzo fundido e uma mistura de óleos minerais (Puretol 7 e Krystol 40) foi proposta por Ezzein e Bathurst (2011). Esse material mostrou inúmeras vantagens em relação as demais areias artificiais por possuir estrutura e composição química similar a areia natural de silicato. Todavia, nos últimos anos, tanto a sílica em gel quanto o quartzo fundido tem sido utilizado com sucesso em modelos físicos como substitutos da areia natural (Cao *et al.*, 2011; Carvalho *et al.*, 2015; Chen *et al.*, 2021; Ezzein e Bathurst, 2014, 2011; Iskander *et al.* 2002; Ma *et al.*, 2022; Morsy e Zornberg, 2021; Sadek *et al.*, 2002b, 2002a; Zhang *et al.*, 2021; Zhao e Ge, 2007).

Também tem sido reportado na literatura, uma busca para criação de argilas sintéticas transparentes. Menciona-se, por exemplo, a sílica amorfa em pó (Gill e Lehane 2001; Iskander, Liu, e Sadek, 2002; Sadek *et al.*, 2002, 2003; Liu *et al.*, 2003; McKelvey *et al.*, 2004; Iskander e Liu, 2010; Liu e Iskander, 2010; Ni *et al.*, 2010; Black, 2015; De Guzman e Alfaro 2016, 2018) e a Laponite RD® (Beemer e Aubeny, 2012; Wallace e Rutherford, 2015; Ads *et al.*, 2002; Almikati *et al.*, 2023). A primeira argila transparente relatada na literatura corresponde a combinação da sílica amorfa e uma mistura de óleos minerais (Iskander *et al.*, 1994). Essa argila sintética possui comportamento similar aos solos argilosos de baixa plasticidade (Iskander *et al.*, 2002; Liu *et al.*, 2003). Contudo, o meio técnico destaca as dificuldades na modelagem de

argilas de alta plasticidade (Ads *et al.*, 2020b). Wallace e Rutherford (2015) foram os pioneiros a investigar as características geotécnicas da Laponite RD[®] e, verificaram, que esse material pode simular adequadamente as argilas moles de origem marinha. A Laponite RD[®] é uma argila sintética com estrutura cristalina e composição química análoga ao argilomineral hectorita (Wallace e Rutherford, 2015). Em contato com água, essa argila sintética hidrata e expande. Todavia, ambas argilas transparentes também tem sido utilizadas com sucesso no meio técnico (Ads *et al.*, 2020a, 2020b; Iskander *et al.*, 2002; Kong *et al.*, 2020; Liu *et al.*, 2003; Ma *et al.*, 2022; Wallace *et al.*, 2018; Wallace e Rutherford, 2015; Zhang *et al.*, 2021).

2.1.1 Quartzo fundido

O quartzo fundido (QF) possui o Dióxido de Silício (SiO₂) como principal componente em um arranjo não cristalino. Esse material é obtido a partir do aquecimento da areia de quartzo cristalina até uma temperatura de aproximadamente 2000 °C e então é arrefecida. O aquecimento faz com que os cristais se fundam e se ordenem em uma formação não porosa (Ezzein e Bathurst, 2011). Algumas propriedades do QF encontram-se na Tabela 1. Esses valores são compatíveis com as areias naturais (Cao *et al.*, 2011).

Propriedades	Valor
Massa Específica (g/cm ³)	2,2
Gravidade Específica	2,24*
Dureza (Mohs)	4,9
Módulo de Elasticidade (GPa)	79
Aparência	Transparente
Coefficiente de Poisson	0,16
Índice de refração	1,4585

* Valor medido por (Ezzein e Bathurst, 2011)

Muitos pesquisadores evidenciaram que a utilização do QF em contato com um fluido de saturação com índices de refração compatíveis são capazes de criar um solo transparente com características macroscópicas similares as areias naturais (Figura 1). Este simula o comportamento da água; aquela das partículas de solo (Yuan *et al.*, 2019b). A fase líquida é obtida a partir da mistura de dois fluidos miscíveis entre si, com índices de refração abaixo e acima do quartzo. A concentração exata das soluções é alcançada a partir de um procedimento de tentativa e erro, até atingir-se o índice de refração de interesse (Ezzein e Bathurst, 2011). A

combinação perfeita faz com que o evento refração da luz se atenua no contato sólido-líquido, tornando-o mais transparente (Yuan *et al.*, 2019a).

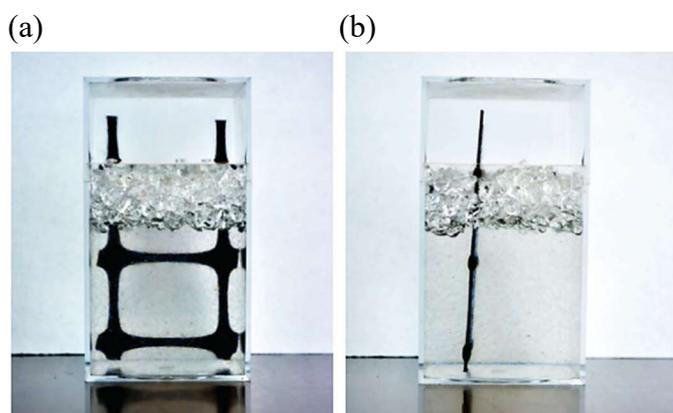


Figura 1 – Areia transparente: (a) vista frontal; (b) vista lateral (Peng e Zornberg, 2019)

Areias transparentes confeccionadas com quartzo fundido tem sido utilizada para estudar fenômenos de arqueamento dos solos (Zhang *et al.*, 2021), fundações rasas e profundas (Chen *et al.*, 2019a, 2019b; Chen *et al.*, 2021), estacas torpedos (Liu *et al.*, 2020), interação solo-geogrelha (Chen *et al.*, 2021; Ezzein e Bathurst, 2014; Peng e Zornberg, 2019) e deformações de túneis (Ma *et al.*, 2022; Zhang *et al.*, 2020). Os fluidos de saturação empregados nessas publicações encontram-se na Tabela 2. A distribuição granulométrica do quartzo em todos esses estudos experimentais se enquadram em uma classificação de areia mal graduada e apresentam D_{50} com extremos de 0,33 e 3,90 mm.

Tabela 2: Fluidos de saturação utilizados em conjunto com o quartzo fundido

Autores	Fluido 1	Fluido 2
Chen <i>et al.</i> (2019a)		
Chen <i>et al.</i> (2019b)	Óleo Mineral #15	Óleo Mineral #3
Chen <i>et al.</i> (2021)		
Ezzein e Bathurst (2014)	Puretol 7	Krystol 40
Ezzein e Bathurst (2011)		
Lei <i>et al.</i> (2020)	Óleo Mineral #15	N-Dodecano
Peng e Zornberg (2019)	Puretol 7	Paraflex HT4
Zhang <i>et al.</i> (2020)		
Zhang <i>et al.</i> (2021)	Óleo Mineral #15	Óleo Mineral #3

A resistência ao cisalhamento de areias transparentes compostas por partículas de quartzo e diferentes fluidos de saturação foram investigadas no meio técnico a partir de ensaios de Cisalhamento Direto e Triaxial na modalidade CD. Ezzein e Bathurst (2011) relatam que o ângulo de atrito para as amostras em um estado seco é o mesmo para aquelas com água e óleo

mineral, mostrando que esse parâmetro independe do tipo de fluido de saturação. A diferença entre essas variantes ocorrem apenas em estágios posteriores ao pico de resistência, quando as amostras com óleo mineral apresentaram tensões desvio oscilatórias. Os autores acreditam que esse comportamento seja devido aos mecanismos de transferência de carga intergranulares que são intensificados pelas partículas com características dilatantes na presença de um fluido viscoso. Além disso, Lei *et al.* (2020) perceberam que as amostras fofas e densas tiveram uma mesma tendência de ângulo de atrito residual e, novamente, mostraram que o comportamento tensão-deformação das areias transparentes são compatíveis as areias naturais. Alguns valores de ângulo de atrito reportados na literatura encontram-se na Tabela 3.

Tabela 3: Ângulos de atrito dos grãos de quartzo secos e saturados

Autores	ϕ_d (°)	ϕ_w (°)	ϕ_s (°)
Chen <i>et al.</i> (2019)	-	-	42-44
Chen <i>et al.</i> (2021)	-	-	42-44
Chen <i>et al.</i> (2021)	-	-	37,1
Ezzein e Bathurst (2014)	-	-	44
Ezzein e Bathurst (2011)	43/42 ^b	45/44 ^b	42/43 ^b
	44/50 ^c	45/51 ^c	44/49 ^c
Lei <i>et al.</i> (2020)	-	-	40,9/47,3 ^a
Peng e Zornberg (2019)	45	-	44
Zhang <i>et al.</i> (2020)	-	-	34-38
Zhang <i>et al.</i> (2021)	-	-	47

a – Ângulo de atrito referente a amostra fofas e densas

b – Cisalhamento direto de amostras com partículas finas e grossas

c – Triaxial CD de amostras com partículas finas e grossas

Em que: ϕ_d , ϕ_w e ϕ_s representam, respectivamente, o ângulo de atrito do QF seco, em contato com água e com outros fluidos de saturação.

Outras propriedades geotécnicas, tais como, a compressibilidade e a permeabilidade dessa areia transparente também foram investigadas. Ezzein e Bathurst (2011) realizaram ensaios oedométricos em amostras de QF sob duas graduações distintas. Observou-se que as amostras em um estado seco possuem respostas idênticas a uma areia natural uniforme até domínios de tensões verticais da ordem de 500 kPa e, em estágios posteriores, esta torna-se mais rígida conforme mostrado na Figura 2a. As partículas finas de QF apresentaram menos rigidez quando saturadas com óleo mineral (Figura 2b), no entanto, os resultados foram considerados aceitáveis para simular o comportamento das areias naturais. Constatações equivalentes foram evidenciadas por Lei *et al.* (2020). Além disso, tais autores apresentam coeficientes de permeabilidade de $5,5 \times 10^{-3}$ e $3,3 \times 10^{-3}$ cm/s para corpos de prova com

densidades relativa de 30 e 76%, respectivamente, ambos sendo percolados por uma mistura de óleos. Ezzein e Bathurst (2011) reforçam essas verificações, e relatam valores de $1,09 \times 10^{-3}$ e $0,68 \times 10^{-4}$ cm/s para amostras com granulometrias grossas e finas, respectivamente. Na mesma ordem, cenários com percolação de água apontam valores de $3,47 \times 10^{-3}$ e $4,60 \times 10^{-4}$ cm/s.

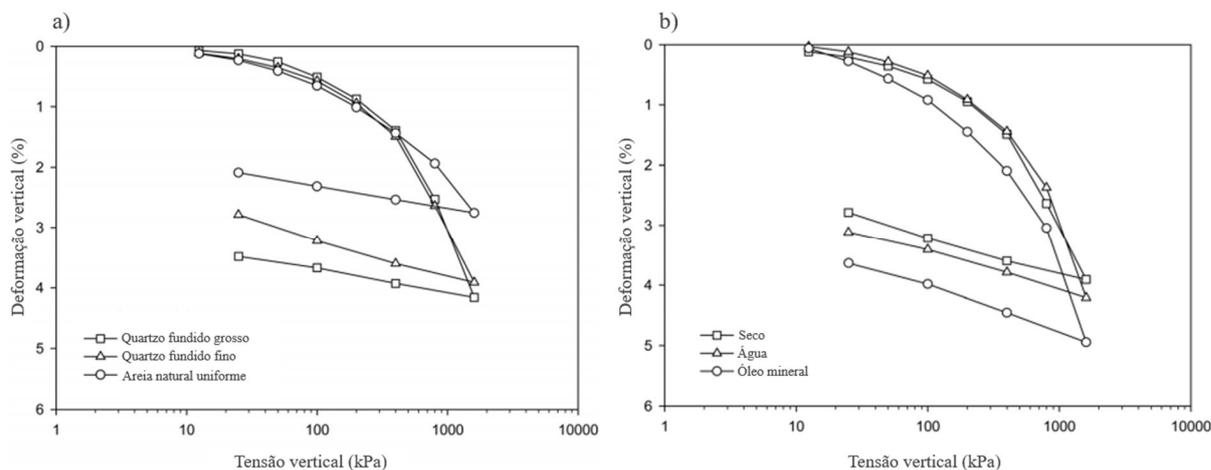


Figura 2 – Ensaio de adensamento: a) quartzo seco; b) influência do fluido de saturação (adaptado de: Ezzein e Bathurst, 2011)

2.1.2 Laponite RD[®]

A Laponite RD[®] (LRD) é uma argila sintética com estrutura cristalina e composição química análoga ao argilomineral hectorita (Neumann, 1965; Wallace e Rutherford, 2015). Sua fórmula estrutural idealizada consiste em um arranjo de seis íons de magnésio octaédricos que encontram-se entre duas lâminas de quatro átomos de silício tetraédricos. Esses grupos são balanceados por doze átomos de oxigênio e quatro grupos de hidroxilas conforme apresentado na Figura 3.

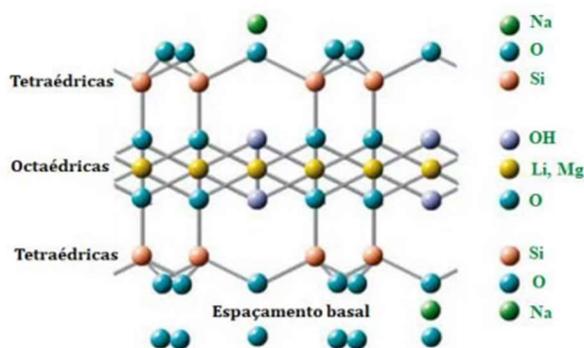


Figura 3 – Estrutura atômica idealizada da Laponite (Aadaptado de: BYK Additives & Instruments, 2014)

BYK Additives & Instruments (2014) relata que um único cristal de LRD tem o formato de um disco com diâmetro de 25 nm e altura aproximada de 0,92 nm (Figura 4). Convém mencionar que argilominerais tais como a bentonita e a hectorita também possuem o mesmo formato, porém, com partículas muito maiores. Além disso, Wallace e Rutherford (2015) destacam que as argilas sintéticas possuem partículas relativamente uniformes devido ao processo de moagem, diferentemente dos argilominerais comumente encontrados na natureza. Outro aspecto importante é que uma partícula possui face com carga negativa e borda com carga positiva.

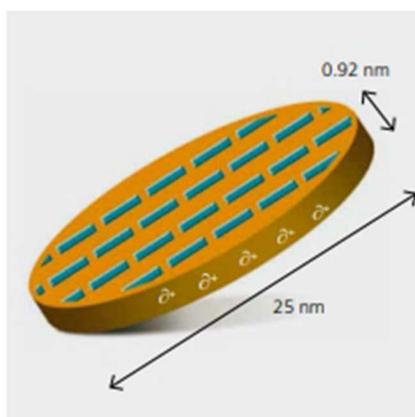


Figura 4 – Formato em disco da Laponite

A LRD possui muitas aplicações práticas e, a principal, como modificador reológico de soluções a base de água. É também empregada na indústria de eletrônicos, fármacos, tintas, polímeros e outras (Jatav e Joshi, 2014). Este produto é comercializado em pó, com um teor de umidade inferior a 10% (BYK Additives & Instruments, 2014). Segundo os fabricantes, a LRD possui um índice de refração de 1,50 e gravidade específica de 2,53. Outro ponto importante, é que as partículas são higroscópicas e quando misturadas em água tornam-se transparentes (Chini *et al.*, 2015).

A LRD torna-se um coloide tixotrópico e transparente (Figura 5), análogo a uma argila, quando dispersa em água em concentrações inferiores a 5%. Isso resulta na hidratação e expansão das partículas de 25 nm para 300 μm (Ads *et al.*, 2020b). Wallace e Rutherford (2015) foram os pioneiros a investigar as características geotécnicas da LRD e verificaram que esse material pode ser utilizado como um substituto de argilas moles de origem marinha. Esses pesquisadores foram capazes de preparar amostras com um teor de LRD máximo de 4,5%. Concentrações superiores resultariam em misturas com maiores viscosidades e com isso, a entrada de ar seria facilitada, prejudicando sua transparência. Beemer *et al.* (2016) argumentam que amostras com 4,5% de LRD apresentam baixa densidade, permeabilidade superior as

típicas e menor coeficiente de adensamento, o que acaba limitando sua aplicabilidade. Dessa forma, tais pesquisadores sugerem a adição do pirofosfato de sódio decahidratado (PSD) para confecção de amostras com maiores teores de LRD, sem prejudicar a sua transparência. Ads *et al.* (2020b) citam que a adição de PSD faz com que as bordas positivas das placas de LRD adsorvam os íons negativos do emulsificante, impossibilitando-as de se organizarem temporariamente. Isso é traduzido em misturas com menor viscosidade e, conseqüentemente, maior intervalo de tempo para saída de bolhas de ar. Pode-se dizer então, que o PSD é benéfico para os modelos físicos, pois, maiores teores de LRD geram amostras com maior densidade e resistência, e com isso, uma menor compressibilidade (Beemer *et al.*, 2016).

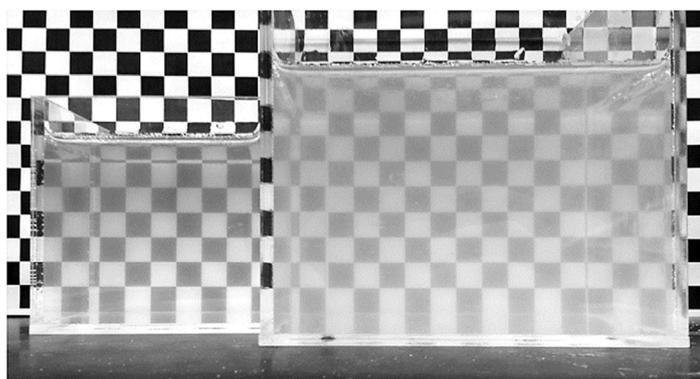


Figura 5 – Laponite RD[®] hidratada (Wallace e Rutherford, 2015)

A resistência ao cisalhamento não-drenada de amostras de LRD foram investigadas utilizando os ensaios de *Ball Penetrometer test* (BPT), *Vane Shear Tests* (VST) e Reômetros Rotacionais (Ads *et al.*, 2020b; Arachchige *et al.*, 2021; Wallace e Rutherford, 2015). Essas pesquisas mostraram que as argilas sintéticas apresentam um ganho de resistência tanto com o tempo quanto com o aumento da concentração de LRD. Os resultados dessas investigações encontram-se resumidos na Tabela 4, cujo os termos C_{LRD} e C_{PSD} representam, respectivamente, a concentração de LRD e PSD. A influência do tipo de água também pode ser notada. Amostras com água deionizada tiveram resistência superiores aquelas com água de torneira, sendo mais perceptível a 7 dias e praticamente desprezível a 14 dias.

Wallace e Rutherford (2015) também investigaram o efeito da profundidade na resistência de doze amostras, aferindo medidas a 25 e 87,5 mm, e alegam a ocorrência de valores praticamente constantes. No entanto, Ads *et al.* (2020b), relatam que o ensaio de VST não oferece resolução suficiente para investigações em LRD e evidenciam um ganho de resistência com a profundidade. Adicionalmente, chamam atenção para o rápido acréscimo inicial de resistência, o qual é devido ao processo de embutimento da esfera (BPT) e não representa o comportamento da LRD. Sob outra perspectiva, Chini *et al.* (2015), mostraram que a LRD

provê ótimas condições de visibilidade da superfície de ruptura tanto em ensaios com VST quanto nos ensaios de CPT, MBP e T-Bar.

Tabela 4: Valores de resistência não-drenada de amostras de LRD publicadas na literatura

Autores	C _{LRD} (%)	C _{PSD} (%)	Tipo de água	Tipo de ensaio	S _u (kPa)			Medida convencionada
					7 dias	14 dias	28 dias	
Arachchige <i>et al.</i> , (2021)	2,00	0	Deionizada	Reômetro rotacional	0,040	0,059	-	Resistência de pico
	2,50	0			0,055	0,084	-	
	3,00	0			0,143	0,183	-	
	3,50	0			0,223	0,238	-	
	4,00	0			0,258	0,385	-	
Ads <i>et al.</i> , (2020b)	4,50	0	Torneira	BPT	0,430	0,600	0,620	*Nominal
	9,00	0,405			0,800	0,950	1,000	
	13,00	1,992	1,050		1,350	1,350		
	4,50	0	0,560		0,600	-		
	9,00	0,405	1,000		1,040	-		
Wallace e Rutherford (2015)	13,0	1,992	Deionizada		1,230	1,280	-	
	4,00	0	Destilada	VST	0,300	0,360	-	Resistência de pico
	4,25	0			0,340	0,400	-	
4,50	0	0,400			0,420	-		

* Medido na profundidade equivalente a dois diâmetros da esfera do BPT (38 mm)

Outros parâmetros tais como os Limites de Atterberg, coeficientes de permeabilidade e de adensamento vertical também foram encontrados na literatura. Wallace e Rutherford (2015) publicaram valores de 1150% e 910% para o limite de liquidez e índice de plasticidade, respectivamente. Os mesmos autores relataram coeficientes de permeabilidade da ordem de 10^{-8} a 10^{-7} cm/s e coeficientes de adensamento vertical de 0,0017 a 0,008 m²/ano. Além disso, evidenciaram a ocorrência de formatos de curva de adensamento similares as das argilas naturais. Todavia, com a adição de PSD, foi possível confeccionar amostras de LRD com concentrações três vezes maiores e com isso, uma redução de uma a duas ordens de magnitude do coeficiente de permeabilidade e um aumento de três a cinco vezes do coeficiente de permeabilidade vertical foram constatados (Beemer *et al.*, 2016).

2.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE ATERROS SOBRE SOLOS MOLES

A construção de aterros sobre solos moles tem crescido exponencialmente devido à carência de terrenos com características geotécnicas adequadas para infraestruturas e outras obras. Esses solos estão associados a problemas de expansão, dispersão, deslocamentos excessivos e uma baixa capacidade de suporte (Ghosh *et al.*, 2017). Tais problemas têm

incentivado o desenvolvimento contínuo de novas técnicas de melhoria. Abhishek e Madhav (2016) descrevem diferentes soluções para construção de aterros sobre solos moles, tais como:

1. Drenos verticais pré-fabricados: essa técnica é utilizada para acelerar o processo de adensamento e promover o enrijecimento da camada de solo mole;
2. Reforços basais com geossintético: essa técnica utiliza geotêxteis, geogrelhas ou geocélulas na base do aterro para promover um aumento do fator de segurança em cenários de ruptura rotacional;
3. Colunas granulares: essa técnica é utilizada em obras com carregamentos de menor magnitude para reduzir os deslocamentos verticais e horizontais;
4. Estacas rígidas: essa técnica é utilizada em obras com camadas de argila mole mais espessas e/ou condições de carregamentos mais elevados com intuito de reduzir os deslocamentos da superfície do aterro e do solo mole;
5. Aterros estaqueados com plataformas de transferência de carga (PTC): essa técnica consiste em uma plataforma granular reforçada com uma ou várias camadas de geossintéticos na base do aterro para aumentar a eficiência das estacas/colunas bem como reduzir significativamente os deslocamentos em geral.

Todas essas soluções possuem vantagens e desvantagens e devem ser avaliadas caso a caso com base em muitos fatores, entre eles, as condições reais do local, o tempo disponível e os objetivos da construção do aterro (Dang *et al.*, 2008). No entanto, quando o prazo de obra é relativamente limitado, recorre-se normalmente a solução de aterros estaqueados ou reforçados por colunas, com plataformas de transferência de carga reforçadas -ou não- com geossintético (Schaefer *et al.*, 2017). Os benefícios inerentes a essa técnica é a possibilidade de construção em um único estágio, ou seja, sem demanda de tempo para dissipação da poropressão, redução significativa dos recalques totais e diferenciais, descarte da necessidade de escavações e substituição do solo (Han e Gabr, 2002).

2.2.1 Plataforma de transferência de carga

Aterros suportados por estacas (ou colunas) reforçados com geossintéticos (ASERGs) tem sido amplamente utilizado em obras de rodovias e ferrovias sobre solos moles (Zhuang *et al.*, 2021a). Por questão de objetividade, ao longo desse capítulo, estacas e colunas serão denominadas unicamente por estacas, salvo condições específicas onde seja necessário distingui-las. ASERGs comumente utilizam uma PTC sobrejacente a cabeça das

estacas/capitéis, a qual consiste em uma camada granular bem compactada reforçada com uma ou múltiplas camadas de geossintéticos conforme mostrado na Figura 6.

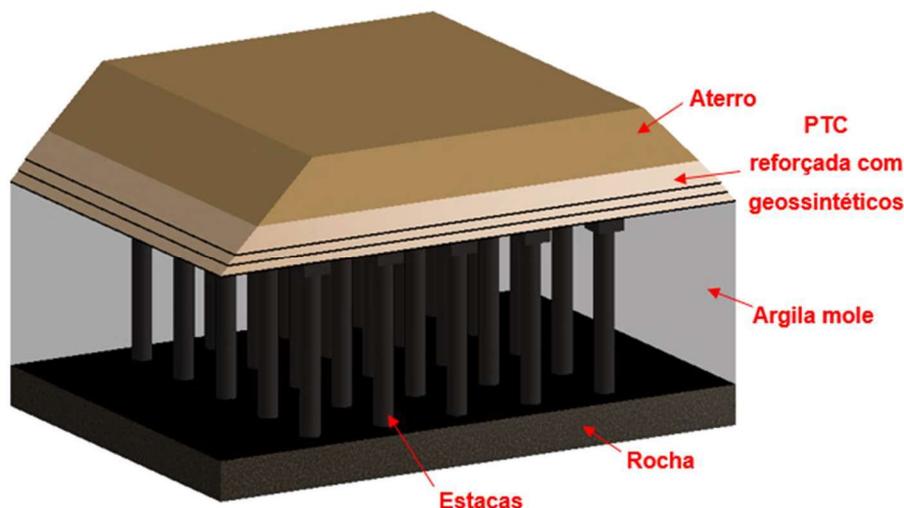


Figura 6 – Aterro com uma PTC reforçada com geossintéticos apoiada em elementos de fundação compostos por estacas rígidas e argila mole

Em projetos de ASERG normalmente considera-se a ocorrência de dois mecanismos para estimativa da distribuição de carga abaixo do aterro: o arqueamento do solo e efeito membrana. Referências internacionais recomendam uma filosofia de projeto discretizada em dois estágios (BS8006, 2010; CUR226, 2016; EBGEO, 2011). O primeiro estágio refere-se à quantificação da carga transferida para cabeça das estacas através do arqueamento (Carregamento A) a luz de um modelo de arqueamento do solo. A carga remanescente que não foi transferida para as estacas através desse fenômeno atua no reforço geossintético e no subsolo entre as colunas. O segundo estágio consiste na estimativa da tração mobilizada pelos geossintéticos (Carregamento B) incorporando modelos de membranas (King *et al.*, 2021a). Algumas referências possibilitam ainda, dentro do segundo estágio, o levantamento da parcela de carga do aterro atuante do subsolo (Carregamento C) (CUR226, 2016; EBGEO, 2011). O caminhamento dessas três cargas estão ilustradas na Figura 7.

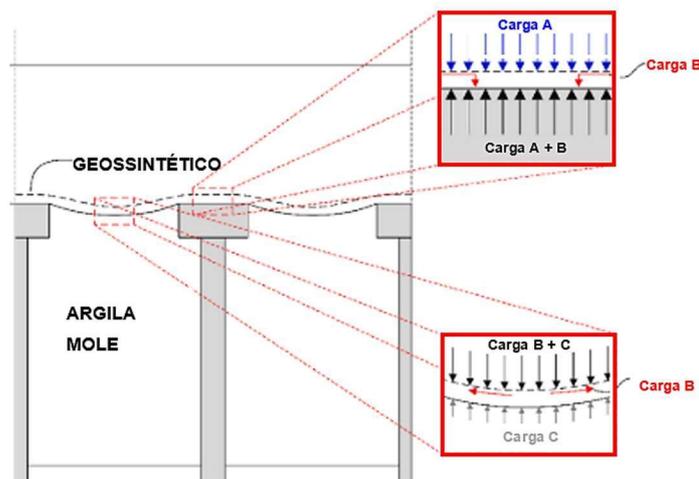


Figura 7 – Distribuição de carga dentro de um ASERG (King *et al.*, 2021a)

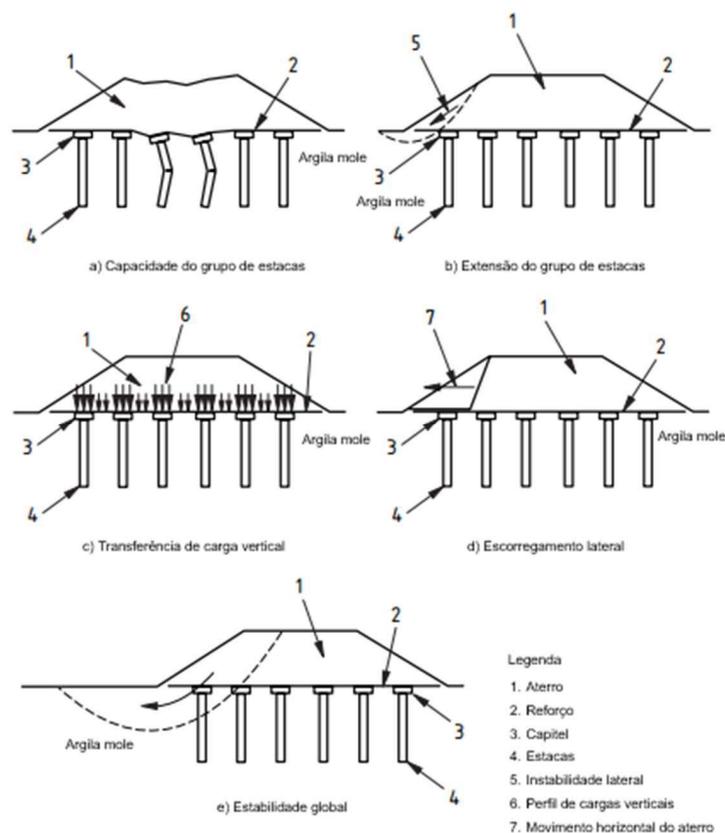
A PTC nesse sistema desempenha um papel fundamental nos mecanismos de transferência de carga (IREX, 2012). Esse documento sugere PTC's preenchidas com material granular bem compactado, solos tratados com *binder*-hidráulico (cimento e cal) e solos reforçados com geossintéticos. Além disso, recomenda que a PTC tenha uma espessura mínima da ordem de 0,40 a 0,80 m de forma a promover uma transferência de carga adequada e a redução dos momentos fletores internos.

O geossintético comumente utilizado em uma PTC refere-se a uma camada de geotêxtil ou geogrelha mais resistente, ou de várias camadas de uma geogrelha biaxial menos resistente (Schaefer *et al.*, 2017). Parte da função do reforço geossintético é transmitir uma parcela adicional da carga do aterro para as estacas. A outra, é reduzir as movimentações laterais do aterro, tornando desnecessário a utilização de estacas inclinadas nos seus extremos (Abdullah e Edil, 2007). Uma ou duas camadas de geossintéticos mais rígidos portam-se como uma membrana tensionada (comportamento de uma catenária) e um conjunto de multicamadas de geossintéticos menos rígidos atuam como uma plataforma rígida (como uma placa semi-rígida) devido ao intertravamento dos geossintéticos com o solo circundante (Abhishek e Madhav, 2016). Na PTC catenária o reforço é considerado como um elemento estrutural e, qualquer benefício resultante da criação de um compósito são desprezados. Para PTC viga assume-se a existência de interação entre os múltiplos reforços e o preenchimento granular, que resultam em uma viga rígida (Collin, 2004). A seleção do tipo e resistência do reforço geossintético fica a critério do modelo utilizado (catenária ou viga), espaçamento entre estacas e altura do aterro.

As estacas em um conjunto de ASERG são geralmente elementos verticais concebidos para transferir o carregamento do aterro para camadas subjacentes mais competentes. As estacas

empregadas junto a essa tecnologia podem ser consideradas rígidas (concreto e aço), semi-rígidas (colunas de solo-cimento) e não rígidas (colunas granulares) (Gallant *et al.*, 2018). O Projeto Nacional Francês ASIRI (Melhoria do solo por inclusões rígidas) define essa técnica como inclusões rígidas e nomeia um componente como “rígido”, aquele que tenha uma alta coesão permanente, muito maior do que a do solo circunvizinho, condição essa que elimina algumas tipologias de fundação citadas anteriormente. Com relação ao comprimento das estacas, o mesmo documento relata uma cota de assentamento de pelo menos a espessura da camada compressível. Essas estacas/colunas são dispostas em um arranjo quadrado ou triangular e normalmente são espaçadas em 1,20 a 1,80 m (Schaefer *et al.*, 2017). A seleção do tipo de estaca é justificada por quesitos construtivos, capacidade resistente, rigidez e custo.

No dimensionamento de ASERGs precisa-se considerar tanto o estado limite de ruptura quanto o de serviço (BS8006, 2010). Os possíveis modos de rupturas encontram-se na Figura 8. Em seguida, uma breve explicação de cada cenário é apresentada.



- a) As estacas precisam mobilizar a carga do aterro sem falhar. Normalmente são dimensionadas considerando a mobilização completa da carga do aterro;

- b) As estacas devem estender-se lateralmente de tal forma a evitar o deslizamento do pé do aterro além de seus limites;
- c) O solo de fundação e/ou PTC precisam ser concebidos para transferir a carga vertical do aterro para as estacas;
- d) Devem ser evitados condições de escorregamento lateral do aterro;
- e) Finalmente, a estabilidade global do sistema precisa ser avaliada.

Os estados limites de serviço também precisam ser garantidos. Schaefer *et al.* (2017) relatam que as deformações do reforço geossintético usados para criar uma PTC devem ser menores do que 5 ou 6% para evitar deformações críticas que seriam refletidas no topo do aterro. Além disso, recalques limites devem ser impostos as estacas/colunas conforme mostrado na Figura 9.

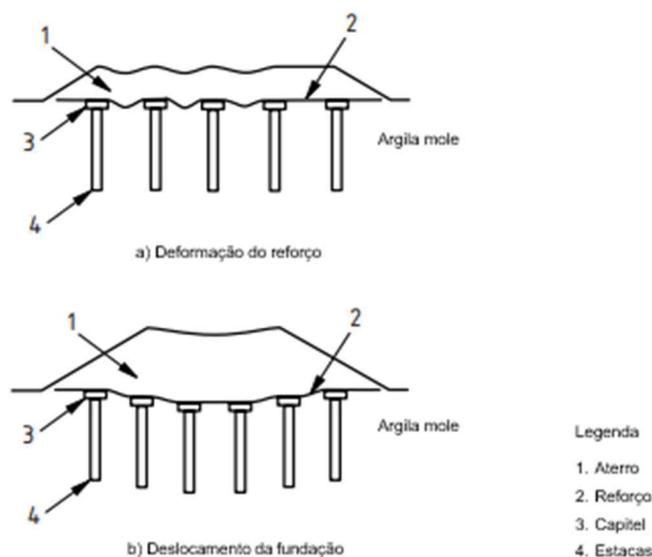


Figura 9 – Estado limite de serviço (BS8006, 2010)

Para investigar os mecanismos de transferência de carga, uma série de modelos numéricos (Dang e Dang, 2020b, 2020a; Dang *et al.*, 2019, 2018, 2008; Delft e Foto, 2012; Gallant *et al.*, 2018; Han e Gabr, 2002; Han *et al.*, 2012; Le Hello e Villard, 2009; Lee *et al.*, 2020; Lehn *et al.*, 2016; Ma *et al.*, 2021; Tran *et al.*, 2021; Zhuang *et al.*, 2021), analíticos (Abdullah, 2006; Abdullah *et al.*, 2017; Deb, 2010; Filz *et al.*, 2019; Ghosh *et al.*, 2017, 2016; Huang *et al.*, 2005; King *et al.*, 2021b; Van Eekelen *et al.*, 2013; Zhang *et al.*, 2012; Zhou *et al.*, 2021) e laboratoriais (Almeida *et al.*, 2019; Black, 2015; Blanc *et al.*, 2014, 2013; Britton, 2012; Fagundes *et al.*, 2017; Rui *et al.*, 2020; Rui *et al.*, 2019, 2016; Rui *et al.*, 2020; Van Eekelen *et al.*, 2012a, 2012b, 2003) foram realizados no meio técnico. Nessas pesquisas, buscou-se entender a influência de diversos parâmetros, tais como, o espaçamento entre estacas,

módulo de elasticidade das estacas, altura da PTC, rigidez da PTC, número de camadas de geossintéticos, rigidez dos geossintéticos e resistência de interface PTC-solo.

Borges e Gonçalves (2016) estudaram a influência do espaçamento entre as estacas sob uma PTC, comparando dois cenários distintos. No primeiro, as estacas estavam espaçadas em 4,10 m na direção transversal e, na direção longitudinal, eram secantes. No segundo, as estacas foram dispostas em um arranjo quadrado, espaçadas em 4,10 m. Os deslocamentos na face superior e inferior da PTC bem como a eficiência das estacas foram registrados em dois momentos diferentes: ao término da construção e ao término da consolidação do solo mole. Para o segundo arranjo, os níveis de deslocamentos foram numericamente superiores em ambos os momentos e em ambas as faces, porém, ao contrário da base da PTC, os deslocamentos da face superior mantiveram-se uniformes nas duas configurações. Quanto a eficiência das estacas, observou-se pequenas alterações. Ao término da consolidação, esse índice era de 90% e 82% para o primeiro e segundo arranjo, respectivamente, enquanto ao término da construção, respeitando-se a mesma ordem, era de 40% e 27%. Por outro lado, Ghosh *et al.* (2017) utilizaram o modelo de viga de Timoshenko para idealizar a resposta de uma PTC suportada por estacas. O solo mole foi representado por um painel de molas e seu comportamento dependente do tempo e a sua não-linearidade foram considerados. As estacas foram representadas por molas de Winkler enquanto o geossintético foi modelado por uma membrana rugosa elástica. Tais autores relataram que uma PTC suportada por estacas, imersas em solo mole, apresentam um comportamento análogo ao de uma viga contínua. Isso significa que em regiões adjacentes às estacas surgem cargas de tração na porção superior da PTC e, conforme afastam-se dos apoios, a tração passa a ocorrer na porção inferior. Como a estrutura granular da PTC não dispõe de uma resistência a tração significativa, há o desenvolvimento de fissuras e, novamente, semelhante a uma viga, propagam-se da fibra mais tracionada até a linha neutra. Nas análises, considerou-se uma seção fissurada para o dimensionamento da PTC. Outro fator importante é a suposição de que não há deslocamento relativo entre o geossintético e o material granular e, com essa condição, torna-se aceitável admitir que toda tração é mobilizada pelo geossintético e que as tensões de compressão são administradas pelo material granular. Esses autores observaram que quanto maior o espaçamento entre as estacas, maiores são os deslocamentos centrais da PTC. Como ordem de grandeza, cita-se uma redução de 78% dos deslocamentos centrais de uma PTC conforme diminui-se o espaçamento de 2,50 m para 1,75 m. Isso ocorre porque um espaçamento menor entre as estacas gera menores tensões dentro da PTC e, conseqüentemente, menores deformações. Em contraposto, quanto maior o

espaçamento entre as estacas, maiores os deslocamentos da PTC e, com isso, maiores as deformações no geossintético, que são traduzidas em maiores cargas de tração mobilizada pelo reforço. Zhang *et al.* (2012), na mesma linha de raciocínio, propuseram um modelo semi-analítico, os quais consideraram também, o fenômeno de interação solo-estrutura nas análises de um ASERG. Neste caso, impôs-se ao solo um comportamento linear e a PTC reforçada com geossintético foi idealizada por uma viga com um módulo de elasticidade equivalente. Os deslocamentos no centro do aterro, atribuído como $x=0$, diminuíram de 24,1 mm para 14,4 mm, ao reduzir-se o espaçamento entre as estacas de 2,00 m para 1,00 m, respectivamente, o que corresponde a uma queda de 40,3%. Em contrapartida, Rui *et al.* (2020) conduziram ensaios bidimensionais em escala reduzida utilizando um aparato de multialçapões. Como material de preenchimento da PTC foi utilizado solos arenosos e analógicos (2D) e as deformações foram capturadas a partir da técnica de velocimetria por imagem de partículas (PIV). Nesse caso, o espaçamento entre estacas transitou-se de 300 mm a 450 mm, mantendo-se o diâmetro. O aparato contava com 32 células de carga abaixo da placa de carregamento que registrava as tensões de contato entre a placa e a PTC. Utilizou-se também, outras 3 células de carga para quantificar as cargas atuantes nas estacas e no solo. Verificou-se que, as tensões de contato tornavam-se mais uniformes conforme o espaçamento entre as estacas aproximava-se de 450 mm. Além disso, observou-se que, com o aumento do espaçamento de 300 mm para 375 mm, as cargas atuantes nas estacas também aumentavam; porém, variando-se de 375 mm para 450 mm essas cargas permaneciam-se quase constantes. Em ambos os intervalos, as cargas atuantes no alçapão intensificavam-se. Constatou-se também, que o aumento do espaçamento entre as estacas influenciou nos padrões de deformação e nas superfícies de deslizamento da PTC.

Han e Gabr (2002) estudaram os mecanismos de resposta de uma PTC frente a mudança do módulo de elasticidade das estacas. Em suas análises, monitorou-se os deslocamentos totais em dois referenciais distintos: acima da cabeça da estaca e em um ponto central, delimitado por duas estacas adjacentes, na superfície do solo. O aumento do módulo de elasticidade da estaca reduziu os deslocamentos máximos em ambos os referenciais. Outra resposta observada, é que os deslocamentos diferenciais intensificavam-se com o aumento do módulo de elasticidade das estacas, o qual é explicado pela diferença de rigidez entre o solo circundante e as estacas. Em outras palavras, não haveria recalques diferenciais se a rigidez do solo e da estaca fossem equivalentes. Associado a isso, outros fenômenos mostraram-se sensíveis a essa propriedade física: o arqueamento do solo, concentração de carga nas estacas e tração mobilizada pelo geossintético. Nas três situações, conforme aumentava-se o módulo de

elasticidade da estaca, todos esses também aumentavam. Borges e Gonçalves (2016), a fim de avaliar a influência desse mesmo parâmetro, propuseram um intervalo de valores de 150 MPa a 15000 MPa. Constatou-se que os deslocamentos da base da PTC diminuía com o aumento do módulo de elasticidade, porém, de forma mais significativa para valores próximos ao mínimo. Isso significa que esse parâmetro é mais sensível em materiais com menores módulo de elasticidade (colunas granulares) do que para materiais mais rígidos (estacas). Essa mesma resposta também foi observada para a face superior da PTC, os quais independentemente do módulo de elasticidade das estacas, mantiveram seu caráter uniforme. Quanto a eficiência das estacas, houve um aumento de 82% para 94% ao término da consolidação do solo mole, conforme o módulo de elasticidade variava do valor mínimo para o máximo. Ao término da construção, esse mesmo índice aumentou de 27% para 50%, considerando esse mesmo raciocínio. De forma análoga, Zhang *et al.* (2012), variaram a rigidez da mola que representava a estaca de 5000 kN/m³ a 40000 kN/m³, e concluíram que os deslocamentos da PTC, em geral, reduziam significativamente. Os deslocamentos no centro do aterro diminuía de 33,9 mm para 19,3 mm conforme a rigidez da estaca variava de 5000 kN/m³ para 20000 kN/m³, uma redução correspondente à 43,1%. Essa taxa aumenta para 61,1% ao elevar esse parâmetro para 40000 kN/m³. Dentro do segundo domínio, as tensões máximas na interface viga-estaca aumentaram em 28,3% e na interface viga-solo reduziram em 31,3%.

Dang e Dang (2020) investigaram a influência da adoção de uma PTC estabilizada com cimento e reforçada com fibras. De forma pontual, as análises foram direcionadas para estudar o efeito da espessura da PTC no desempenho de aterros. Os autores estudaram uma variação de altura da PTC de 0 a 3 m, em que 0 equivale a um cenário sem PTC. Dessa forma, no eixo central do aterro, no momento correspondente ao término da construção, os deslocamentos verticais reduziram 40%, de forma gradual, aumentando a altura da PTC até 3 m. Em contrapartida, a espessura da PTC não teve nenhuma influência nos deslocamentos a longo prazo, ou seja, dois anos após o término da construção. É interessante notar que para as PTC's com menores espessuras, a tendência de queda dos deslocamentos eram mais bruscas. Os autores também notaram que os deslocamentos diferenciais eram susceptíveis às variações da altura da PTC. Esse parâmetro foi definido como a diferença dos deslocamentos verticais do topo da coluna e os deslocamentos verticais em um ponto central entre colunas (na superfície do solo) e, como esperado, reduzem significativamente com a altura da PTC. Aumentando a altura de 0 para 1 m, houve uma redução de aproximadamente 100% dos deslocamentos diferenciais, tanto no período pós construção quanto 2 anos após esse momento específico.

Ghosh *et al.* (2017) relataram que quanto maior a espessura da PTC, mais rígida ela se torna. Com o aumento da espessura da PTC de 0,75 m para 1,25 m, ocorre uma redução dos deslocamentos centrais (entre duas estacas adjacentes) em 60%. Adicionalmente, esse acréscimo de espessura resulta em uma redução das deformações axiais do geossintético em 1,6 vez. Rui *et al.* (2020) perceberam, através de uma campanha de modelos físicos, que com o aumento da altura da PTC, reduzia-se a eficiência das estacas. Em oposição a isso, cita-se Dang *et al.* (2019), os quais relatam um aumento das cargas nas estacas com o aumento da espessura da PTC.

Dentre as pesquisas disponíveis na literatura, escassas são aquelas que abordam uma PTC reforçada com multicamadas de geossintéticos. Entre eles, citam-se Borges e Gonçalves (2016) e Gallant *et al.* (2018), os quais trabalharam com 5 e 4 camadas de geossintéticos, respectivamente. Um ponto importante, é que em alguns casos, mesmo com uma única camada de geossintético embutida na PTC, ela era modelada como uma viga (Deb, 2010; Ghosh *et al.*, 2016; Zhang *et al.*, 2012). Borges e Gonçalves (2016) ao analisar a tração mobilizada pelos geossintéticos, perceberam que a primeira camada de reforço, ou seja, a mais próxima da base da PTC, trabalhava de forma oposta aos demais. Isso quer dizer que as zonas de maior e menor tração são invertidas, o que condiz com o comportamento de uma viga. Com o intuito de estudar a influência do número de camadas de geossintético, os autores propuseram 4 cenários, em que a PTC foi reforçada com 5, 3, 1 e 0 camadas de reforço. Esses cenários foram nomeados como G0, G4, G5 e G6, respectivamente. Constatou-se que, quanto maior o número de camadas de geossintético, menores são os deslocamentos da base da PTC. Ao final da consolidação, os deslocamentos máximos para G0 foi de 9 cm, enquanto para G6, foi de 19 cm, e mesmo adotando-se apenas uma camada de geossintético (G5), houve uma redução significativa no deslocamento, ou seja, 12 cm. Reforça-se que, os deslocamentos máximos da PTC ocorrem no ponto central entre as últimas duas estacas localizadas na lateral. Por outro lado, a eficiência das estacas para os casos G0, G4 e G5 mantiveram-se equivalentes a longo prazo, ou seja, esse índice não mostrou ser sensível ao número de camadas de geossintéticos. A eficiência das estacas ao término da construção, não tiveram grandes alterações. Isso evidencia que as diferenças nos deslocamentos apresentados acima ocorrem devido a variação do confinamento horizontal junto ao solo circundante.

Han e Gabr (2002) relatam que os deslocamentos totais no topo da estaca ou na superfície do solo, diminuem com o aumento da rigidez do geossintético. No entanto, os autores reforçam que esse efeito passa a ser menos importante a partir de um certo valor de rigidez.

Esse comportamento se repete para os recalques diferenciais. Uma outra observação importante, é que as tensões acima e abaixo do geossintético são diferentes. Isso ocorre pois acima do geossintético as tensões mobilizadas são provenientes somente do arqueamento do solo e, abaixo dele, surge uma outra componente, correspondente a tração do geossintético. Quando se confronta um caso reforçado com geossintético a outro sem reforço, percebe-se que o nível de tensão da camada granular acima do geossintético é inferior àquele sem reforço, dentro do domínio entre duas estacas adjacentes. Observa-se também, uma maior razão de concentração de cargas nas estacas com o aumento da rigidez do geossintético e isso pode ser explicado assumindo que o reforço aumenta a rigidez da PTC. De forma análoga aos deslocamentos, a razão de concentração de carga nas estacas aumenta até um certo valor de rigidez do geossintético e posteriormente a isso, adentram-se em um patamar constante. Outro benefício associado ao aumento da rigidez do geossintético é sua maior capacidade em mobilizar tração mesmo sob pequenas deformações. Ghosh *et al.* (2017) expuseram também que, quanto maior a rigidez do geossintético, maior a rigidez da PTC e, com isso, menores os deslocamentos. Em outras palavras, se elevarmos a rigidez do reforço de 1000 kN/m para 4000 kN/m, a rigidez à flexão e a rigidez ao cisalhamento de uma PTC, em uma seção solicitada por um momento positivo, torna-se 2,2 vezes e 1,1 vez maior, respectivamente. Na mesma linha de raciocínio, uma PTC com uma altura adimensional de 0,30, reforçada com uma camada de geossintético com rigidez de 4000 kN/m, apresenta uma deflexão máxima 2 vezes menor do que aquela reforçada com um geossintético com rigidez de 1000 kN/m. Associado a isso, o reforço mais rígido apresenta uma deformação axial 1,2 vez menor e uma tração máxima acrescida em 12%, para o caso do modelo de viga de Timoshenko. Borges e Gonçalves (2016) apontaram também, que os deslocamentos da face superior e inferior da PTC diminuem com o aumento da rigidez do geossintético.

Zhang *et al.* (2012) consideraram em suas análises a resistência de interface viga/solo no topo e na base da PTC. Esse fenômeno foi modelado através do uso de molas horizontal. Nas análises, em regiões em que a viga de fundação estava em contato com o solo, o módulo de reação horizontal correspondente a resistência de interface assumiu o valor do módulo de reação vertical do solo. De maneira análoga, adotou-se um módulo de reação horizontal correspondente a resistência de interface local, ou seja, referente ao contato viga/estaca. Quanto ao módulo de reação horizontal do topo da viga, atribuiu-se um valor condizente ao estudo paramétrico. No entanto, a resistência de interface mostrou ter pequeno impacto nos mecanismos de resposta do sistema. Os deslocamentos máximos diminuíram de 20,6 mm para

19,3 mm com a consideração da resistência de interface. Observou-se também que a tensão máxima na interface viga-estaca diminuiu de 359,3 kPa para 344,6 kPa, enquanto as máximas tensões no solo diminuíram de 103 kPa para 96,3 kPa. Em todas as comparações, a diminuição dos valores foi devido a consideração da resistência de interface.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O presente capítulo contempla a metodologia empregada para realização das atividades que compõe esta dissertação. Dessa forma, subdividiu-a em três etapas distintas.

Na primeira etapa, dedicou-se um tempo para a busca de fluídos de saturação nacionais para a produção da areia transparente.

A segunda etapa consiste na caracterização e preparação dos diversos materiais empregados bem como da avaliação do comportamento mecânico da Laponite RD[®] em contato com o fluido de saturação da areia transparente.

A terceira etapa consiste na execução e monitoramento dos sistemas estratificado de solos transparentes, simulando o comportamento de uma plataforma de transferência de carga (com e sem geossintético) apoiada em elementos de fundação composto por estacas rígidas e argila mole.

3.1 AREIA TRANSPARENTE

3.1.1 Quartzo fundido

O quartzo fundido utilizado nesse trabalho conta com um elevado teor de pureza nominal (99,995%). Para a confecção da areia transparente foram adquiridos rejeitos do processo de fabricação de produtos de vidro de quartzo em formato de tubos e outras vidrarias conforme mostrado na Figura 10.



Figura 10 - Rejeitos de vidro de quartzo

O preparo desse material foi dividido em duas etapas: moagem e peneiramento. A moagem foi realizada com o uso de um moinho pulverizador conforme mostrado na Figura 11. Antes de iniciar a etapa de moagem propriamente dita, foi necessário reduzir, manualmente, os pedaços de tubo de quartzo para serem compatíveis com o orifício mostrado na Figura 11a. Em seguida, a distância entre os discos foi ajustada de tal forma a produzir a maior quantidade possível de grãos retidos entre as peneiras #16 (1,19 mm) e #8 (2,38 mm) conforme ilustrado na Figura 11b. A melhor condição encontrada teve consigo um aproveitamento de 63%, ou seja, a cada 1 kg de quartzo, 370 g eram desperdiçados. Isso significa que materiais com diâmetro inferior a 1,19 mm (#16) eram descartados e aqueles superiores a 2,83 mm (#7) eram repassados pelos discos. O peneiramento foi realizado manualmente entre o término e o início de uma nova rodada de moagem. É importante mencionar que a produção de pó de vidro era uma condição inevitável e inerente ao equipamento utilizado.

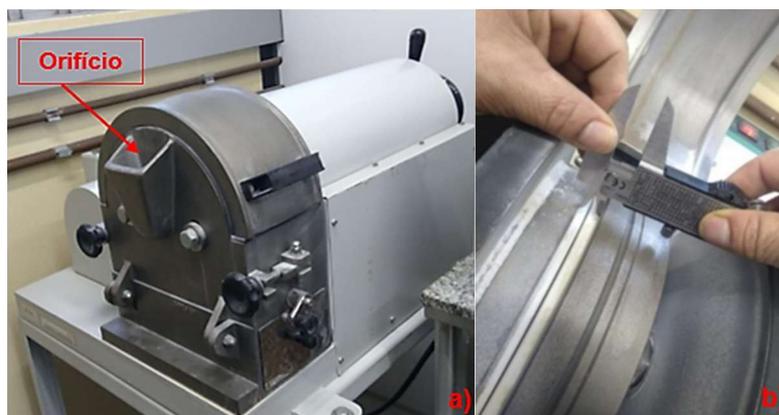


Figura 11 – Moagem dos grãos quartzo: (a) Moinho pulverizador; (b) Ajuste dos discos

Pelo mecanismo de funcionamento do moinho pulverizador, o tamanho dos grãos de quartzo foram, na medida do possível, controlados, conforme indicado na Figura 12. A

distribuição granulométrica bem como algumas análises microscópicas (lupa estereoscópica) dos grãos de quartzo retidos nas peneiras de 2,83, 2,38 e 1,19 mm são mostrados na Figura 13.

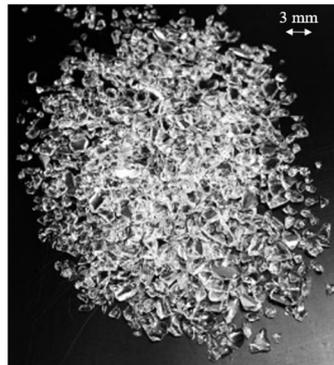


Figura 12 - Grãos de quartzo após moagem

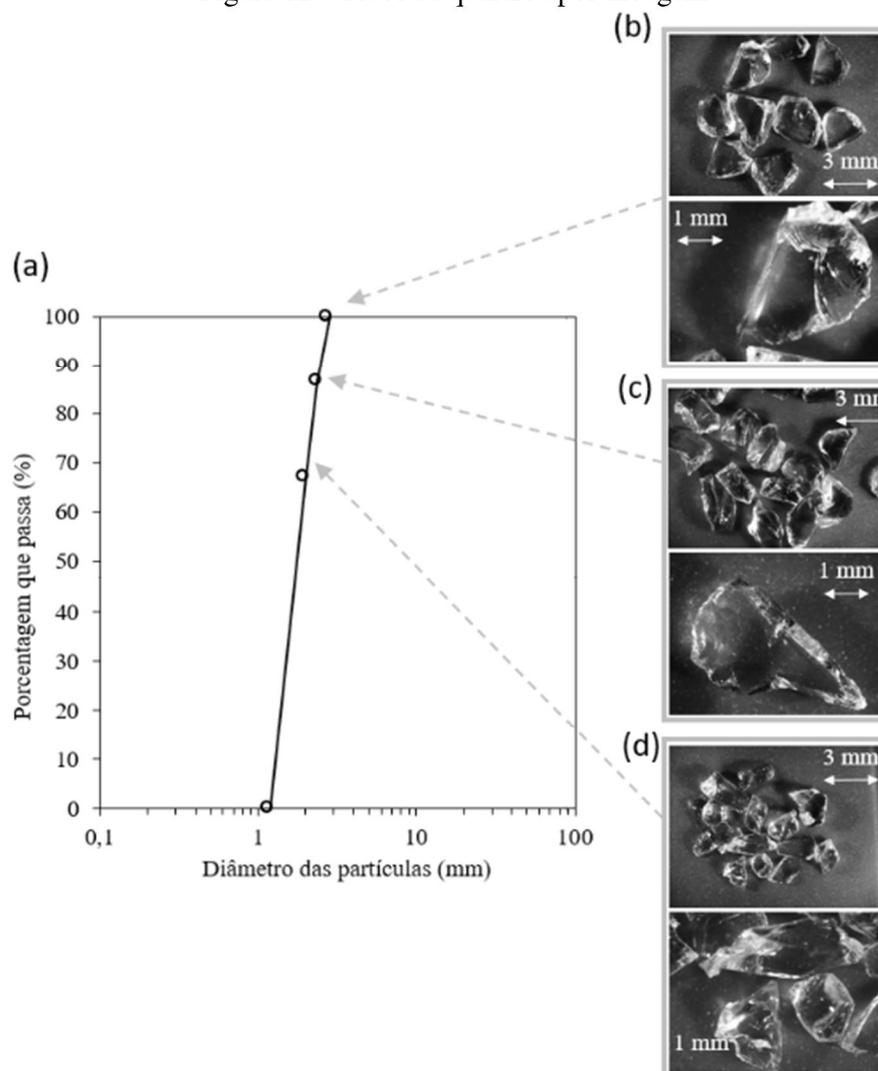


Figura 13 – Características dos grãos de quartzo: (a) distribuição granulométrica; (b) porção de material retido na peneira de 2,83 mm; (c) porção de material retido na peneira de 2,38 mm; (d) porção de material retido na peneira de 1,19 mm

Essa distribuição possui um coeficiente de uniformidade de 1,41, coeficiente de curvatura de 0,94 e, segundo o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), o quartzo porta-se como uma areia mal graduada (SP). A seleção dessa granulometria foi feita com o intuito de alcançar uma profundidade de visibilidade de 10 cm. Pelos resultados acima, pressupõe-se um D_{50} de 1,75 mm, o qual foi escolhido com base em Ezzein e Bathurst (2014), os quais relatam um D_{50} de 1,68 mm e uma profundidade visível de 15 cm.

3.1.2 Fluido de Saturação

Essa etapa descreve o histórico de busca dos fluidos de saturação utilizados na presente pesquisa. A primeira limitação encontrada foi a necessidade de trabalhar com produtos comercializados em território brasileiro. A outra limitação estava associada à compatibilidade do sistema estratificado, ou seja, o fluido de saturação candidato tinha que ser anidro. Havia uma preocupação em que a água presente em alguma substância pudesse ser incorporada pela argila transparente, modificando suas propriedades pré-estabelecidas.

Para quantificar o índice de refração dos líquidos investigados utilizou-se um refratômetro de bancada ABBE do LaMaV/UFSCar (Figura 14). Sua faixa de leitura compreendia valores entre 1,3000 e 1,7000, com resolução de quatro casas decimais, operando com um comprimento de onda de 589 nm.



Figura 14 – Refratômetro de bancada ABBE (LaMaV/UFSCar)

Inicialmente, treze fluidos nacionais (Figura 15) foram analisados para obtenção do índice de refração: 1) acetona, 2) aguarrás, 3) álcool isopropílico, 4) butanol, 5) glicerina, 6) óleo mineral, 7) vaselina, 8) silicone, 9) etilenoglicol, 10) propanol, 11) xilol, 12) toluol e 13)

óleo de bebê. O índice de refração desses líquidos encontram-se na Tabela 5, os quais foram medidos em ambientes com temperatura controlada de $22 \pm 0,5^\circ\text{C}$.



Figura 15 – Fluidos candidatos

Tabela 5: Fluidos candidatos

Fluidos	Índice de refração ($22 \pm 0,5^\circ\text{C}$)
Acetona	1,3641
Aguarrás Coral	1,4400
Aguarrás Farben	1,4254
Aguarrás Maza	1,4184
Aguarrás Suvinil	1,4388
Aguarrás Thinsol	1,4302
Álcool Isopropílico	1,3774
Butanol	1,3990
Etilenoglicol	1,4310
Glicerina Bidestilada Êxodo	1,4733
Glicerina Bidestilada LBS	1,4720
Glicerina Bidestilada Needs	1,4723
Óleo Johnson & Johnson	1,4708
Petrolato líquido	1,4772
Óleo Mineral União Química	1,4779
Propanol	1,3770
Silicone 50 cps Labsynth	1,4035
Toluol	1,4961
Vaselina Farmax	1,4672
Xilol	1,4956

Apesar de inúmeras tentativas, em nenhuma delas encontrou-se um único fluido com índice de refração equivalente ao quartzo fundido (1,4585). Por esse motivo, recorreu-se a utilização de uma mistura de dois diferentes fluidos, em uma dada proporção, para alcançar o valor de interesse. Isso significa que além dos critérios já mencionados, os líquidos deveriam também, serem miscíveis entre si.

A primeira combinação identificada foi a aguarrás thinsol e o petrolato líquido. A perfeita mistura entre ambas as substâncias foi alcançada com o auxílio de um misturador ultrassônico (Figura 16). Uma outra marca de aguarrás havia sido previamente utilizada e, até então, aparentava ser imiscível com o respectivo óleo mineral. Devido a isso, iniciou-se um processo de busca de outras linhas de aguarrás. As demais marcas testadas foram a maza, farben, coral e suvinil. Dentre essas, a aguarrás coral mostrou uma maior afinidade com o petrolato e, com isso, o processo de mistura foi simplificado, dispensando o uso do misturador. Apesar dos bons resultados apresentados pelo petrolato, encontrou-se um outro óleo mineral substituto, fabricado pela União Química, com um custo seis vezes menor. A proporção em massa de cada combinação está indicada na Figura 17. Demais alternativas encontradas durante os testes de miscibilidade correspondem as combinações de aguarrás e o óleo de bebê Johnson & Johnson, óleo de silicone e o xilol, óleo de silicone e o toluol.



Figura 16 – Misturador ultrassônico: a) vista externa; b) vista interna

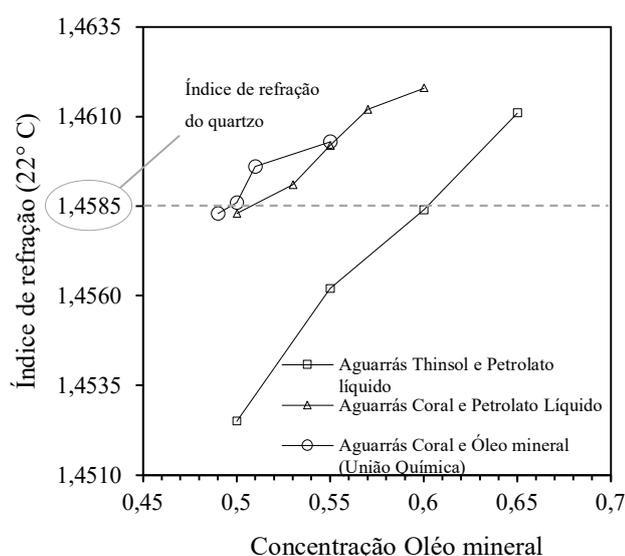


Figura 17 – Variação do índice de refração em função da concentração de óleo mineral

O fluido de saturação adotado nesse trabalho corresponde a combinação entre a aguarrás coral e o óleo mineral da União Química, em uma proporção de 1:1 (aguarrás:óleo mineral), em massa. O respectivo fluido foi exposto à atmosfera por um período de 12 horas, o qual corresponde ao prazo máximo que o fluido de saturação fica exposto durante os ensaios, com o intuito de avaliar sua estabilidade. A Figura 18 mostra o aspecto do fluido de saturação depois de 12 horas de exposição. A areia transparente foi obtida através do preenchimento dos poros dos grãos de quartzo com o líquido correspondente conforme mostrado na Figura 19. A Figura 19a mostra uma geogrelha embutida dentro de uma massa de quartzo seco. Nesse caso, não é possível observar o geossintético. A Figura 19b e Figura 19c mostram o quartzo parcialmente e totalmente saturado, permitindo então, a visualização da geogrelha.



Figura 18 – Fluido de saturação após de 12 horas de preparo

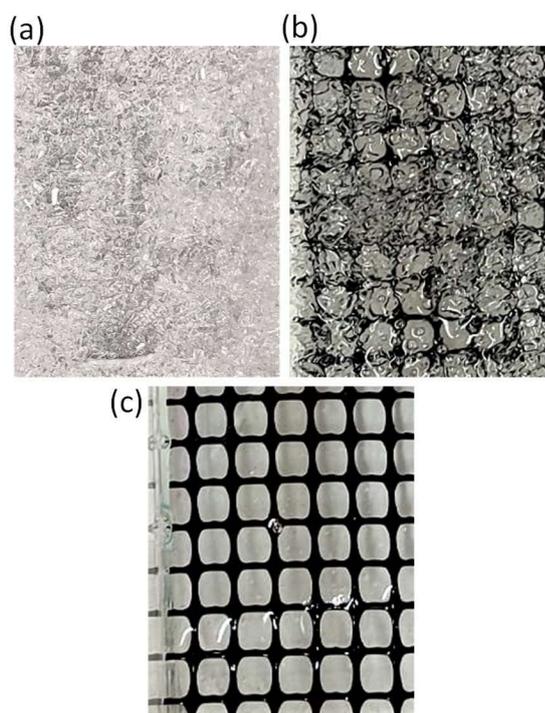


Figura 19 – Processo de saturação: (a) quartzo seco; (b) quartzo parcialmente saturado; (c) quartzo saturado

3.1.3 Caracterização da areia transparente

Para a caracterização geotécnica da areia transparente realizou-se os seguintes ensaios: granulometria (Figura 13), peso específico dos sólidos, índices de vazios máximo e mínimo e cisalhamento direto conforme mostrado na Tabela 6.

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados em uma caixa de cisalhamento com dimensões de 100 mm x 50 mm (diâmetro x altura) sob uma taxa de deformação constante de 1 mm/min, segundo os procedimentos da ASTM D3080. As amostras foram preparadas na condição seca e saturada com a respectiva mistura de aguarrás coral e óleo mineral conforme mostrado na Figura 20. Uma compactidade relativa de $95 \pm 0,5\%$ foi imposta independentemente do fluido de saturação.

Tabela 6: Propriedades geotécnicas da areia transparente utilizada nessa pesquisa

Propriedade		Norma	Valor
Massa específica dos sólidos	ρ_s (kN/m ³)	ABNT NBR 6458	22,20
Massa específica máxima seca	$\rho_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³)	ABNT NBR	13,00
Índice de vazios mínimo	$e_{m\acute{i}n}$	16843	0,71
Massa específica mínima seca	$\rho_{dm\acute{i}n}$ (kN/m ³)	ABNT NBR	11,20
Índice de vazio máximo	$e_{m\acute{a}x}$	16840	0,99
Ângulo de atrito seco	ϕ_{seco} (°)	ASTM D3080	49,0°
Ângulo de atrito saturado (fluido de saturação)	$\phi_{saturado}$ (°)		49,3°

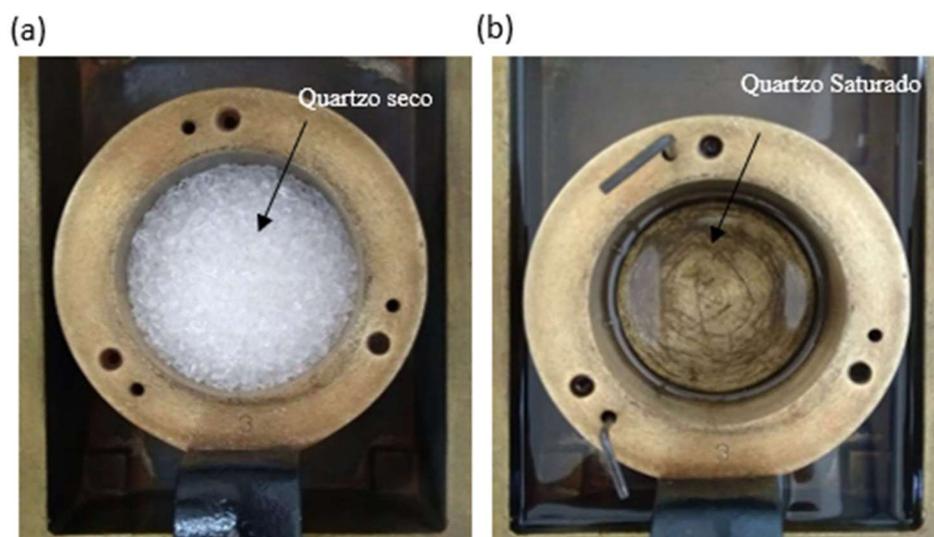


Figura 20 – Amostras cisalhamento direto: (a) Quartzo seco; (b) Quartzo saturado.

A Figura 21 mostra os resultados do ensaio de cisalhamento direto na condição seca e saturada com o respectivo fluido de saturação. Os resultados indicam que a fase líquida da areia

transparente promoveu uma lubrificação dos grãos de quartzo, facilitando o deslocamento relativo das partículas. No entanto, não foi notado influência na magnitude das tensões cisalhantes mobilizadas durante os ensaios (Figura 21a). O efeito da lubrificação é mais nítido para valores de tensões inferiores a resistência de pico, domínio no qual ocorrem o rearranjo das partículas. Diferenças foram identificadas para os ensaios com tensão normal de 25 kPa. Oscilações de tensões pós-pico foram identificadas para ambas as amostras, no entanto, com maiores amplitudes para as amostras saturadas. Este comportamento também foi identificado por Ezzein e Bathurst (2011). Valores de ângulo de atrito de $49,0^\circ$ e $49,3^\circ$ (pico) foram encontrados para amostras secas e saturadas, respectivamente. Isso significa que o fluido de saturação não teve influência na resistência ao cisalhamento dos grãos de quartzo. Em termos de variação volumétrica, a lubrificação foi responsável por um leve aumento da compressibilidade e, com isso, redução do comportamento dilatativo do meio particulado.

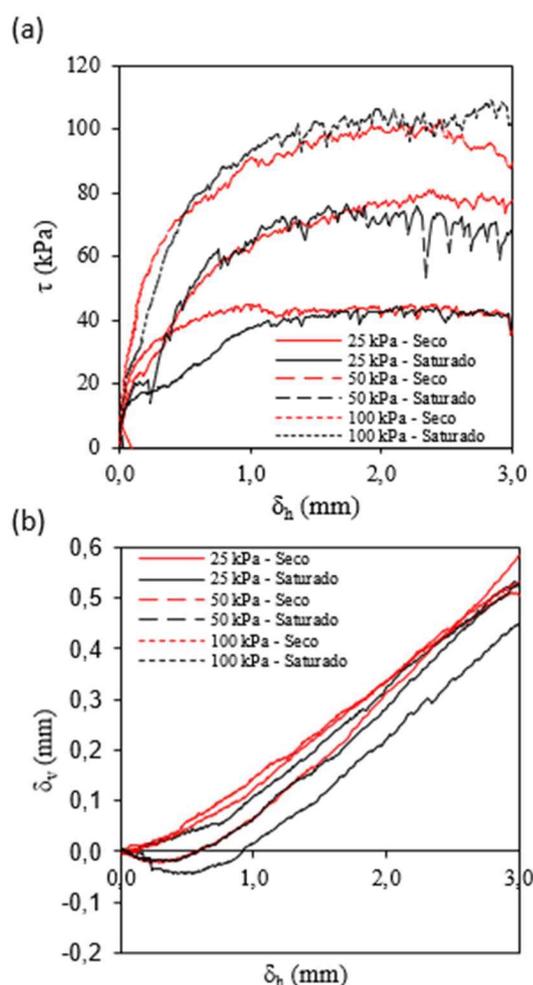


Figura 21 – Cisalhamento direto: (a) tensão cisalhante versus deslocamento horizontal; (b) deslocamento vertical versus deslocamento horizontal

3.2 ARGILA TRANSPARENTE

3.2.1 Laponite RD®

A argila transparente utilizada na presente pesquisa é comercialmente conhecida como Laponite e é produzida pela BYK Additives e Instruments. Esse material é fornecido em pó, com um teor de umidade inferior à 10% (BYK Additives & Instruments, 2014). Quando esse pó é disperso em água destilada, ocorre sua hidratação e expansão, resultando em uma dispersão coloidal com cristais em formato de disco.

A argila sintética transparente foi preparada a partir da adição do pó em água destilada, com temperatura ambiente, cujo um perfil circulante foi impelido por um agitador mecânico de alta velocidade conforme indicado na Figura 22. Uma hélice com pás inclinadas, com diâmetro de 50 mm, foi utilizada na presente pesquisa. Uma velocidade de rotação padronizada de 3000 rpm foi estabelecida, junto a qual percebeu-se a formação de vórtices, o qual garantia que o fluxo de pó de Laponite hidratasse, sem a ocorrência de aglutinações. O recipiente que abrigou as misturas possui um formato cilíndrico, com superfície lisa, e diâmetro cinco vezes maior do que da hélice. Outro ponto importante, é que o torque específico (torque/volume) foi mantido constante para todas as amostras.



Figura 22 – Agitador mecânico

O pó de Laponite foi adicionado de forma gradual, durante 60s, concomitantemente a produção do perfil circulante pelo agitador. Posteriormente a isso, a mistura permanecia no

agitador por mais 10 minutos. Ao término, a amostra era colocada em um outro recipiente para consolidar, sob peso próprio, durante sete dias, antes de qualquer ensaio. As amostras eram devidamente seladas, para evitar qualquer evaporação de água, o que resultaria em aberturas de fendas em sua superfície.

O pirofosfato de sódio decahidratado foi utilizado para reduzir temporariamente a viscosidade da suspensão, com o intuito de empregar maiores taxas de Laponite. Esse produto foi adquirido com a Sigma Aldrich conforme indicado na Figura 23.



Figura 23 – Pirofosfato de sódio decahidratado

A dosagem dos componentes da argila transparente foi calculada conforme a equação 1. O cálculo do teor de pirofosfato de sódio decahidratado é apresentado na equação 2. É importante mencionar que a quantidade de água presente tanto no pó de Laponite quanto no pirofosfato de sódio decahidratado deve ser considerado com base em seus respectivos teores de umidade.

$$C_{LRD} (\%) = \frac{m_{LRD}}{m_{LRD} + m_w + m_{PSD}} \quad 1$$

$$S_{PSD} (\%) = \frac{m_{PSD}}{m_{PSD} + m_w + m_{LRD}} \quad 2$$

Sendo: C_{LRD} - taxa de Laponite RD[®]; m_{LRD} - massa de Laponite RD[®]; S_{PSD} – taxa de pirofosfato de sódio decahidratado; m_{PSD} – massa de pirofosfato de sódio decahidratado; m_w – massa de água.

3.2.2 Caracterização geotécnica da argila transparente

Foram realizados ensaios para determinação dos seguintes parâmetros: teor de umidade de recebimento, limite de liquidez, limite de plasticidade e resistência não-drenada. Os Ensaio de adensamento demandaram um tempo maior do que aquele gasto em todas as

operações envolvidas em um modelo físico. Por esse motivo, uma consolidação artificial foi imposta aos modelos e o procedimento será discutido posteriormente.

O teor de umidade da Laponite e do Pirofosfato de sódio decahidratado à 110 °C foram estimados como sendo de 7,84 e 67,92%, respectivamente. O limite de liquidez, limite de plasticidade e o índice de plasticidade da argila transparente foram determinados usando os métodos convencionais conforme preconizados pela ABNT NBR 7180 e ABNT NBR 6459. Os ensaios foram realizados em amostras com $C_{LRD} = 7\%$ e $S_{PSD} = 0,14\%$, os quais apresentaram valores de 1325%, 1119% e 206% para o limite de liquidez, limite de plasticidade e índice de plasticidade.

O ensaio *Ball Penetration Test* (BPT) foi realizado para estudar a influência do fluido de saturação no comportamento mecânico da argila transparente. O procedimento de ensaio seguiu recomendações de Ads *et al.* (2020). Apesar de pouco utilizado em ambientes laboratoriais, esses autores acreditam que o uso do ensaio BPT em miniatura para mensurar a resistência de argilas moles oferecem grandes vantagens, especialmente em modelos físicos, devido sua grande reprodutibilidade e repetibilidade. Uma representação do ensaio é mostrada na Figura 24. A área da seção transversal da esfera foi escolhida para ser pelo menos dez vezes maior do que a área do fuste da haste. Adotou-se uma velocidade de penetração de 4 mm/s por segundo. Outro ponto importante foi a seleção de uma haste lisa para minimizar o atrito com o solo circundante.

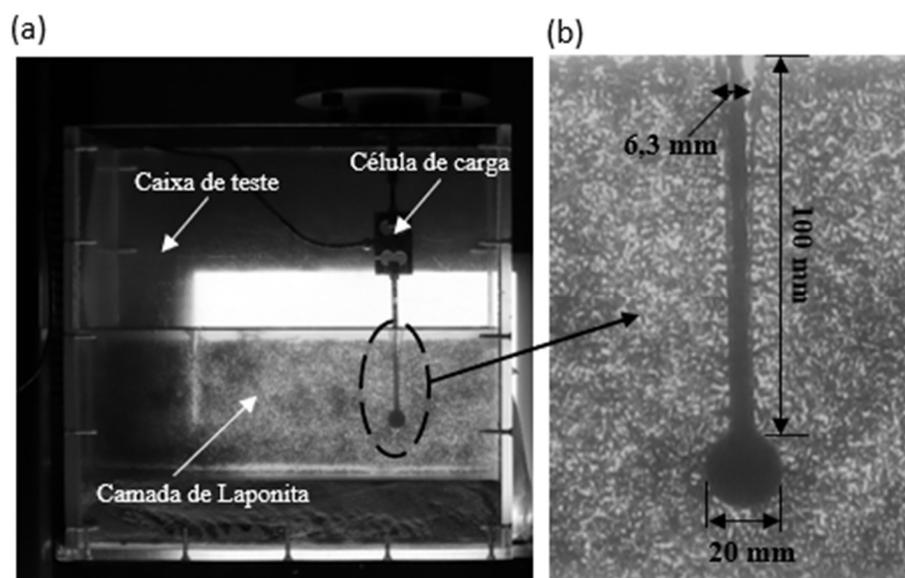


Figura 24 – *Ball Penetration Test*: (a) Configuração de ensaio; (b) Ponteira do ensaio BPT

O fuste da ponteira foi alojada em uma célula de carga de 10 kgf conforme mostrado na imagem acima. A célula de carga contava com uma resolução de 0,01 mV/V ou, 0,067 N,

após aplicação do respectivo coeficiente de calibração (67,19 NV/mV). Os resultados do ensaio de calibração encontram-se na Figura 25.

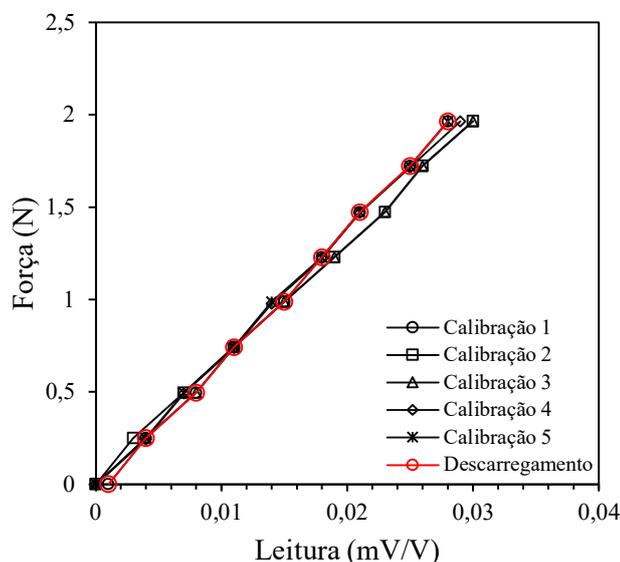


Figura 25 – Ensaio de calibração da célula de carga

Amostras com $C_{LRD} = 5\%$ e $S_{PSD} = 0,10\%$ e $C_{LRD} = 7\%$ e $S_{PSD} = 0,14\%$ foram investigadas com o uso do BPT. O cenário de análise compreendeu amostras virgens, ou seja, sem contato com a mistura de aguarrás e óleo mineral e aquelas que foram expostas a esse fluido de saturação durante 24, 48 e 72 h, respectivamente. O número efetivo de ensaios realizados somam-se dezesseis, ou seja, para cada C_{LRD} definido e para cada domínio eleito, realizaram-se duas amostras idênticas. Na Figura 26 é mostrado uma vista frontal de uma amostra de argila transparente durante sucessivas penetrações da ponteira. Em seguida, na Figura 27, encontram-se os resultados dos respectivos ensaios. Os valores apresentados correspondem a média dos ensaios duplicados. A resistência nominal de cada ensaio, ou seja, na profundidade correspondente a dois diâmetros (40 mm), conforme introduzido por Ads *et al.* (2020a), encontram-se na Tabela 7.

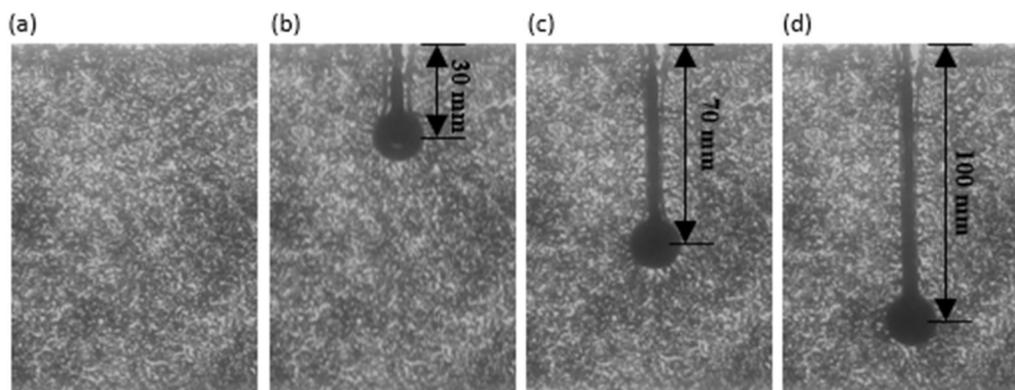


Figura 26 – Vista frontal ensaio BPT: (a) argila transparente; (b) 30 mm; (c) 70 mm; (d) 100 mm

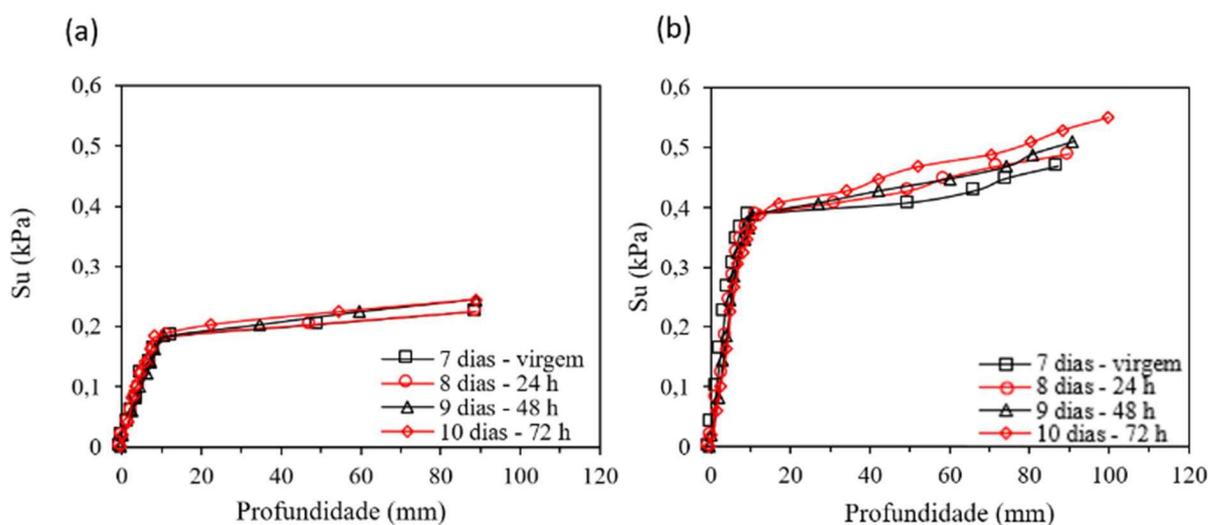


Figura 27 – Valores de resistência não-drenada obtidos através do ensaio BPT considerando a influência do período de contato entre o fluido de saturação e a argila transparente: (a) $C_{LRD} = 5\%$ e $S_{PSD} = 0,10\%$; (b) $C_{LRD} = 7\%$ e $S_{PSD} = 0,14\%$

Tabela 7: Resistência nominal das amostras de argila transparente

Idade da amostra	S_u Nominal (40 mm) (kPa)	
	$C_{LRD}=5\%$ e $S_{PSD}=0,10\%$	$C_{LRD}=7\%$ e $S_{PSD}=0,14\%$
7 dias (virgem)	0,18 kPa	0,39 kPa
8 dias 24 h de exposição	0,18 kPa	0,41 kPa
9 dias 48 h de exposição	0,20 kPa	0,41 kPa
10 dias 72 h de exposição	0,20 kPa	0,43 kPa

De acordo com as informações acima, em até 72 h, a mistura de aguarrás e óleo mineral não mostrou influência no comportamento mecânico da argila transparente. Observou-se também, um aumento de resistência das amostras de argila sintética tanto em função da profundidade, quanto em função do C_{LRD} , de acordo com os dados publicados no meio técnico. Esse comportamento foi constatado mesmo em amostras em contato com o fluido de saturação.

O valor de S_u nominal para mostras com $C_{LRD} = 7\%$ são pelo menos o dobro daquelas com $C_{LRD} = 5\%$.

3.3 GEOSSINTÉTICOS

A redução de escala dos materiais geossintéticos em experimentação por modelos físicos é essencial para obter uma resposta correta do protótipo da estrutura (Viswanadham e König, 2004). A geogrelha modelo selecionada é comercialmente conhecida como “tela de mosquito”. Obviamente esse material não é classificado como um geossintético, todavia foi selecionado para este estudo, a fim de simular reforços que pudessem ser aplicados em obras geotécnicas.

Para caracterização mecânica da geogrelha em miniatura, foi realizado o ensaio de resistência a tração faixa larga baseado na ABNT NBR ISO 10319 conforme mostrado na Figura 28. Os ensaios foram realizados em amostras de 200 mm x 100 mm (largura x comprimento) sob uma velocidade de 20 mm/min. Em seguida, na Figura 29, apresentam-se os respectivos resultados dos ensaios faixa larga na direção longitudinal e transversal da máquina.

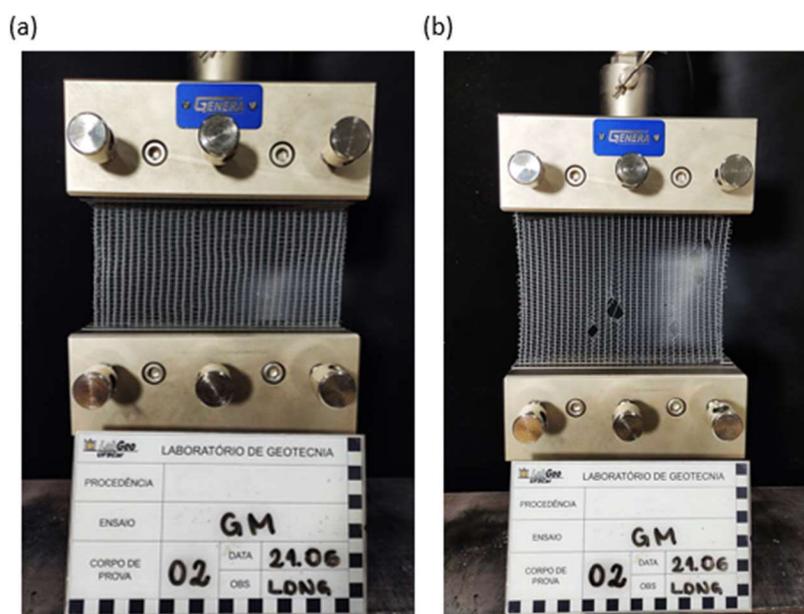


Figura 28 – Ensaio faixa larga: (a) Pré-ensaio; (b) Pós-ensaio

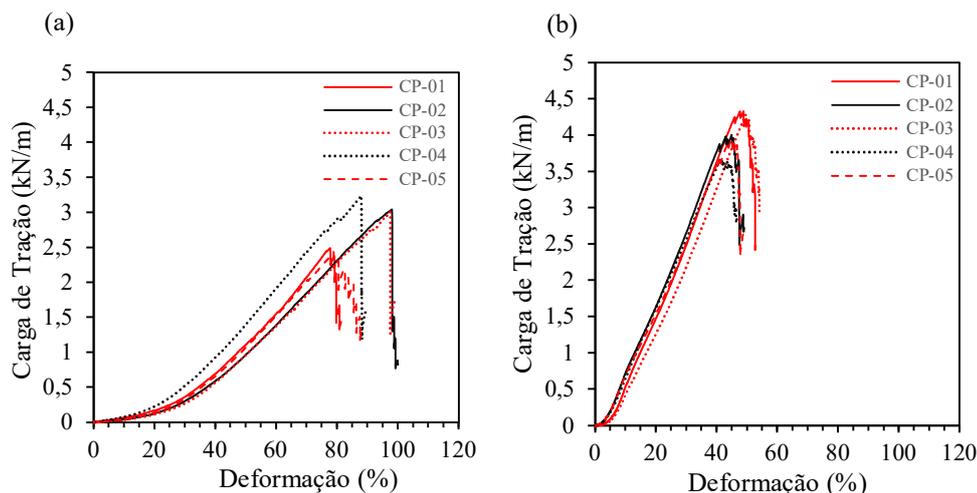


Figura 29 – Ensaio faixa larga: a) direção transversal; b) direção longitudinal

Utilizando o princípio de similitude de escala proposta por (Viswanadham e König, 2004), foi realizada a extrapolação dos parâmetros para o protótipo (valor médio), conforme apresentado na Tabela 8.

Tabela 8: Propriedades da geogrelha modelo e protótipo

Propriedade	Modelo físico		Protótipo	
	Lon.	Transv.	Lon.	Transv.
$\epsilon_{ruptura}$ (%)	45,72	86,27	45,72	86,27
$T_{m\acute{a}x}$ (kN/m)	4,05	2,76	405	276
$J_{5\%}$ (kN/m)	3,01	0,91	301	91

3.4 PLANO OPACO DE PARTÍCULAS MARCADORAS

Segundo Carvalho (2015) o sucesso da tecnologia DIC depende da capacidade da camada opaca em produzir um padrão estocástico eficiente. Para calibrar uma taxa de cobertura ótima das partículas marcadoras desenvolveu-se uma rotina matemática representativa dos ensaios laboratoriais. Como termo forçante, estabeleceu-se uma área de estudo compatível com uma face frontal da caixa de acrílico utilizada no ensaio BPT (20x10cm). Dentro dessa região, foi criado um padrão aleatório de partículas marcadoras com um diâmetro médio de 1 mm (Figura 30), em conformidade com o material que foi utilizado nos ensaios. As partículas marcadoras empregadas nesta dissertação tratam-se de um substrato natural para aquário composto de rocha basáltica com um pH neutro. O plano opaco foi criado a partir de uma matriz coluna, aleatória, em que o número de linhas era equivalente ao número de partículas

marcadoras em estudo. O domínio de valores foi limitado pelas dimensões da caixa. Foi concebido dez planos opacos compostos de 1000 a 10000 partículas marcadoras conforme mostrado na Figura 30. Foi constatado nestas análises que um plano opaco com pelo menos 6000 partículas marcadoras já garantia uma boa qualidade de superfície. Uma maior concentração era, ainda, associada com padrões estocásticos mais precisos, no entanto, essa melhoria era bem menos acentuada a partir de 8000 partículas. Para elaboração dos planos opacos dos modelos físicos, adotou-se uma taxa de cobertura ótima de 38%. Utilizando o GOM *Correlate*, uma comparação da qualidade do plano com 8000 partículas com aquele com 1000 partículas é mostrado na Figura 31. Esse número foi utilizado tanto para areia quanto para argila transparente, o qual foi extrapolado em termos mássicos, ou seja, controlou-se a massa de partículas por unidade de área conforme mostrado na Figura 32.

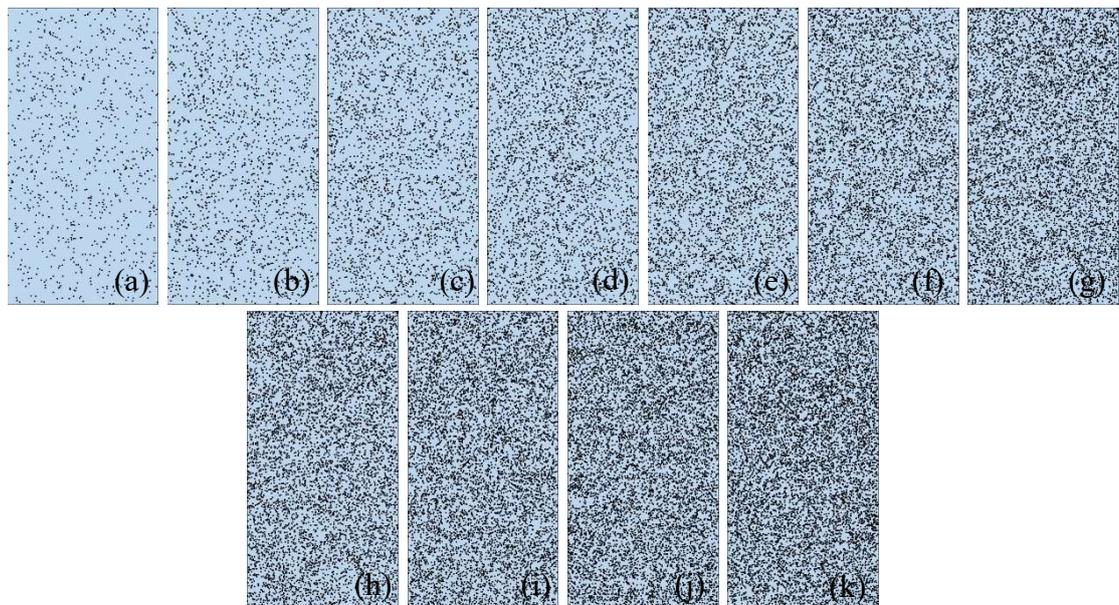


Figura 30 – Densidade de partículas marcadoras: a) 1000; b) 2000; c) 3000; d) 4000; e) 5000; f) 6000; g) 7000; h) 8000; i) 9000; k) 10000

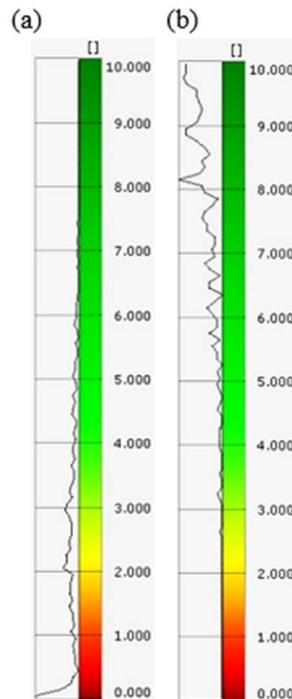


Figura 31 – Otimização do plano opaco: a) 1000 partículas; b) 8000 partículas

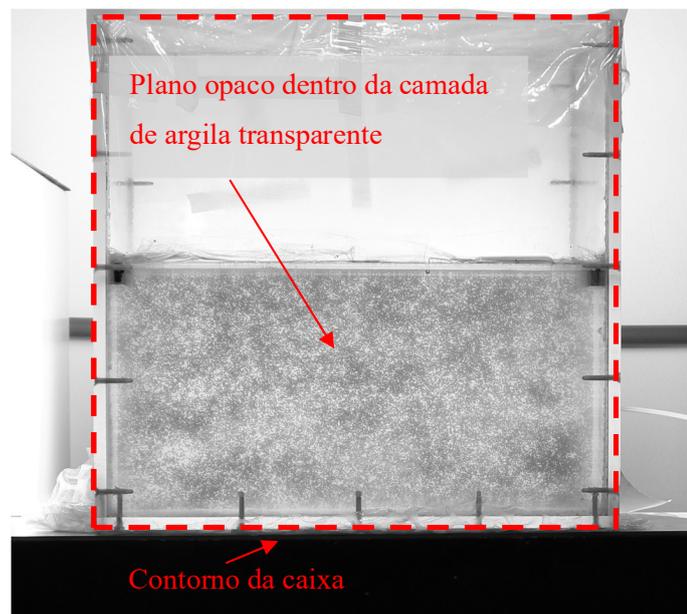


Figura 32 – Plano opaco partículas marcadoras

3.5 CONFIGURAÇÃO DOS ENSAIOS

A configuração do modelo estratificado de solos transparente 1 g, em escala 1:10 (campo:laboratório), é mostrada na Figura 33. As faces são de acrílico e possuem 10 mm de espessura, as quais permitem a captura dos deslocamentos em tempo real, a partir de técnicas

de visualização óptica. As dimensões interna do modelo são 400 mm x 400 mm x 200 mm (Altura x comprimento x largura).

A espessura da camada de argila transparente é de 150 mm com estacas espaçadas em 200 mm (eixo a eixo). Adotou-se uma plataforma de transferência de carga com 75 mm de altura, o que equivale, em escala real, a uma plataforma com 750 mm de altura. Os elementos isolados de fundação são compostos por estacas rígidas (concreto) e argila mole. A largura do capitel, largura do fuste da estaca, espaçamento entre estacas e razão de substituição de área possuem 50 mm, 20 mm, 200 mm e 6,25 %, respectivamente. Esses parâmetros conferem ao modelo uma altura relativa $H/(s-a)$ de aproximadamente 0,50 (H = altura da Plataforma; s = espaçamento de centro-a-centro de estacas; e a = largura do capitel) e espaçamento relativo $(s-a)/a$ igual a 3.

Para simular carregamentos semelhantes ao peso próprio de aterros, no topo da plataforma de transferência de carga foi colocado uma placa de poliestireno de 100 mm de altura seguido de uma placa rígida, ambos com 380 mm de comprimento e 180 mm de largura. A função do poliestireno é criar uma zona de transição flexível, semelhante ao corpo de um aterro, entre a plataforma de transferência de carga e a placa rígida, evitando que a aplicação de carga no topo da plataforma assemelhasse-se à um radier.

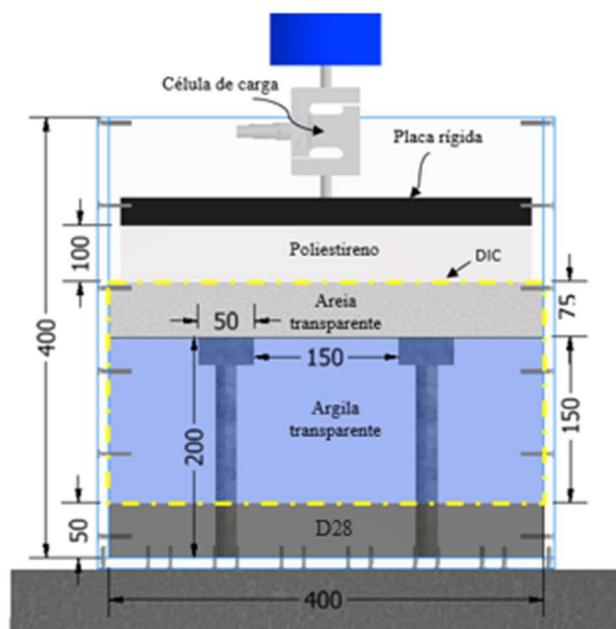


Figura 33 – Configuração do modelo estratificado de solos transparentes (mm)

Para confecção da camada de argila transparente utilizou-se um $C_{LRD} = 7\%$ e $S_{PSD} = 0,14\%$, ou seja, adotou-se uma mistura com aproximadamente 0,40 kPa de resistência não-drenada. Esse valor, na escala do protótipo, seria equivalente a uma argila muito mole com a resistência não-drenada de aproximadamente 4 kPa. Uma camada de areia transparente foi compactada sobre a camada de argila, com uma compacidade relativa de 95%. Um geossintético com função separação foi posicionado entre ambas camadas para evitar a mistura dos materiais de diferentes naturezas, além de proteger a geogrelha contra abrasão. Conforme será explicado adiante, o geotêxtil foi cortado na interface com os capitéis para evitar que esse material exercesse alguma função de reforço.

Para os modelos físicos reforçados com geossintéticos, como elemento de reforço, foi utilizado um material alternativo, ou seja, telas comerciais devidamente selecionadas, com o intuito de reproduzir o comportamento de uma geogrelha protótipo. O material selecionado possui 45,72%, 4,05 kN/m e 3,01 kN/m de alongamento na ruptura, resistência a tração máxima e rigidez a tração (5%), respectivamente.

Para simular o que acontece em campo por meio de experimentação por modelos é necessário que os componentes usados sejam devidamente reduzidos por um fator de escala, o qual possui grande influência nas diferentes grandezas associadas no comportamento de uma PTC reforçada com geossintéticos. Neste estudo, adotou-se uma semelhança geométrica igual a dez, tendo como maior limitação, conforme já mencionado, a profundidade visível fornecida pela areia transparente. As tensões verticais aplicadas na superfície da PTC durante a execução dos ensaios serão 1/10 das tensões verticais envolvidas no protótipo. Todas as dimensões adotadas no modelo físico estão apresentadas na Tabela 9 e foram definidas respeitando o princípio de similitude de escala (Iai, 1989; Baker, Westine e Dodge, 1991; Viswanadham e König, 2004).

Tabela 9: Dimensões dos modelos físicos

Propriedades	Modelo Físico	Protótipo
Espessura camada areia transparente	75 mm	750 mm
Espessura camada argila transparente	150 mm	1500 mm
Largura do capitel (quadrada)	50 x 50 mm	500 x 500 mm
Largura da estaca (quadrada)	20 mm	200 mm
Espaçamento entre estacas	200 mm	2000 mm
Espessura geossintético separação	0,2 mm	2 mm

Conforme mencionado anteriormente, durante a caracterização geotécnica, a Laponite apresentou dificuldades de adensamento dentro do prazo disponível para realização dos

modelos físicos. Com o intuito de induzir recalques no solo mole e, como consequência, na plataforma de transferência de carga, optou-se por inserir uma camada de material compressível no fundo da caixa. O material selecionado foi a espuma D28, e seus resultados de compressão confinada estão mostrados na Figura 34. Nota-se um material bastante compressível, com a curva *tensão x deformação* com aspecto característico de solos com tensão de pré-adensamento da ordem de 5 kPa.

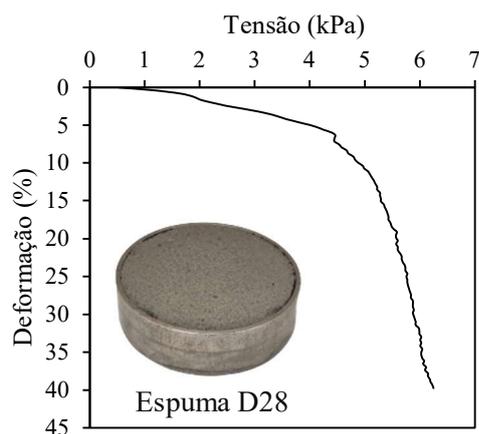


Figura 34 – Compressão confinada da espuma D28

Os ensaios consistiram na compressão da placa rígida sobre o modelo a uma taxa de deslocamento constante de 2mm/min. O carregamento era interrompido com 30 kPa, o qual era o limite admitido para caixa de acrílico sem danificá-la.

3.6 PREPARAÇÃO DO SISTEMA ESTRATIFICADO DE SOLOS TRANSPARENTES

Iniciou-se a montagem do modelo com a colocação da espuma D28 no fundo da caixa. Posteriormente a isso, o conjunto foi deitado em cima de uma bancada para a instalação de uma placa de acrílico temporária conforme mostrado na Figura 35. Essa face foi projetada para auxiliar a criação do plano opaco de partículas marcadoras no interior da camada de argila transparente. Esse aparato permite a inserção da Laponite, ainda no estado líquido, com a caixa deitada. Após atingir-se uma camada de Laponite de 10 cm, o preenchimento era interrompido, a caixa era devidamente selada e aguardava-se sua solidificação (24 horas). Com isso, iniciava-se o preparo do plano opaco de partículas marcadoras e, em seguida, preenchia-se o volume restante, concomitantemente ao retorno da caixa à sua posição original. Novamente, a caixa era selada e a argila transparente permanecia consolidando, sob peso próprio, durante 7 dias. Esse

tempo foi adotado por Wallace e Rutherford (2015) e, replicado aqui, os quais evidenciaram que o ganho de resistência, após esse dado tempo, era de pequena magnitude.



Figura 35 – Caixa de ensaio

Após o período de cura da Laponite, dava-se início à cravação das estacas de concreto conforme mostrado na Figura 36. Ao término, um geotêxtil tecido era posicionado sobre a camada de Laponite para prevenir a mistura da argila com a areia transparente. É importante mencionar que entre o geotêxtil não tecido de proteção e a geogrelha modelo propriamente dita (quando aplicável) foi inserida uma camada de 5 mm de material granular para garantir a interpenetração da geogrelha. Em seguida, iniciava-se o preparo da camada de areia transparente.

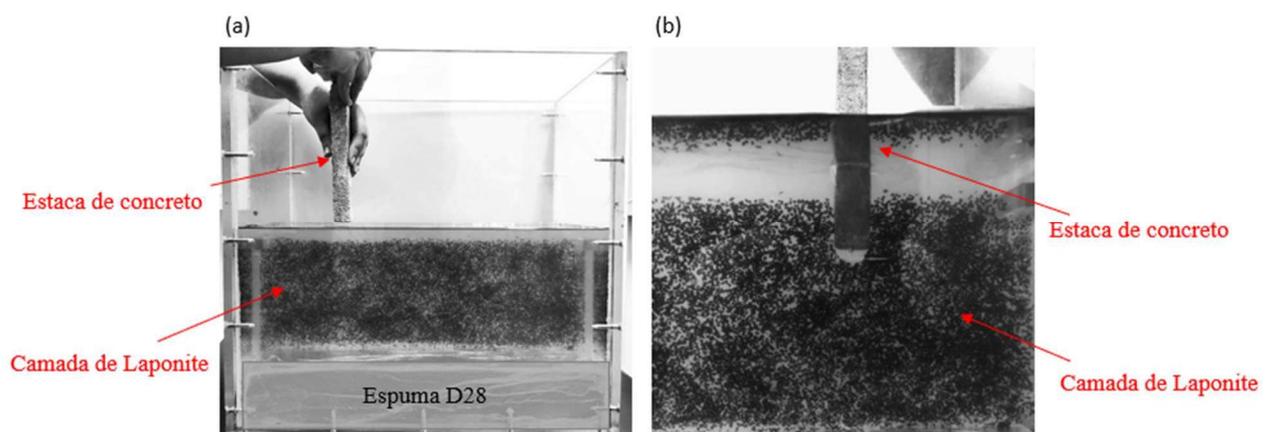


Figura 36 – Procedimento de cravação das estacas

Para o preparo da plataforma de transferência de carga projetou-se um dispositivo metálico para auxiliar na criação do plano opaco de partículas marcadoras no interior da areia transparente (Figura 37). Esse aparato possui 38,0 x 5,0 x 1,6 cm (comprimento x largura x altura). As peças desse aparato são móveis e formam uma estrutura similar à um prisma

retangular. Dessa forma, a faixa central (5 cm) de cada camada da plataforma era confeccionada fora da caixa principal. Isso significa que o plano opaco era, a priori, montado horizontalmente, e após o preenchimento completo com quartzo, o dispositivo metálico era devidamente travado, rotacionado e posicionado em cima das estacas de tal forma que, após essas manobras, o plano encontrava-se verticalmente (Figura 38). Posteriormente a isso, todas as faces, com exceção daquela com o fundo móvel, eram envolvidas com quartzo para auxiliar no confinamento do conjunto. Após essa etapa, removia-se cuidadosamente o fundo da caixa, e o volume restante era preenchido com grãos de quartzo. Por fim, a respectiva camada era saturada, as bolhas presentes eram removidas com o auxílio de uma agulha, e esse processo era repetido até atingir-se a altura desejada, lembrando que o espaçamento entre camadas de geossintéticos eram proporcionais à altura do dispositivo metálico. Com a plataforma de transferência de carga finalizada, posicionava-se a placa de poliestireno e, em seguida, a placa rígida conforme mostrado na Figura 39.

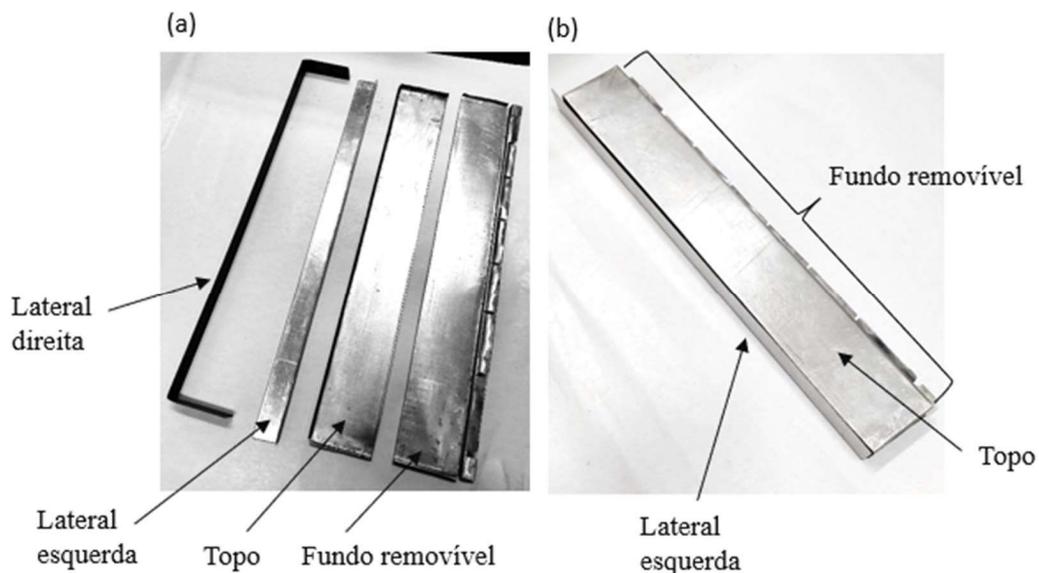


Figura 37 – Dispositivo metálico para criação do plano opaco de partículas marcadoras na areia transparente: (a) peças individuais; (b) dispositivo montado

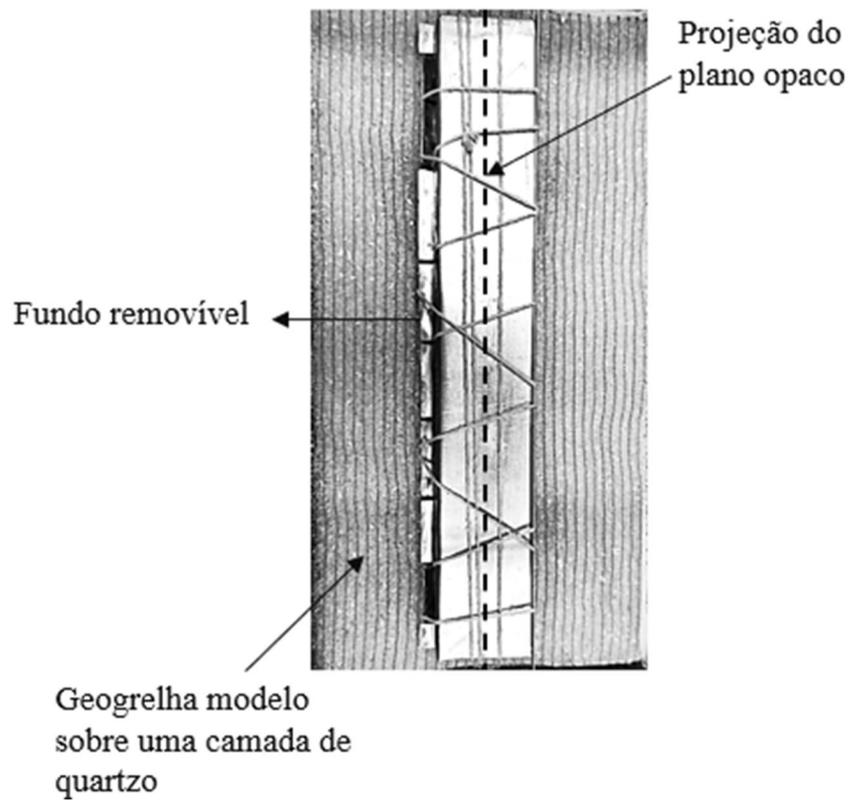


Figura 38 – Dispositivo metálico finalizado

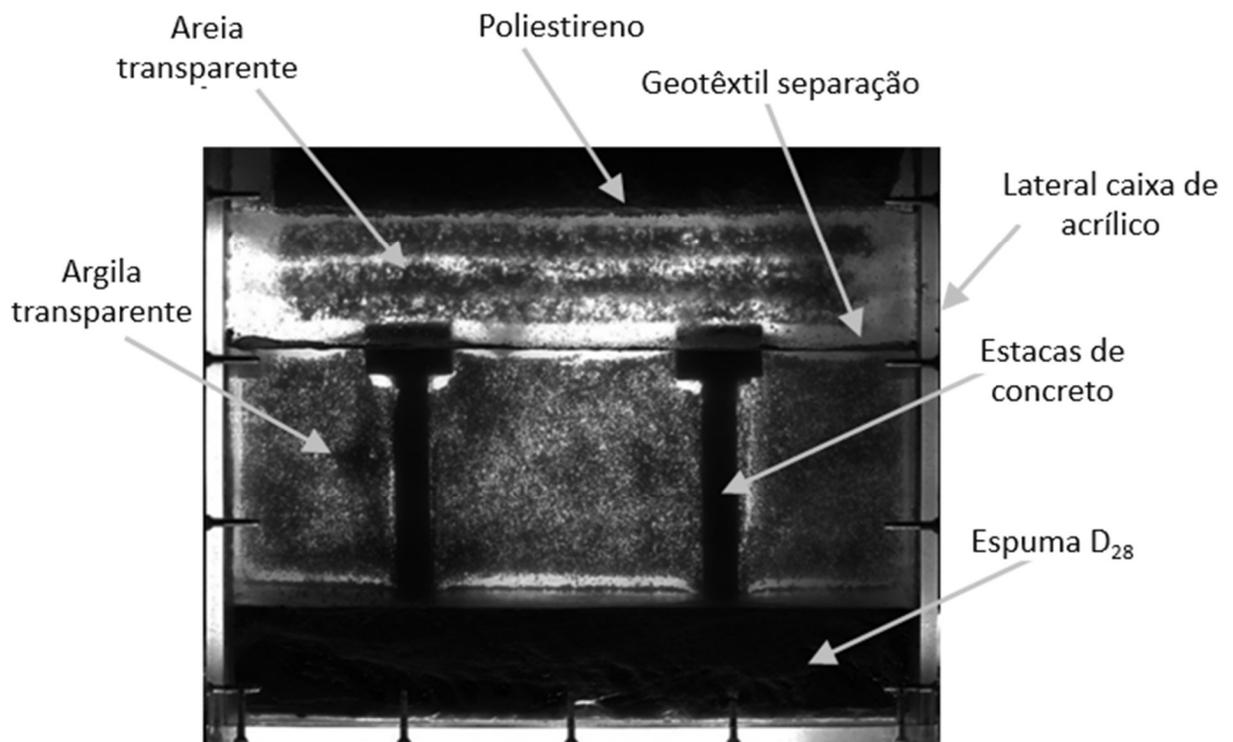


Figura 39 – Modelo físico finalizado

3.7 MONITORAMENTO DOS SISTEMAS ESTRATIFICADOS DE SOLOS TRANSPARENTES

O processamento das imagens coletadas durante os testes permitiram a determinação do campo de deslocamento dentro da massa de solo em diferentes momentos durante as etapas de carregamento. Técnicas de Correlação de Imagem Digital (DIC) foram usadas para analisar as imagens digitais obtidas durante o teste. Ncorr, um *software* DIC baseado em MATLAB de código aberto, foi utilizado na presente pesquisa (Blaber *et al.*, 2015). As análises DIC envolvem correlação cruzada entre sucessivas imagens. A correlação cruzada identifica a melhor correspondência entre os alvos (subimagem ou grupo de pixels) em imagens consecutivas, comparando cada imagem com a anterior. A correspondência permite a detecção de movimento (perfis de movimento, deformação, velocidade e aceleração). Detalhes dessa técnica são encontradas em Morsy *et al.* (2019) e Ezzein e Bathurst (2014). Conforme comentado anteriormente, em cada camada de solo transparente foi incorporado um plano de partículas opacas marcadoras para aumentar a rastreabilidade das camadas durante um dado carregamento.

Para capturar as imagens durante o ensaio utilizou-se uma câmera Canon T6i, com resolução de 24,2 megapixels operando com uma frequência de uma foto por segundo. A iluminação adotada era composta por dois refletores de 100W e um painel de led de 36W conforme mostrado na Figura 40.

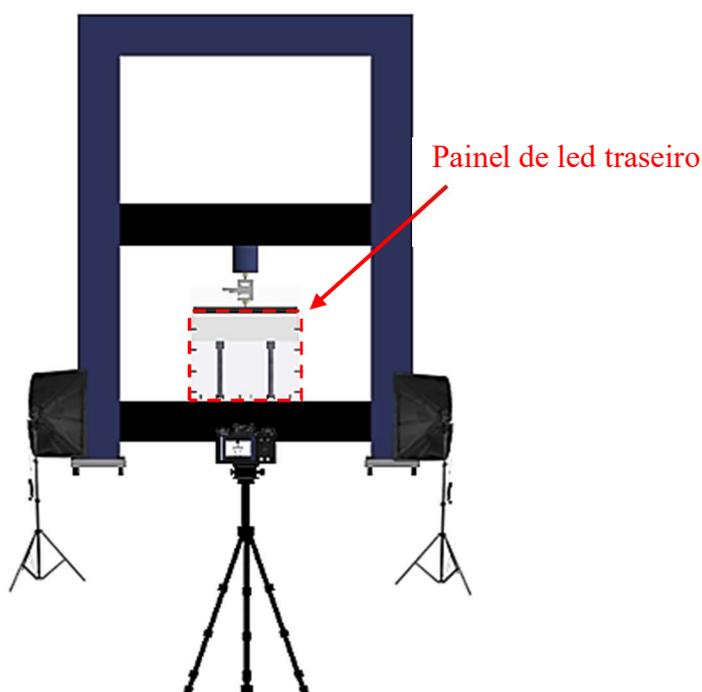


Figura 40 – Arranjo do ensaio

3.8 TRANSPARÊNCIA

A Figura 41 mostra, qualitativamente, o padrão de deflexão de um sistema estratificado de solos transparentes (sem reforço geossintético) e com isso, evidenciam o potencial de visualização fornecido por essa técnica. Esse sistema em particular permitiu a observação da interação entre a camada granular e o solo mole, o que era até então, uma limitação dos alçapões (técnica comumente utilizada em estudos envolvendo aterros estaqueados). Além disso, percebe-se, qualitativamente, um padrão de deformação que rememora uma viga contínua de concreto.

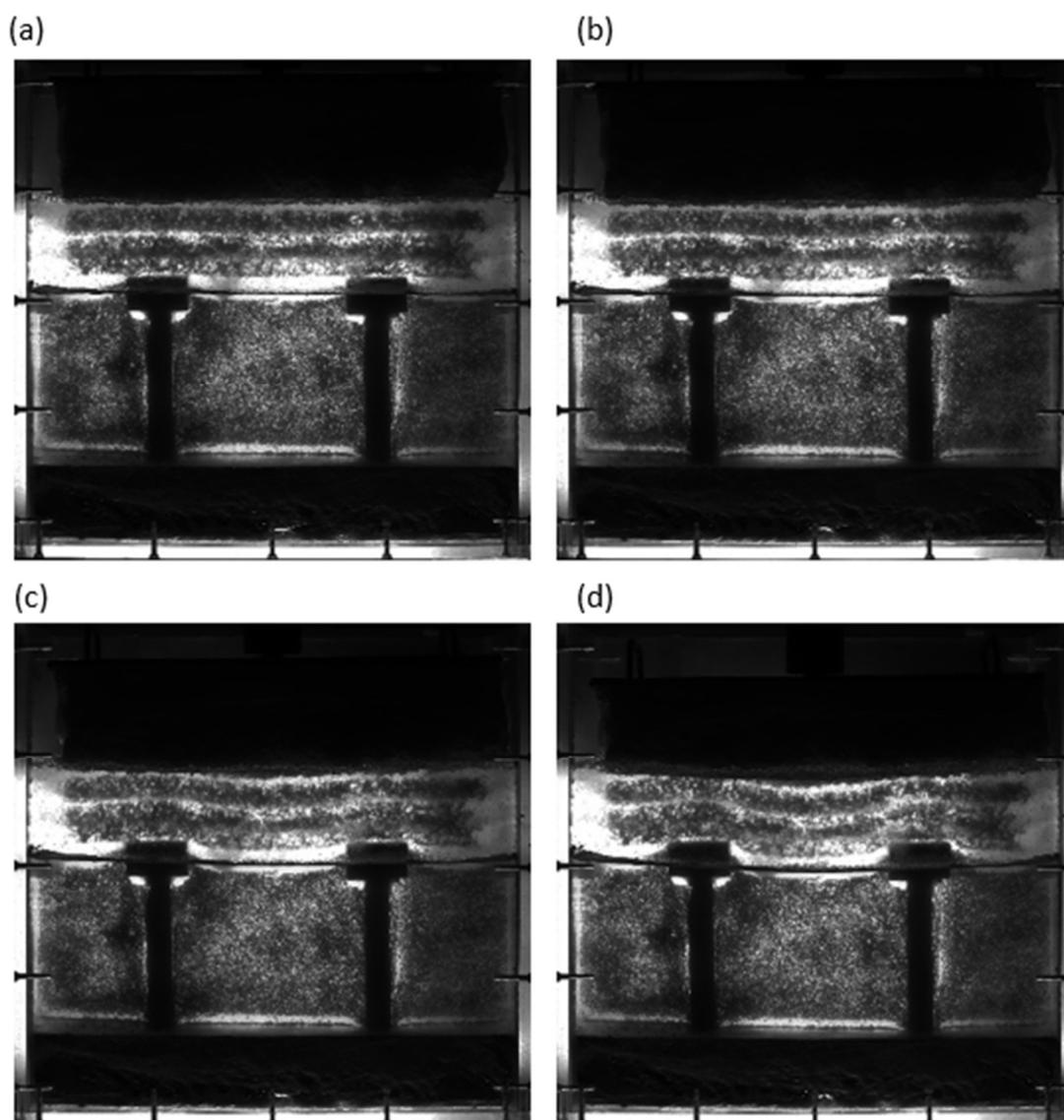


Figura 41 – Padrão de deflexão do sistema estratificado de solos transparentes: (a) 0 kPa, (b) 10 kPa, (c) 20 kPa; (d) 30 kPa

3.9 PROGRAMA DE ENSAIOS

A influência do número de camadas de geossintéticos no comportamento de plataformas de transferência de carga foi investigada. Em todos os modelos físicos foram aplicados tensões verticais máximas de 30 kPa, a qual equivale a tensões da ordem de 300 kPa na escala do protótipo. Esse valor de tensão foi selecionado para simular um estado de tensão equivalente a aterros de 15 m de altura.

O programa de ensaios da presente pesquisa foi dividido em duas etapas. A primeira etapa refere-se à execução de um modelo físico sem reforço geossintético para validação da metodologia proposta. A segunda etapa contemplou ensaios com 1 e 2 camadas de geossintéticos. Ao todo foram realizados 3 ensaios e, ao término de cada um, tanto a Laponite quanto o fluido de saturação foram descartados. Um resumo dos ensaios encontra-se na Tabela 10.

Tabela 10: Programa de ensaios

Ensaio	H _{PTC} (cm)	Nº geossintéticos	e (cm)	S (cm)
1	7,5	0	-	20
2	7,5	1	-	20
3	7,5	2	1,6	20

Sendo: H_{PTC} – Altura da plataforma de transferência de carga; Nº geossintéticos – número de camadas de geossintéticos; e – espaçamento entre camadas de geossintéticos; S – espaçamento entre estacas.

4 RESULTADOS

4.1 PLATAFORMA DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA SEM REFORÇO GEOSSINTÉTICO

4.1.1 Deslocamentos Verticais

Na Figura 42 encontram-se a evolução do campo de deslocamentos verticais do primeiro modelo (PTC-0) estratificado de solos transparentes. Cada imagem representa um estágio de carga vertical (15, 20, 25 e 30 kPa). As linhas pretas e azuis referem-se as camadas de areia e argila transparente; a linha vermelha representa o tecido de separação; a última linha,

também vermelha, corresponde a condição deformada da interface argila-espuma. Arbitrou-se, nesse caso, a coordenada (0,0) como sendo o canto inferior esquerdo da caixa.

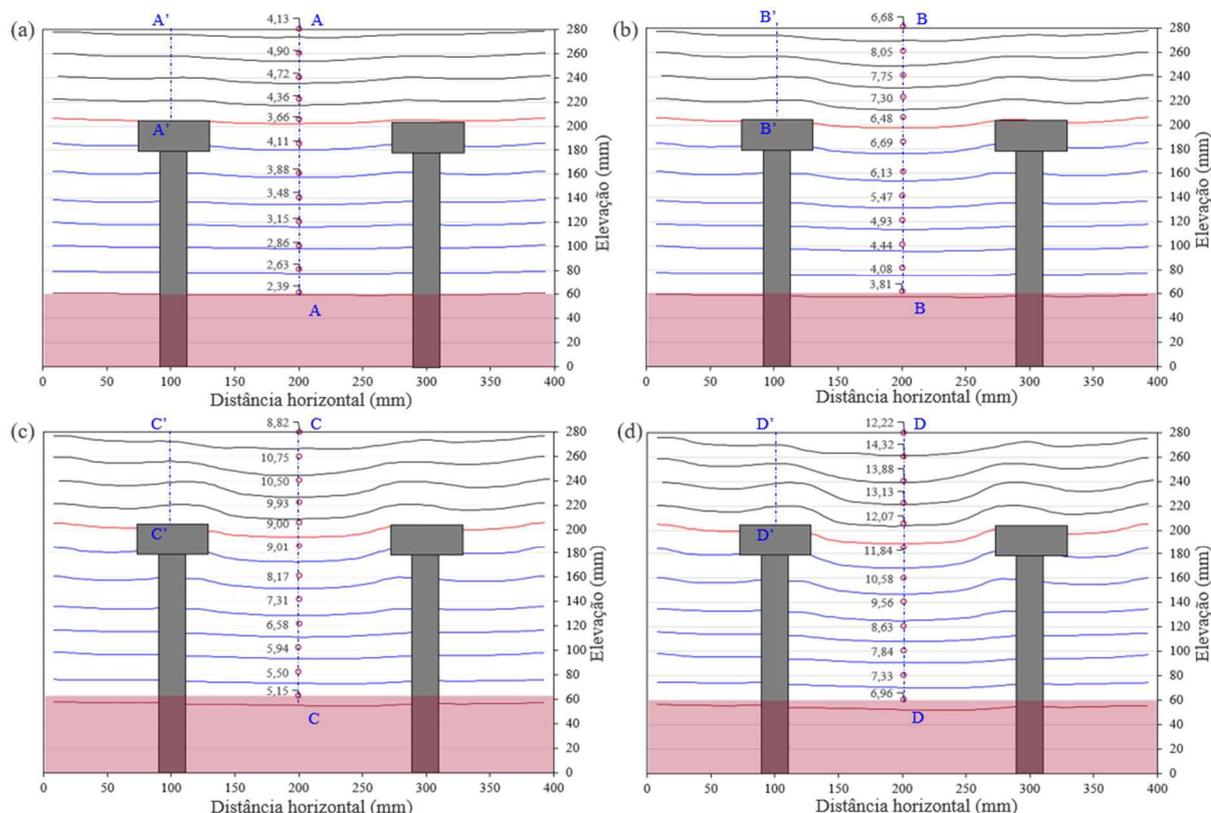


Figura 42 – Evolução dos deslocamentos verticais da PTC-0: a) 15 kPa; b) 20 kPa; c) 25 kPa e d) 30 kPa

Para cada estágio de carga adotou-se duas seções representativas, conforme indicado na Figura 42, para uma análise mais detalhada da distribuição dos deslocamentos verticais. Alocou-se uma seção sobre o capitel esquerdo e outra no meio do espaçamento entre estacas. A Figura 43 apresenta os perfis de deslocamentos verticais para ambas as seções. De maneira geral, os deslocamentos verticais aumentam com o acréscimo de carga. Sobre os capitéis, os deslocamentos são maiores no topo da camada granular e reduzem, progressivamente, até a estaca.

Conforme esperado, os deslocamentos verticais da camada granular sobre a projeção dos capitéis (massa estacionária) são inferiores em relação aos deslocamentos contidos no domínio entre estacas (massa móvel). Dentro da massa móvel, os deslocamentos são inferiores na superfície da areia transparente e, apresentam, um suave aumento, até a elevação de 260 mm. Em seguida, tornam-se basicamente constantes até a cota de 220 mm. Nas imediações do tecido de separação, o perfil deslocamento sofre uma pequena redução, devido à sua presença. É

importante mencionar que as regiões do geotêxtil sobre os capitéis foram cortadas, de tal forma a evitar a ancoragem do material e com isso, impedir que o tecido exercesse funcionalidade de reforço. Da perspectiva da argila mole, os deslocamentos diminuem com a profundidade. Percebe-se que a taxa de redução dos deslocamentos diminuem com o aumento da carga vertical.

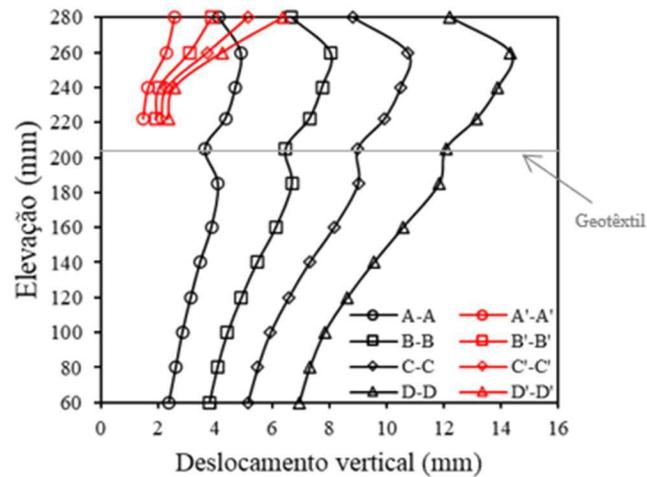


Figura 43 – Perfil de deslocamento vertical ao longo da profundidade

A Figura 44 apresenta a curva tensão-deslocamento do respectivo modelo físico. A tensão aplicada no topo do sistema foi plotada em relação aos deslocamentos medidos nas bases da massa estacionária e móvel. Pelo formato da curva, percebe-se que a ruptura do sistema não foi atingida.

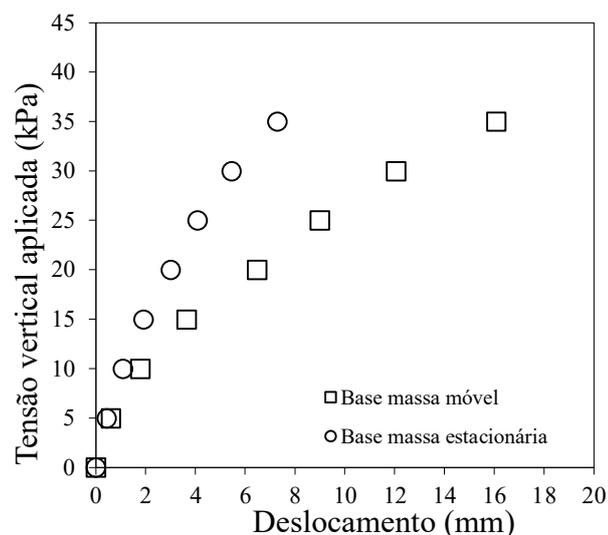


Figura 44 – Curva tensão-deslocamento do PTC-0

Novamente, percebe-se que os deslocamentos da massa móvel são superiores àqueles da massa estacionária. Essa diferença de deslocamentos é responsável pela ativação dos mecanismos de

arqueamento do solo, o qual direciona, a maior parte da carga aplicada, diretamente para as estacas.

4.1.2 Deslocamentos Horizontais

A Figura 45 mostra a evolução dos deslocamentos horizontais contidos entre estacas (15, 20, 25 e 30 kPa). Vale ressaltar que a magnitude dos deslocamentos foram ampliados em 5 vezes. As linhas verticais tracejadas representam a condição inicial de cada segmento. Esses resultados indicam que a plataforma de transferência de carga emite um padrão de deformação similar a uma viga contínua de concreto submetida a flexão. Isso significa que nas regiões adjacente as estacas os grãos de quartzo se afastam na parte superior e, se aproximam na parte inferior da plataforma. Entre as estacas, o padrão de deformação é invertido. Este comportamento é resultado de uma rigidez relativamente alta da camada granular compactada.

Durante os estágios de carga, nota-se o encurtamento lateral da massa móvel enquanto a massa estacionaria expande-se lateralmente, conforme descrito por Terzaghi (1943). O aumento dos deslocamentos horizontais da superfície da camada granular ocorreram, provavelmente, devido ao rolamento das partículas em direção ao centro da massa móvel (região de menor tensão). É importante mencionar que os deslocamentos sobre os capitéis desenvolveram-se em direção oposta, pois essa região é considerada como apoio do arco e está submetida a tensões de compressão (Rui *et al.*, 2020). Os mesmos autores relatam que esse comportamento é similar ao estado ativo do solo em contenções.

Esses perfis indicam que nos estágios iniciais os maiores valores absolutos de deslocamento horizontal encontram-se na região central do modelo (Figura 45a e Figura 45b). Com o aumento da carga, os valores máximos absolutos transladam-se para as proximidades da base dos capitéis (Figura 45c e Figura 45d). O deslocamento máximo do perfil central é mostrado em azul na Figura 45. A cota indicada representa a profundidade da linha neutra, ou seja, ponto de inflexão do perfil de deslocamento central. Essa profundidade pode ser entendida como o limite entre as zonas de compressão e tração da camada granular, a qual pode ser extremamente útil para definir a localização dos reforços geossintéticos.

Ao longo dos estágios notou-se o aumento gradual da inclinação das estacas. Essa é uma outra vantagem do sistema estratificado transparente, o qual nos permite, por exemplo, estudar os mecanismos envolvidos em profundidade, especialmente do ponto de vista de estacas carregadas horizontalmente.

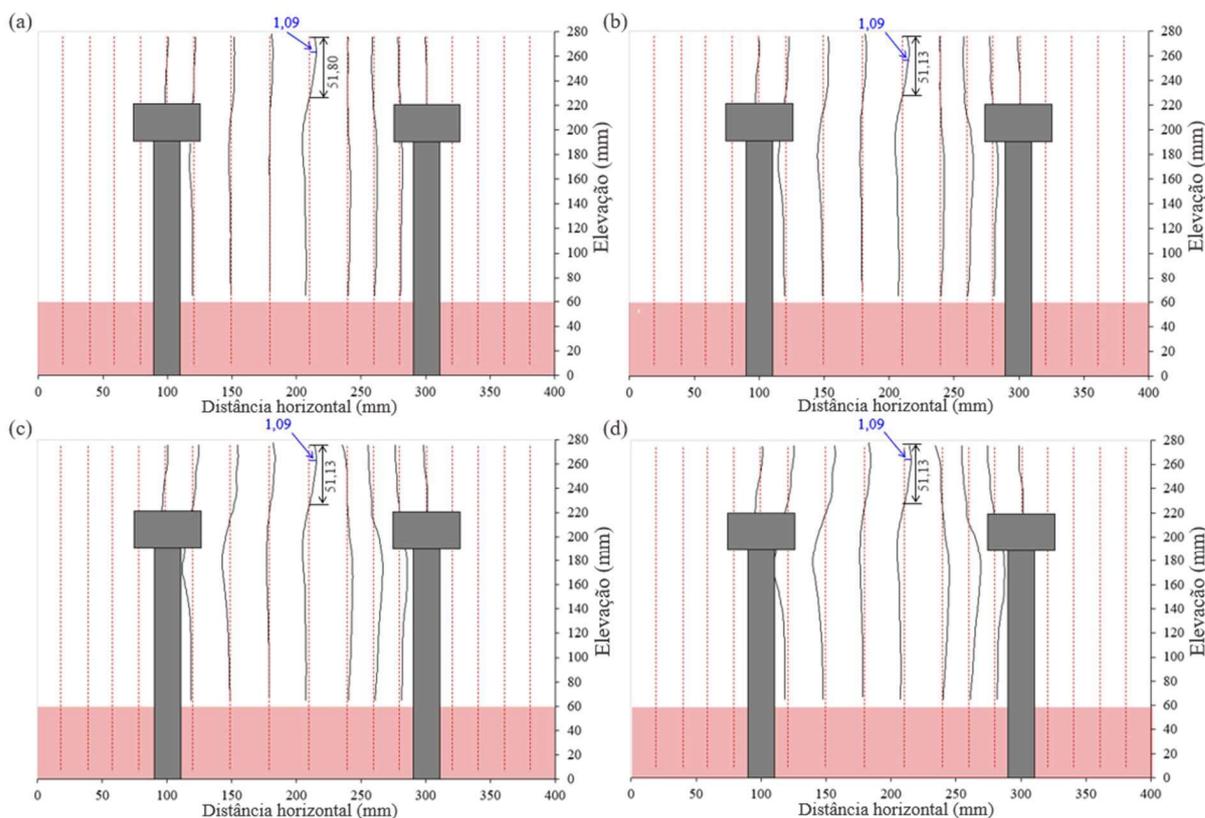


Figura 45 - Deslocamentos horizontais da PTC-0: a) 15 kPa; b) 20 kPa; c) 25 kPa; d) 30 kPa

4.1.3 Mecanismos de transferência de carga

Para investigar os mecanismos de transferência de carga da PTC-0, admitiu-se que as tensões atuantes no topo da camada de argila transparente são as mesmas daquelas atuantes no topo da camada de espuma D28. Essa premissa é válida desde que os elementos isolados de fundação tenham uma resistência lateral desprezível. No presente trabalho, ambas as estacas em miniatura somam uma área lateral total de $0,0412 \text{ m}^2$. Considerando que o atrito lateral unitário é equivalente a resistência não-drenada da argila, estima-se uma força de atrito mobilizada ao longo do fuste das estacas da ordem de $16,48 \text{ N}$, o que é equivalente a $0,68\%$ da carga vertical máxima aplicada. Com isso, conclui-se que as tensões atuantes na espuma D28 são aproximadamente aquelas atuantes no topo da camada de argila transparente.

Uma vez que os resultados do ensaio de compressão confinada da espuma D28 é conhecido (Figura 34), as tensões atuantes podem ser calculadas conhecendo a distribuição de deformação vertical ao longo da espuma. Esse procedimento permite a inferência indireta das tensões atuantes nas estacas, ou seja, conhecendo a carga aplicada no topo do sistema (placa rígida) e as tensões atuantes no topo da camada de argila transparente, a carga atuante nas

estacas é basicamente a diferença entre ambas as parcelas. O conhecimento de cada parcela de tensões permite-nos avaliar o desenvolvimento de mecanismos de arqueamento do solo do sistema estratificado de solos transparentes.

Baseado nas premissas adotadas, a tensão vertical média atuante no topo da camada de argila transparente é mostrada na Figura 46. Note que para 10 kPa de tensão vertical aplicada, aproximadamente 20% da carga foi direcionada para o topo da camada de argila transparente. Isso significa que 80% da carga foi mobilizada pelas estacas, através do fenômeno de arqueamento do solo. A Figura 47 apresenta a variação da taxa de arqueamento do solo em função da deformação vertical do topo da camada de argila transparente. Essa deformação simula os deslocamentos da massa de solo devido ao adensamento da camada de argila em um curto espaço de tempo. A taxa de arqueamento do solo foi calculada pela relação entre a tensão vertical atuante no topo da camada de argila e a tensão vertical aplicada na placa rígida, análogo ao apresentado por McNulty (1965). Essa figura mostra que a taxa de arqueamento inicial é 1, ou seja, não há arqueamento. Em outras palavras, o arqueamento é apenas mobilizado com a ocorrência dos deslocamentos diferenciais. Posteriormente, a taxa de arqueamento do solo varia em função do deslocamento do topo da camada de argila. Inicialmente a taxa de arqueamento decresce rapidamente com o aumento da deformação da espuma até 2% e então, decresce lentamente até atingir-se um valor próximo a 15%.

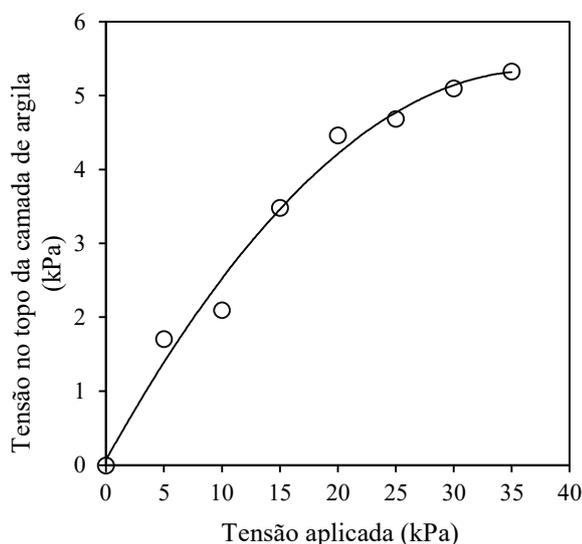


Figura 46 – Tensões no topo da camada de argila

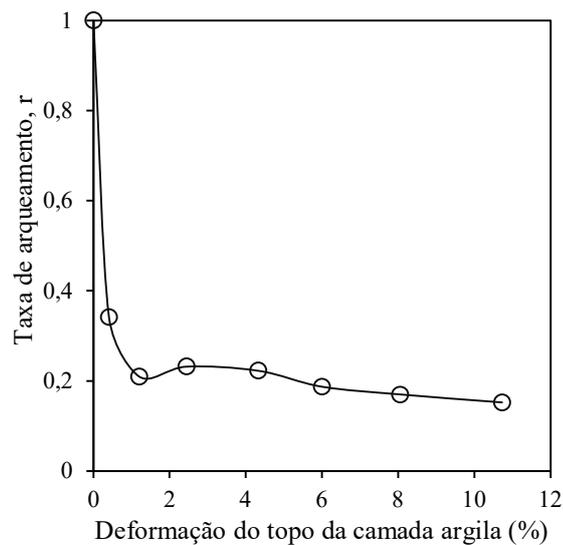


Figura 47 – Taxa de arqueamento da areia transparente

Usando um aparato de multialçapão, Rui *et al.* (2016) constataram três possíveis padrões de deformação em aterros estaqueados (Figura 48): 1) padrão triangular de expansão (TEP) em casos em que $H/(s-a) \leq 1,5$ e $(s-a)/a \leq 2$; 2) padrão de desenvolvimento em formato de torre (TDP) em casos em que $H/(s-a) \geq 2$ e $(s-a)/a \leq 2$; e 3) padrão de deslocamentos equivalentes (ESP) em casos que $(s-a)/a \geq 3$.

Para fornecer uma melhor compreensão dos mecanismos de transferência de carga que atuam no modelo físico, a distribuição das deformações de cisalhamento, verticais e horizontais são mostradas na Figura 49, Figura 50 e Figura 51, respectivamente. Em todas as figuras, as distribuições de deformações são avaliadas para 15, 20, 25 e 30 kPa de tensão aplicada.

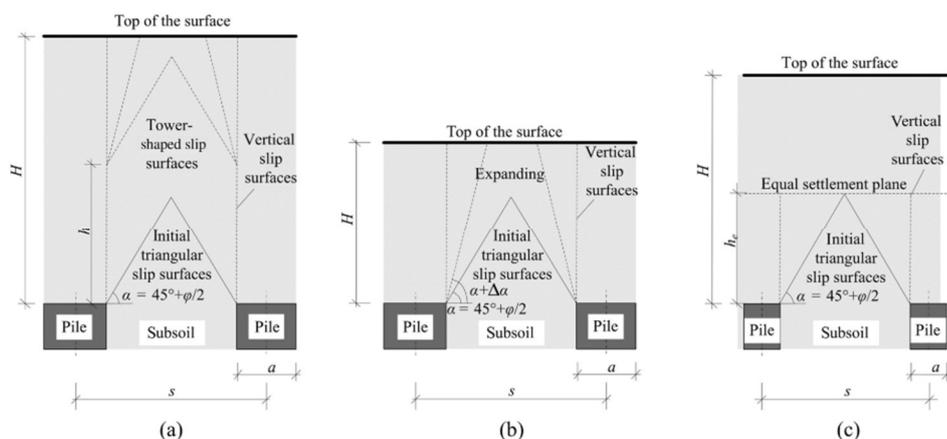


Figura 48 – Padrões de deformação de aterros estaqueados: a) padrão de desenvolvimento de torre (TDP); b) padrão triangular de expansão (TEP) e c) padrão de deslocamentos equivalentes (ESP)

A PTC-0 apresentou padrões de deformações que assemelham-se ao TDP, conforme indicado pelos resultados de deformação cisalhante na Figura 49. O conhecimento da localização das superfícies de cisalhamento é extremamente importante, uma vez que sua presença indica uma possível ruptura por cisalhamento (Batra e Kim, 1992; Lade, 2003). Nota-se que os maiores valores de deformação cisalhante encontram-se nas bordas da massa móvel. Para facilitar a visualização, as principais superfícies de deslizamentos foram indicadas por linhas preta (primária) e vermelha (secundária). Percebe-se, dessa forma, a ocorrência de superfícies primárias sub-verticais adjacente as estacas. Entre ambas as superfícies, verificou-se a ocorrência de superfícies secundárias triangulares. Nota-se que, as superfícies de cisalhamento primárias estendem-se para a camada de argila transparente. Nas proximidades dos capitéis, houve uma mudança na direção dos contornos de deformação cisalhante, no entanto, fora dessa região, a inclinação dos segmentos de reta são praticamente os mesmos.

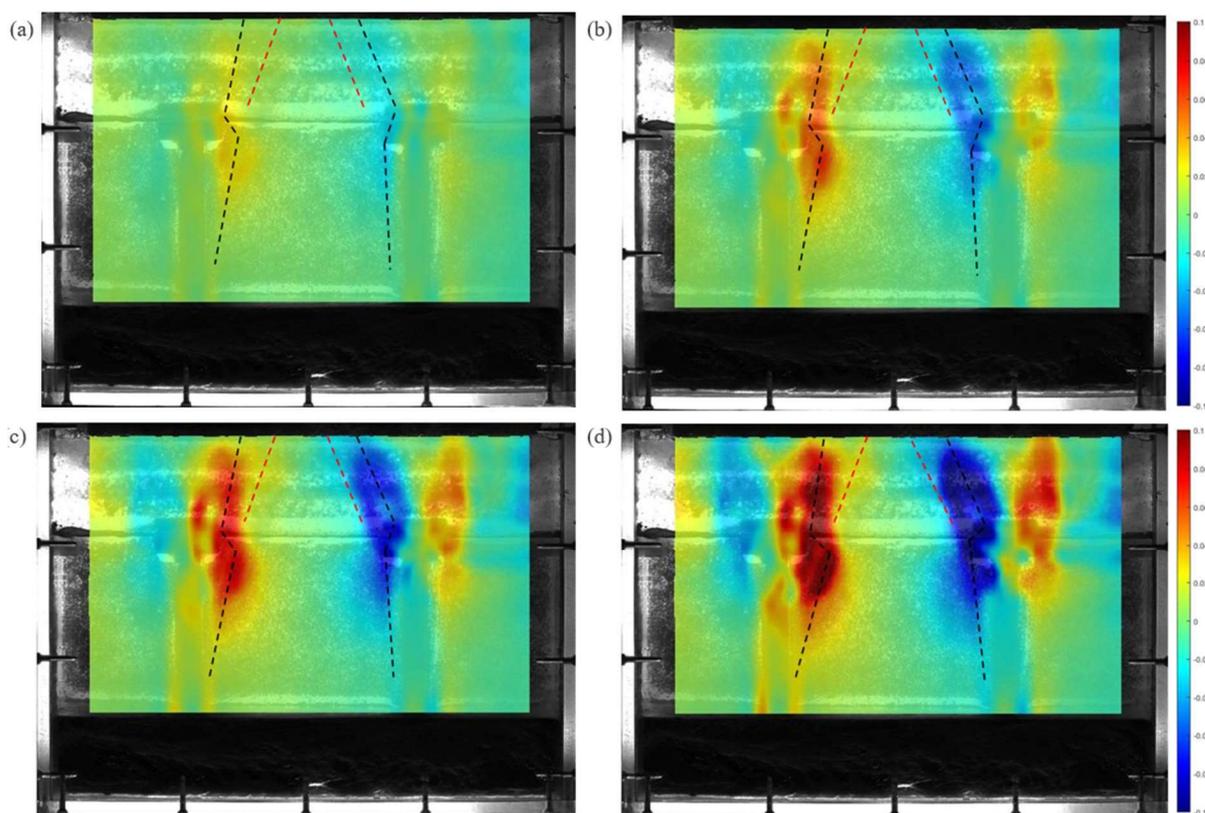


Figura 49 – Deformações cisalhantes da PTC-0: a) 15 kPa; b) 20 kPa; c) 25 kPa e d) 30 kPa

A distribuição das deformações verticais ao longo de todo o modelo físico é apresentada na Figura 50. Notam-se quatro principais regiões de concentração de deformações verticais. As linhas tracejadas em preto delimitam os campos de deformação por tração, enquanto as linhas tracejadas brancas circundam as regiões de deformação por compressão. A

identificação dessas regiões com altos valores de deformação é extremamente útil do ponto de vista de projeto (Khatami *et al.*, 2019).

Os maiores valores de deformação vertical por tração encontram-se no topo das massas estacionárias, as quais estão totalmente tracionadas. Dentro do domínio da massa móvel, existe uma região triangular de baixos valores de deformação por tração. Sob esse triângulo, ainda na camada granular, nota-se a ocorrência de valores medianos de tração.

Por outro lado, os maiores valores de compressão encontram-se no topo da massa móvel, os quais foram detectados desde o primeiro estágio de carga. Isso significa que nessa região a areia transparente está contraindo. Vale ressaltar que esse é o único trecho da camada granular que encontra-se sob uma deformação por compressão.

Da perspectiva da argila mole, no domínio entre estacas, a argila transparente encontra-se totalmente tracionada, cujo valores diminuem com a profundidade. Nas adjacências das estacas, o material encontra-se comprimido. Os valores de deformação por compressão são significativos nas proximidades dos capitéis. Este comportamento foi semelhante em todos os estágios de carregamento, alterando apenas a magnitude das deformações verticais.

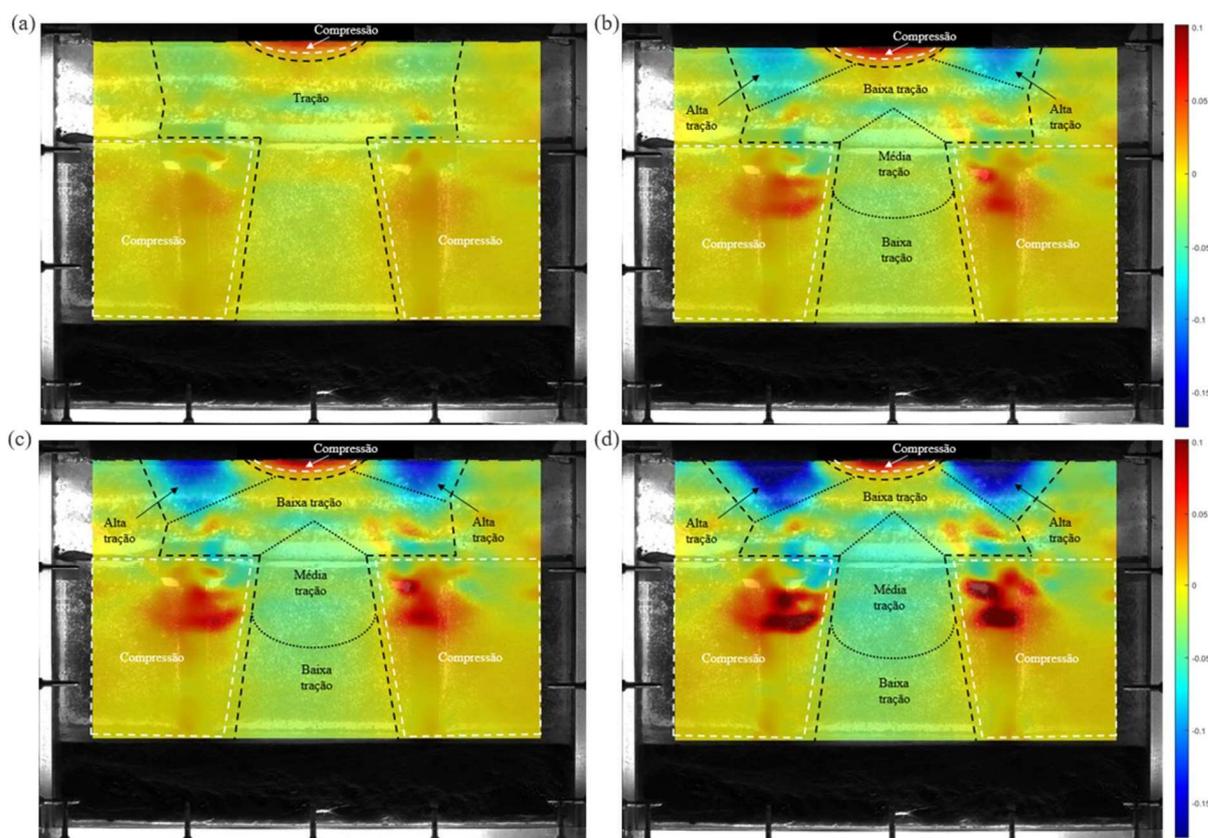


Figura 50 - Deformações verticais da PTC-0: a) 15 kPa; b) 20 kPa; c) 25 kPa e d) 30 kPa

A distribuição das deformações horizontais do modelo estão representadas na Figura 51. Observa-se a ocorrência simultânea de campos de deformação horizontal por compressão e tração dentro do modelo estratificado de solos transparentes. Valores negativos são correspondentes as deformações horizontais de compressão, enquanto valores positivos indicam deformações horizontais por tração. Observa-se que os maiores valores de tração ocorrem em boa parte da altura das massas estacionárias bem como na base da massa móvel, a qual estende-se para a camada de argila transparente.

Em contrapartida, os maiores valores de compressão estão contidos em uma pequena parte da base das massas estacionárias e no topo da massa móvel. Isso significa que em uma determinada altura da camada granular existe uma seção sob um estado de tensão horizontal nulo (linha neutra). Esses resultados indicam, novamente, que a plataforma de transferência de carga emite um padrão de deformação horizontal que rememora uma viga contínua de concreto submetida a flexão. No caso de plataformas de transferência de carga reforçadas com geossintéticos, as imagens sugerem que as camadas de reforços sejam projetadas para atuarem dentro da zona tracionada (nesse caso, nos primeiros 1/3 da altura da camada granular).

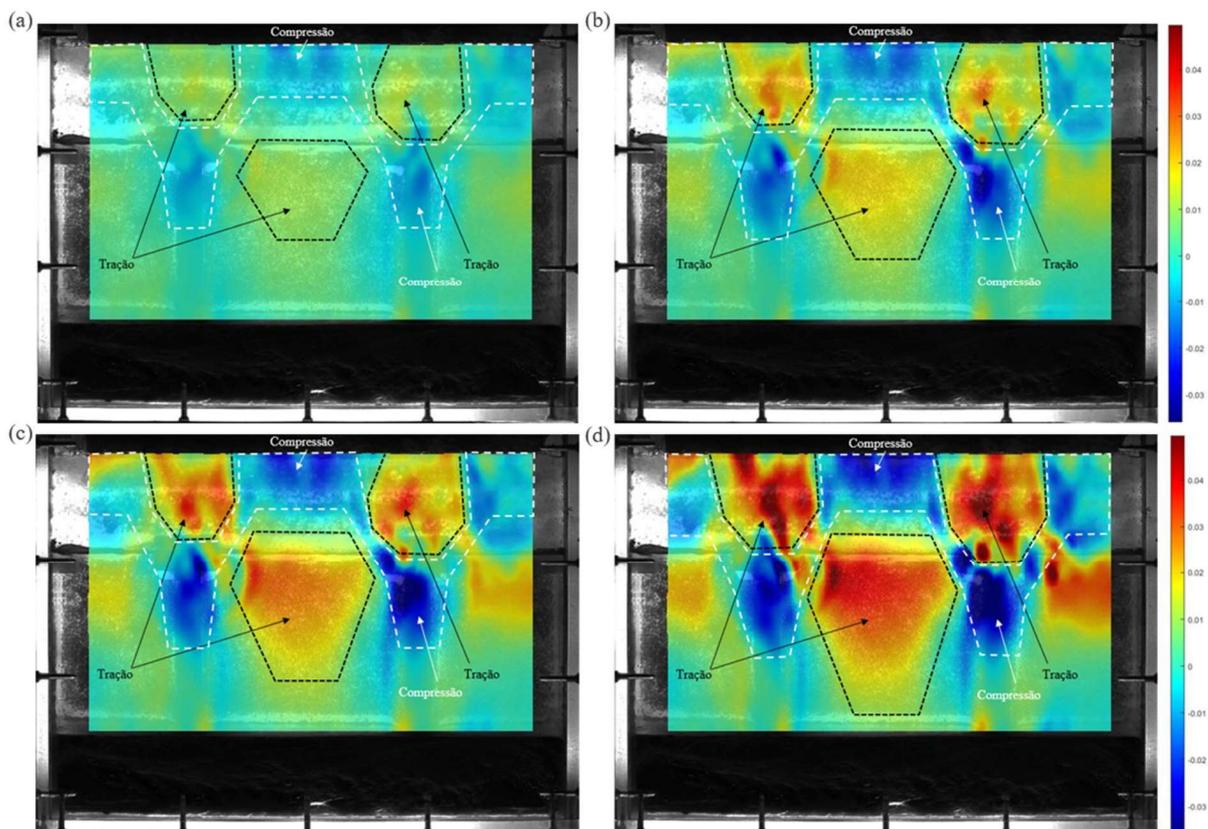


Figura 51 – Deformações horizontais da PTC-0: a) 15 kPa; b) 20 kPa; c) 25 kPa e d) 30 kPa

4.2 PLATAFORMAS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGA REFORÇADAS COM GEOSSINTÉTICOS

4.2.1 Plataforma de transferência de carga reforçada com uma camada de geossintético

Neste subcapítulo será apresentado o segundo modelo estratificado de solos transparentes (PTC-1). Adotou-se a mesma configuração de ensaio discutida no item 4.1, no entanto, com a adição de uma camada de reforço geossintético. Por questão de objetividade, a mesma nomenclatura, origem, coordenadas e premissas definidas anteriormente serão diretamente replicadas ao longo desse item.

4.2.1.1 Deslocamento vertical

A Figura 52 apresenta os deslocamentos verticais da PTC-1. Cada imagem representa um estágio de carga vertical (15, 20, 25 e 30 kPa). Os perfis de deslocamentos do reforço geossintético estão representados pela linha vermelha pontilhada.

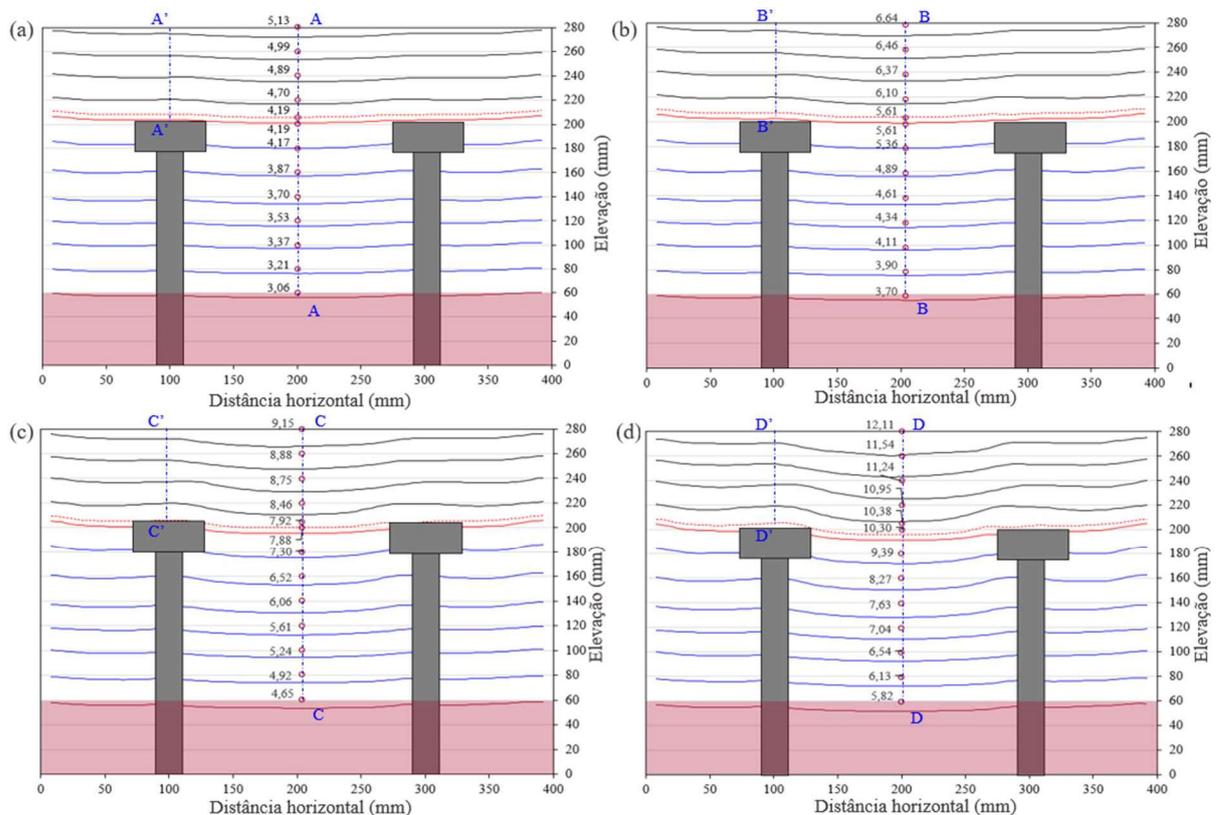


Figura 52 - Evolução dos deslocamentos verticais da PTC-1: a) 15 kPa; b) 20 kPa; c) 25 kPa e d) 30 kPa

Novamente, adotou-se duas seções representativas para cada estágio de carga, conforme apresentado na Figura 53. Sobre os capitéis, os deslocamentos são superiores no topo da massa estacionária e reduzem até a profundidade de 220 mm, a qual é caracterizada por um ponto de inflexão. Nota-se que o gradiente de deslocamentos diminui com o acréscimo de carga. Isso acontece, provavelmente, devido aos sucessivos rearranjos dos grãos de quartzo em uma variante mais compactada. É interessante notar que ao longo dos estágios de carga, os perfis de deslocamentos do geossintético vão assumindo a forma do topo dos capitéis.

Dentro do domínio da massa móvel, os deslocamentos são timidamente maiores no topo da camada granular e reduzem com a profundidade. Nas proximidades do geossintético, o perfil de deslocamento sofre uma pequena redução devido a sua presença. Percebe-se que os deslocamentos do reforço geossintético e do geotêxtil foram praticamente os mesmos.

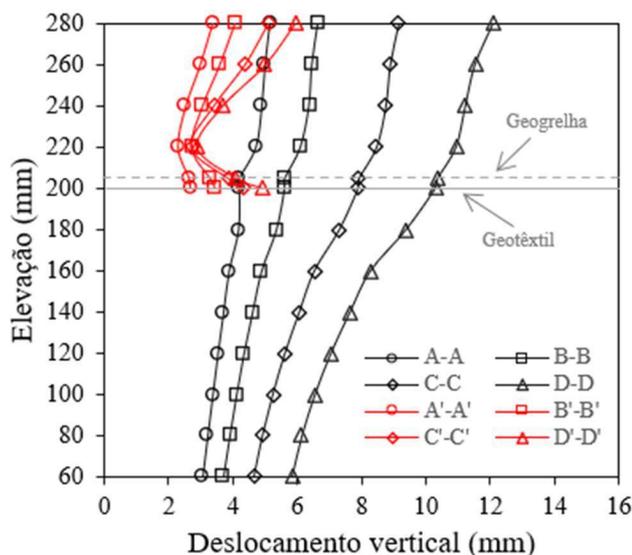


Figura 53 - Perfil de deslocamento vertical ao longo da profundidade

Em geral, os deslocamentos da argila transparente diminuem com a profundidade. Percebe-se que os deslocamentos da espuma são maiores no centro, ou seja, diminuem em direção as paredes laterais da caixa. Deve-se mencionar que os deslocamentos da espuma foram usados, indiretamente, para estudar os mecanismos de transferência de carga de plataformas de transferência de carga, através da estimativa do carregamento C (tensão atuante no solo mole).

A Figura 54 apresenta a curva tensão-deslocamento da PTC-1. A tensão aplicada foi plotada em função dos deslocamentos medidos na base da massa estacionária e da massa móvel. Pelos formatos das curvas, o sistema não atingiu a ruptura. Novamente, percebe-se que os deslocamentos da massa móvel são superiores aos das massas estacionárias. Essa diferença de

deslocamentos é responsável pela ativação dos mecanismos de arqueamento do solo, o qual direciona parte da carga aplicada, diretamente para as estacas. A carga remanescente atua, inicialmente, perpendicular ao plano do geossintético, alongando-o. O alongamento do geossintético é responsável pela mobilização de tensões de tração, aumentando a carga enviada para as estacas.

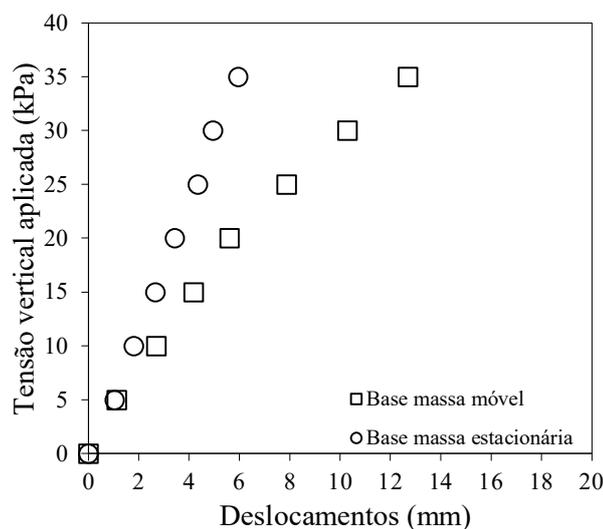


Figura 54 - Curva tensão-deslocamento da PTC-1

4.2.1.2 Deslocamentos Horizontais

A Figura 55 mostra a evolução dos deslocamentos horizontais contidos entre estacas (15, 20, 25 e 30 kPa). Vale ressaltar os que deslocamentos foram ampliados em 5 vezes para facilitar a visualização da condição deformada do modelo. Nota-se com a evolução do carregamento, o encurtamento lateral da massa móvel bem como expansão lateral da massa estacionária. Além disso, percebe-se, novamente, a ocorrência de deslocamentos em sentidos opostos nas adjacências dos capitéis. Os perfis indicam que os maiores valores absolutos de deslocamentos horizontais encontram-se nas proximidades dos capitéis durante todos os estágios de carga.

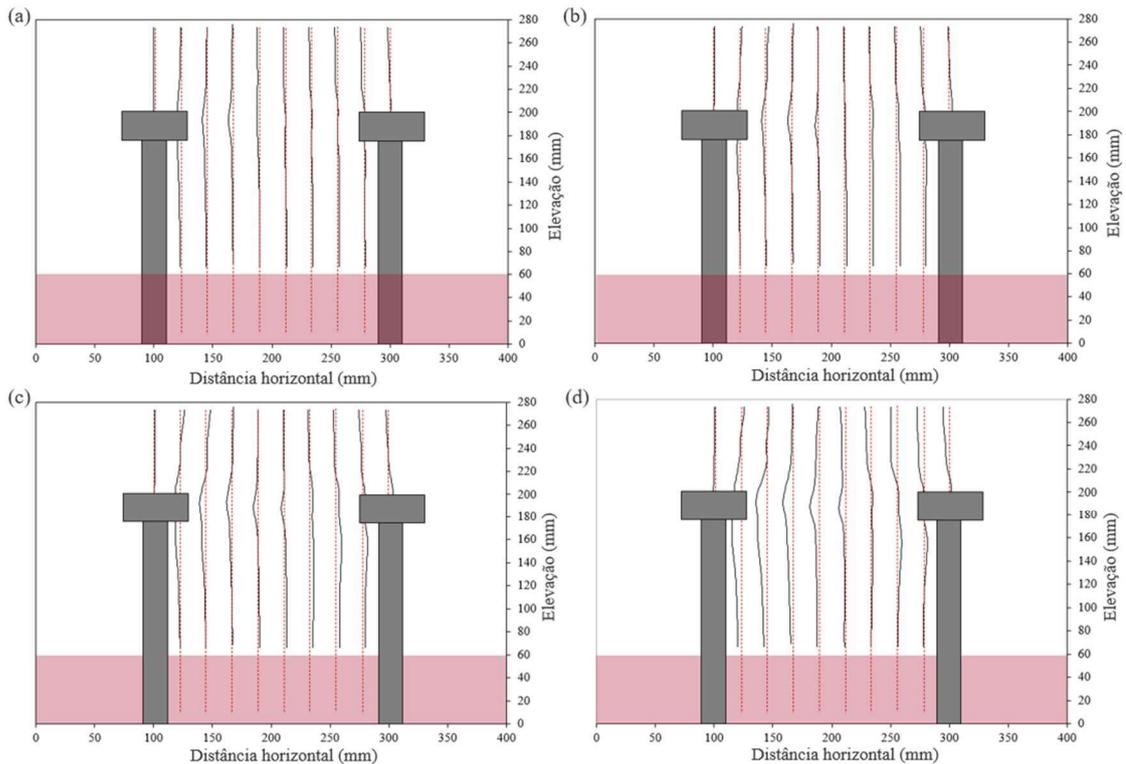


Figura 55 - Evolução dos deslocamentos horizontais da PTC-1: a) 15 kPa; b) 20 kPa; c) 25 kPa e d) 30 kPa

4.2.1.3 Mecanismos de transferência de carga

As tensões atuantes em aterros estaqueados reforçados com geossintéticos podem ser divididas em parcelas A, B e C. Nos modelos estratificados de solos transparentes, a parcela A corresponde as tensões enviadas diretamente para os capitéis através do arqueamento do solo; a parcela B é a tensão vertical atuante no reforço geossintético; e a parcela C, a tensão atuante no topo da espuma D28. Desse modo, conhecendo a quantidade C, o termo forçante A+B é calculado pela diferença entre a tensão vertical aplicada no topo do modelo e a tensão vertical atuante na espuma. Para o conhecimento da contribuição isolada do arqueamento do solo e do efeito membrana, admitiu-se que a parcela B era correspondente a duas vezes a componente vertical da tração (T_v) atuante no reforço geossintético. Essa premissa foi adotada com base em Rui *et al.* (2019), os quais propuseram a equação 3 para o cálculo de T_v :

$$T_v = T \cdot \text{sen}\theta \quad 3$$

Em que: T – Tração no reforço geossintético; θ - ângulo da reta tangente a condição deformada da camada de reforço (Figura 56); T foi calculado usando as deformações totais ε (DIC) e a rigidez a tração do reforço geossintético.

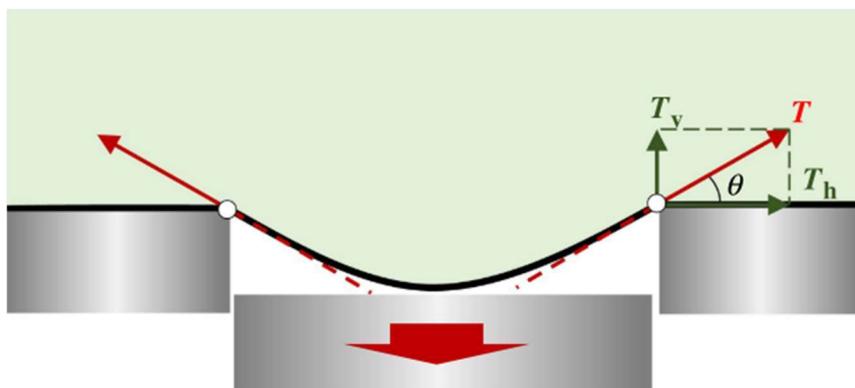


Figura 56 – Ilustração para o cálculo de T (Rui *et al.*, 2019)

As deformações totais (ε) e os esforços de tração (T) atuantes no reforço geossintético são mostrados na Figura 57 e Figura 58, respectivamente. Foi assumido que a camada de reforço está engastada nas bordas dos capitéis, ou seja, nas coordenadas 0 e 145 mm. Vale ressaltar que nos locais cujo as deformações totais eram negativas (compressão), atribuiu-se ao reforço carga nula. Essas figuras indicam que nas proximidades dos capitéis (até 25 mm ou $\sim 0,5D$ -sendo D , a largura do capitel-) a camada granular está submetida predominantemente a compressão. Até 25 kPa, os maiores valores de tração ocorreram, simetricamente, a 40 mm dos capitéis ($\sim 0,8D$). A partir disso, os maiores valores ocorreram praticamente na metade da distância entre estacas (70 mm ou $\sim 1,4D$). Esse comportamento indica, novamente, um comportamento similar a uma viga contínua submetida a flexão, uma vez que sobre os apoios, as cargas de tração ocorrem na parte superior do elemento.

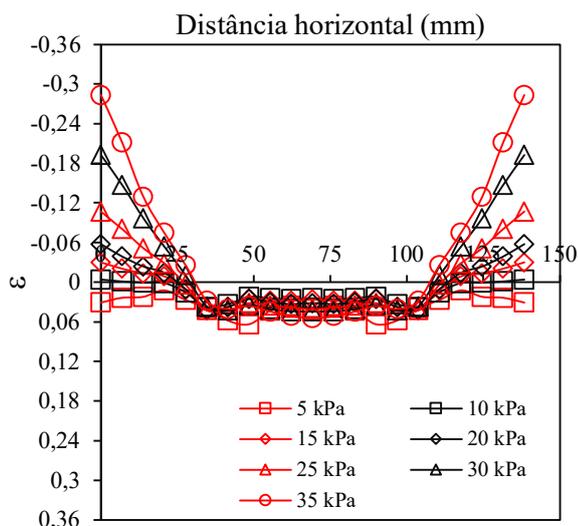


Figura 57 – Deformações totais do reforço geossintético

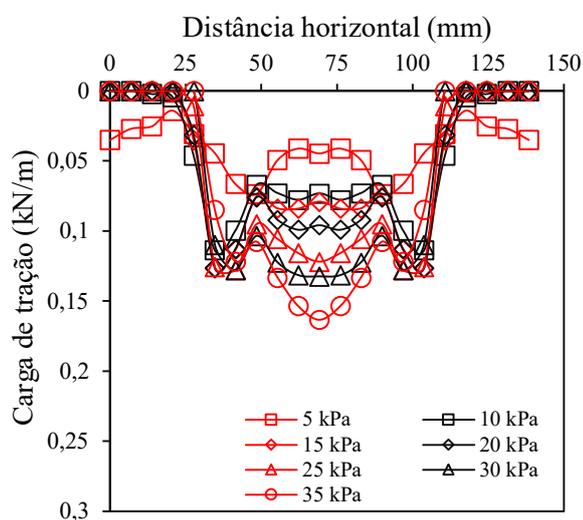


Figura 58 – Cargas de tração ao longo do geossintético

Para facilitar a visualização do caminhamento das cargas, plotou-se na Figura 59, a contribuição de cada parcela. Percebe-se que desde o início do ensaio, o arqueamento do solo mostrou-se preponderante. Até 20 kPa, o efeito membrana apresentou uma pequena contribuição nos mecanismos de transferência de carga. Isso significa que até tal estágio, a parcela C era superior a parcela B. Reforça-se que, durante a confecção da areia transparente, tomou-se o cuidado em manter a camada de reforço pré-esticada. O retardo na mobilização do efeito membrana pode ser justificado pelo alinhamento dos filamentos do reforço nos estágios iniciais.

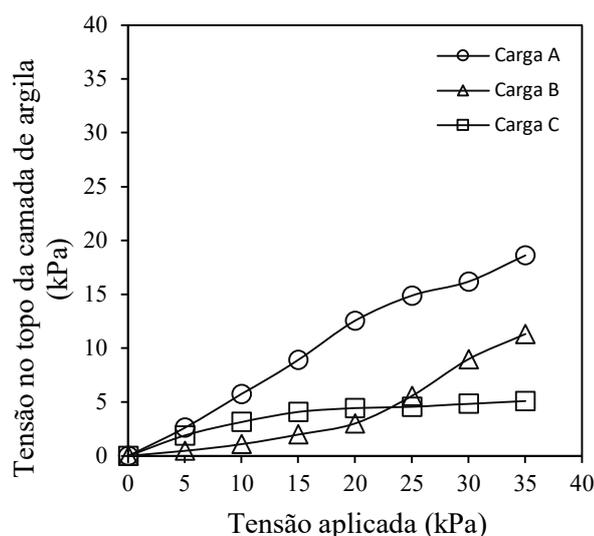


Figura 59 – Tensões mobilizadas por arqueamento, efeito membrana e atuantes no solo

Com intuito de avaliar a eficiência dos elementos isolados de fundação por estacas, propôs-se um fator (f), dado pela soma das tensões atuantes nas estacas dividido pela tensão vertical aplicada no topo do modelo. Este fator, leva em conta tanto a contribuição do arqueamento do solo quanto do efeito membrana, e é matematicamente definido como:

$$f = \frac{P_e}{P_t} \quad 4$$

Em que: P_e – Tensões atuante nas estacas; P_t Tensão vertical aplicada no modelo.

A evolução do parâmetro f em função da deformação do topo da camada de argila transparente é apresentado na Figura 60. Os resultados mostram uma curva com comportamento tri-linear, ou seja, a eficiência da estaca sobe abruptamente até 0,75% de deformação devido a mobilização do arqueamento do solo; de 0,75 até 3,73%, concomitantemente ao estiramento do geossintético, a eficiência da estaca continua aumentando, por conta da crescente autonomia do efeito membrana; o último patamar da curva é representado por um discreto aumento do respectivo fator f .

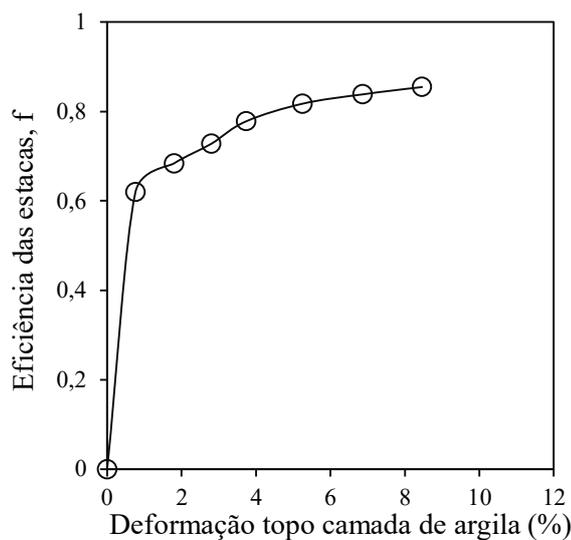


Figura 60 – Eficiência dos elementos isolados de fundação por estacas

Para fornecer uma melhor compreensão dos mecanismos de transferência de carga que atuam no modelo físico, a distribuição das deformações de cisalhamento, verticais e horizontais são mostradas na Figura 61, Figura 62 e Figura 63, respectivamente. Em todas as figuras, as distribuições de deformações são avaliadas para 15, 20, 25 e 30 kPa de tensão vertical. A PTC-1, mesmo com o reforço geossintético, apresentou padrões de deformações que assemelham-se ao TDP, conforme indicado pelos resultados de deformação cisalhante na Figura 61.

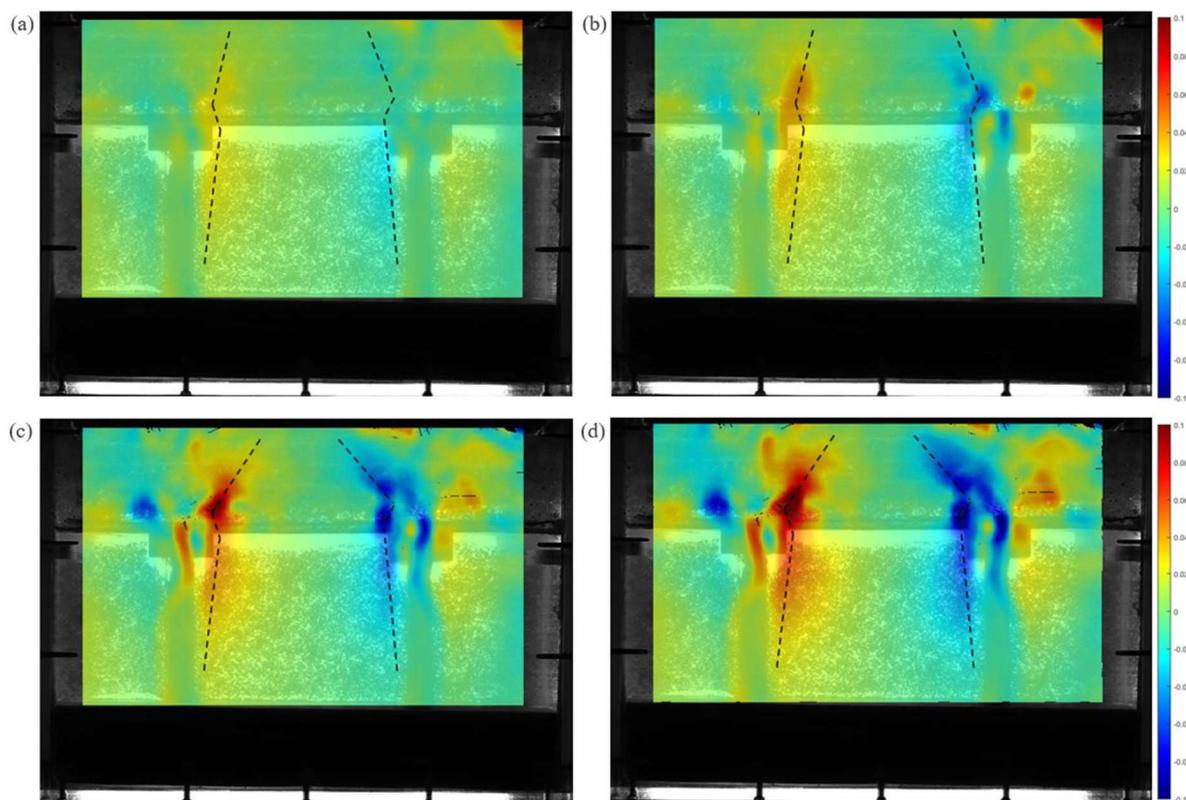


Figura 61 - Deformações cisalhantes da PTC-1: a) 15 kPa; b) 20 kPa; c) 25 kPa e d) 30 kPa

Nota-se, novamente, que os maiores valores de deformação cisalhante encontram-se nas bordas da massa móvel. Percebe-se, dessa forma, a ocorrência de superfícies primárias sub-verticais adjacentes as estacas. Infere-se também que, as superfícies de cisalhamento estendem-se para a camada de argila transparente.

A evolução das deformações verticais do respectivo modelo físico é apresentada na Figura 62. Os maiores valores de deformação vertical por tração encontram-se no topo das massas estacionárias. Diferentemente da PTC-0, as massas estacionárias encontram-se parcialmente tracionada -orientação vertical-, provavelmente por conta da presença do reforço geossintético. Esse material promoveu o surgimento de uma zona de deformações verticais equivalentes ao longo de toda base da camada granular, ou seja, o geossintético promoveu uma uniformização das deformações verticais. Além dos altos valores de tração, as massas estacionárias passaram a ter altos valores de compressão na linha do geossintético.

No contexto da massa móvel, nota-se o topo da camada granular com baixos valores de deformação por tração. Por outro lado, os maiores valores de compressão encontram-se, agora, na base da camada granular, os quais são máximos na borda da massa móvel e reduzem em direção ao centro.

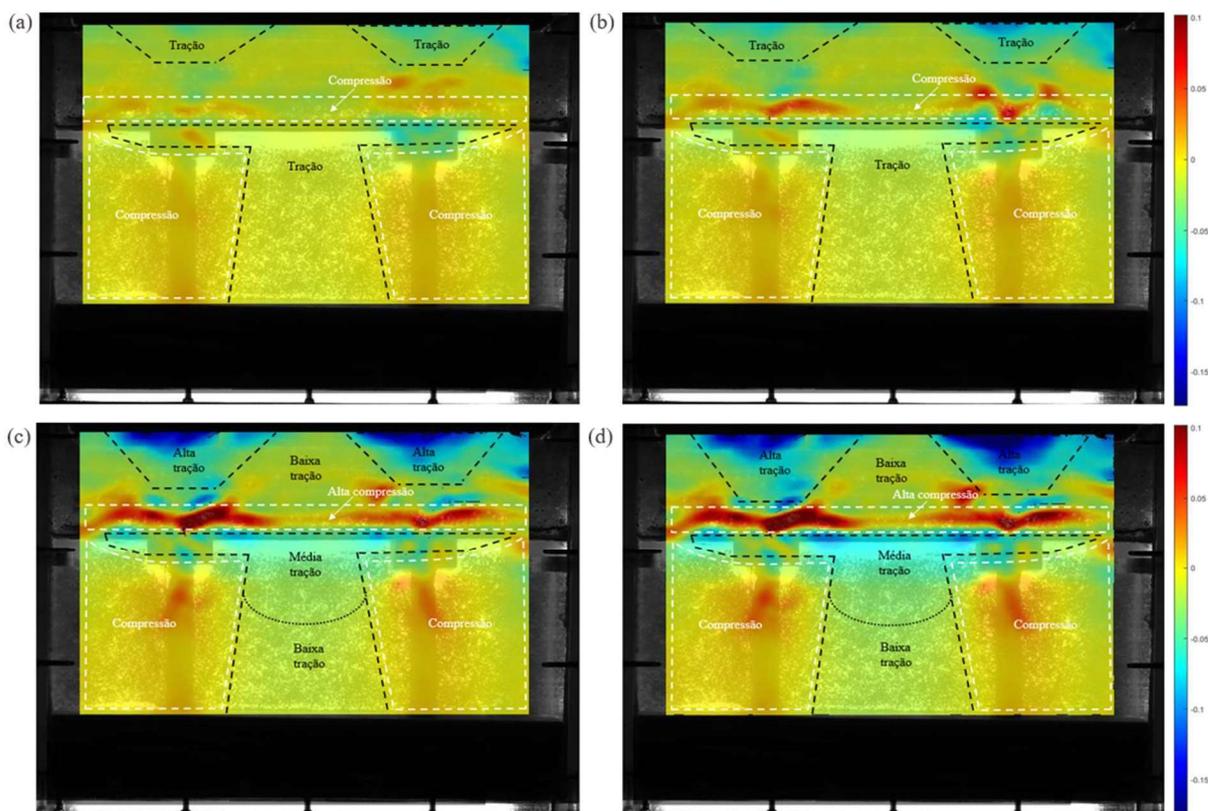


Figura 62 - Deformações verticais da PTC-1: a) 15 kPa; b) 20 kPa; c) 25 kPa e d) 30 kPa

O topo da camada de argila transparente encontra-se totalmente tracionada. Subjacente a essa região, e dentro da projeção das massas estacionárias, a Laponite está submetida majoritariamente a deformações por compressão. Já na projeção da massa móvel, o material apresenta deformações por tração, as quais reduzem com a profundidade. Este comportamento foi semelhante em todos os estágios de carregamento, alterando apenas a magnitude das deformações verticais.

A distribuição das deformações horizontais do modelo estão representadas na Figura 63. Os resultados indicam que, mesmo com a presença de uma camada de reforço geossintético, a plataforma de transferência de carga ainda emite um padrão de deformação similar a uma viga contínua submetida a flexão. Este comportamento é resultado de uma rigidez relativamente alta da camada granular enrijecida com geossintético. Observa-se que os maiores valores de tração ocorrem em boa parte da altura das massas estacionárias bem como na base da massa móvel, a qual estende-se para a camada de argila transparente. Em contrapartida, os maiores valores de compressão estão contido em uma pequena parte da base das massas estacionárias e no topo da massa móvel.

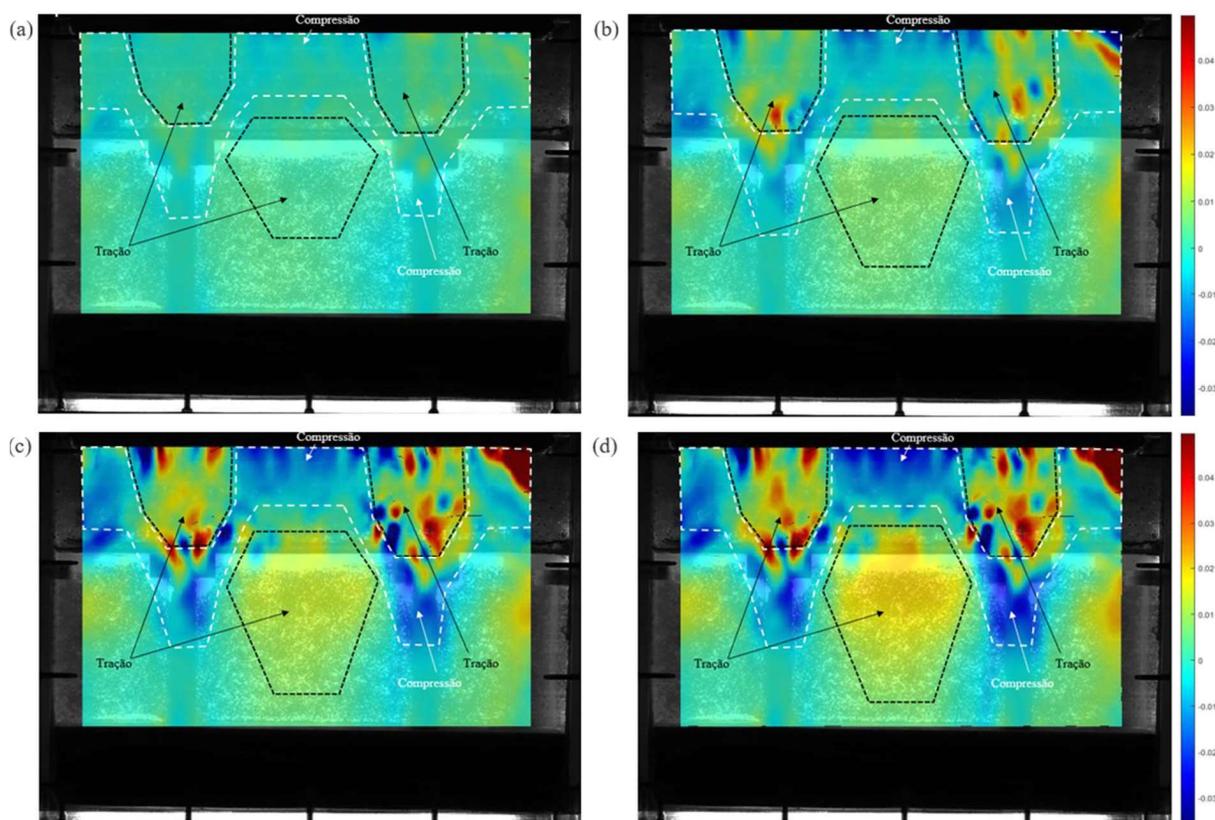


Figura 63 - Deformações horizontais da PTC-1: a) 15 kPa; b) 20 kPa; c) 25 kPa e d) 30 kPa

4.2.2 Plataforma de transferência de carga com duas camadas de reforço geossintético

Neste subcapítulo será apresentado o terceiro modelo estratificado de solos transparentes (PTC-2). Adotou-se a mesma configuração de ensaio do item 4.2.1, no entanto, com a adição de mais uma camada de reforço geossintético. Por questão de objetividade, a mesma nomenclatura, origem, coordenadas e premissas definidas anteriormente serão diretamente replicadas ao longo desse item.

4.2.2.1 Deslocamentos Verticais

O monitoramento do campo de deslocamentos verticais da PTC-2 é mostrado na Figura 64. Cada imagem representa um estágio de carga vertical (15, 20, 25 e 30 kPa). Os perfis de deslocamentos dos reforços geossintéticos estão representados pela linha vermelha pontilhada.

Adotou-se, outra vez, duas seções representativas para cada estágio de carga, conforme indicado na Figura 65. Sobre os capitéis, os deslocamentos são superiores no topo da massa estacionária e reduzem ao longo da profundidade da camada granular para 15 e 20 kPa. Já para 25 e 30 kPa, os deslocamentos reduzem até a elevação de 260 mm. A partir dessa cota, os deslocamentos crescem discretamente em direção ao topo dos capitéis. Ao longo dos carregamentos, nota-se que ambos geossintéticos vão assumindo a forma dos capitéis.

Dentro do domínio da massa móvel, os deslocamentos são timidamente maiores no topo da camada granular e reduzem com a profundidade. Nas adjacências dos geossintéticos, principalmente entre ambas as camadas, os deslocamentos são praticamente constantes. É importante ressaltar que os deslocamentos do geotêxtil é inferior aos deslocamentos verticais dos reforços.

Da perspectiva da argila mole, os deslocamentos diminuem com a profundidade. Os deslocamentos da espuma D28 crescem progressivamente com o aumento de carga. Esse movimento é reflexo da parcela do carregamento C. Nota-se que os deslocamentos da espuma são maiores em direção ao centro do modelo.

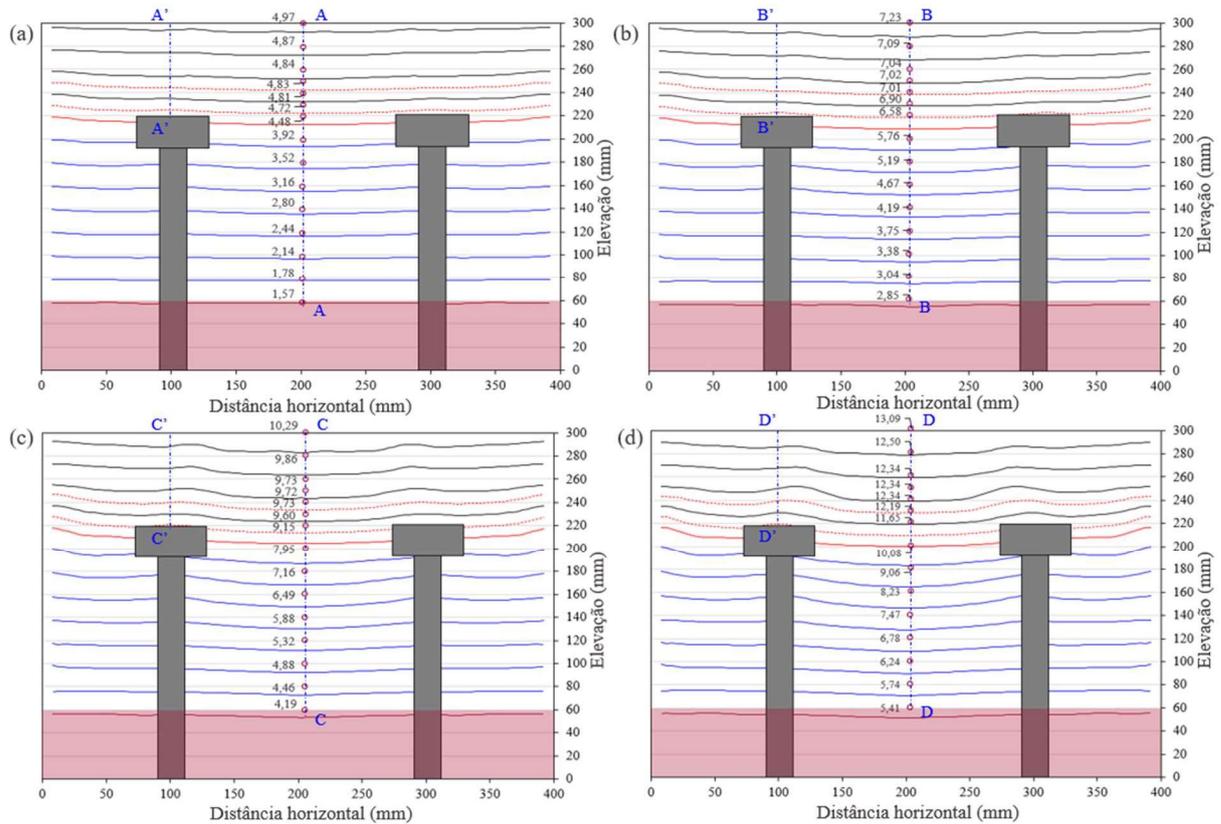


Figura 64 - Evolução dos deslocamentos verticais da PTC-2: a) 15 kPa; b) 20 kPa; c) 25 kPa e d) 30 kPa

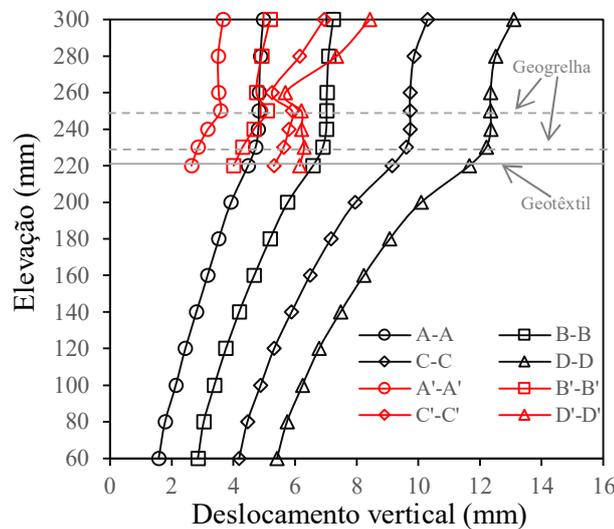


Figura 65 - Perfil de deslocamento vertical ao longo da profundidade

A Figura 66 apresenta a curva tensão-deslocamento da PTC-2. A tensão aplicada foi plotada em função dos deslocamentos medidos na base da massa estacionária e da massa móvel. Novamente, percebe-se que os deslocamentos da massa móvel são superiores aos das massas estacionárias.

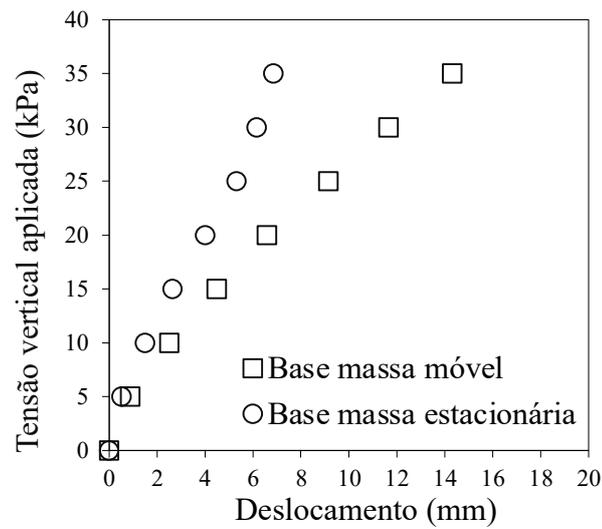


Figura 66 - Curva tensão-deslocamento da PTC-2

4.2.2.2 Deslocamentos Horizontais

A Figura 67 mostra a evolução dos deslocamentos horizontais contidos entre estacas (15, 20, 25 e 30 kPa). Vale ressaltar que os deslocamentos foram ampliados em 5 vezes para facilitar a visualização da condição deformada do modelo.

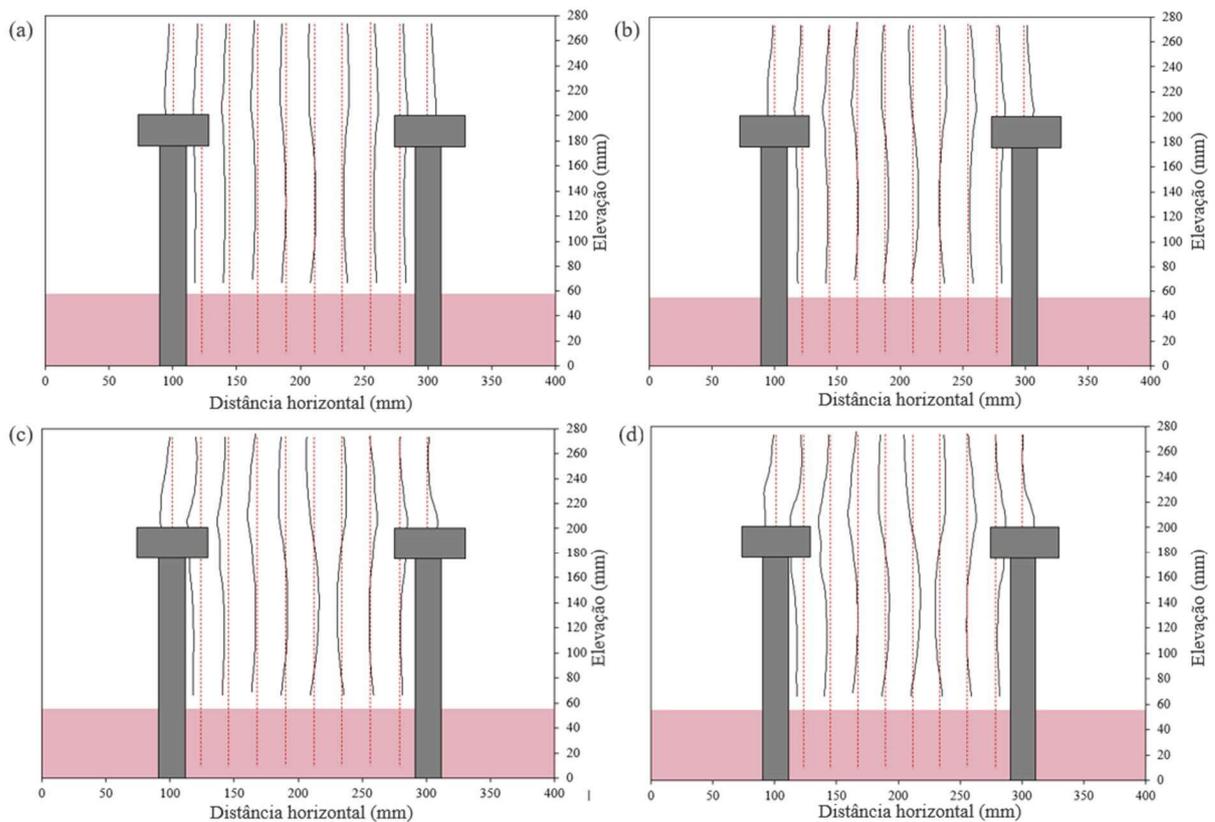


Figura 67 - Evolução dos deslocamentos horizontais da PTC-2: a) 15 kPa; b) 20 kPa; c) 25 kPa e d) 30 kPa

Durante a aplicação de carga, observa-se o encurtamento lateral da massa móvel bem como expansão lateral da massa estacionária. Neste caso, não observou-se a inversão do sentido dos deslocamentos horizontais nas adjacências dos capitéis. Os perfis indicam que os maiores valores absolutos de deslocamento horizontal encontram-se nas proximidades dos capitéis durante todos os estágios de carga.

4.2.2.3 Mecanismos de transferência de carga

As deformações totais (ϵ) e os esforços de tração (T) atuantes no primeiro e segundo reforço geossintético são mostrados na Figura 68 e Figura 69, respectivamente. Foi assumido que ambas as camadas de reforço estão engastadas nas bordas dos capitéis, ou seja, nas coordenadas 0 e 145 mm. Novamente, nos locais com deformação total de compressão, atribuiu-se ao reforço uma carga de tração nula. Notem que o campo de compressão, para ambas as camadas, estendem-se, a partir dos capitéis, 25 mm ($\sim 0,5D$ -sendo D , a largura do capitel-). A Figura 69a indica que os maiores valores de tração da primeira camada de reforço ocorrem, simetricamente, a 65 mm ($\sim 1,3D$) dos capitéis. Em contrapartida, na Figura 69b, pode-se observar as pequenas cargas de tração atuantes no segundo reforço geossintético. Isso aconteceu pois o segundo reforço encontra-se nas proximidades da linha neutra, ou seja, nas adjacências do campo de deformação horizontal por compressão, o que será explicado em detalhes adiante.

Para facilitar a visualização do caminhamento das cargas, plotou-se na Figura 70, a contribuição individual de cada parcela de carga. Percebe-se que até 30 kPa, o arqueamento do solo é o principal mecanismo de transferência de carga. A partir disso, o efeito membrana mostrou-se mais significativo. Vale ressaltar que a parcela B foi dividida em B1 e B2, referente as contribuições das camadas de geossintético 1 e 2. A parcela B1 mostrou uma pequena contribuição nos estágios iniciais de carga. Isso significa que até 20 kPa, a parcela C era superior a parcela B1. Com a relação à parcela B2, nota-se, novamente, uma contribuição ínfima da segunda camada de reforço geossintético, a qual não conseguiu ser eficientemente mobilizada (no domínio entre estacas).

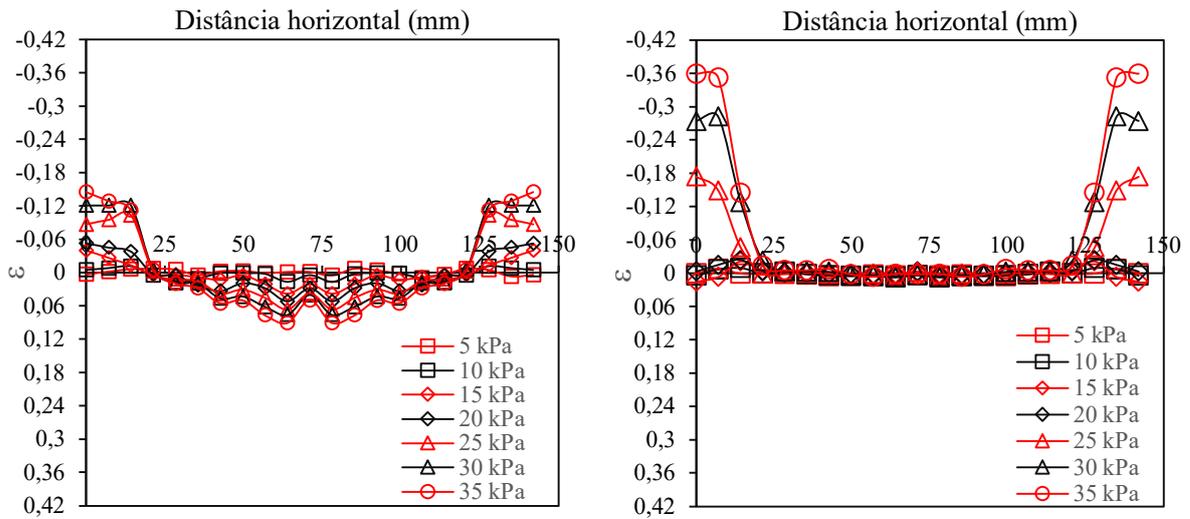


Figura 68 - Deformações totais ϵ : (a) primeiro reforço; (b) segundo reforço

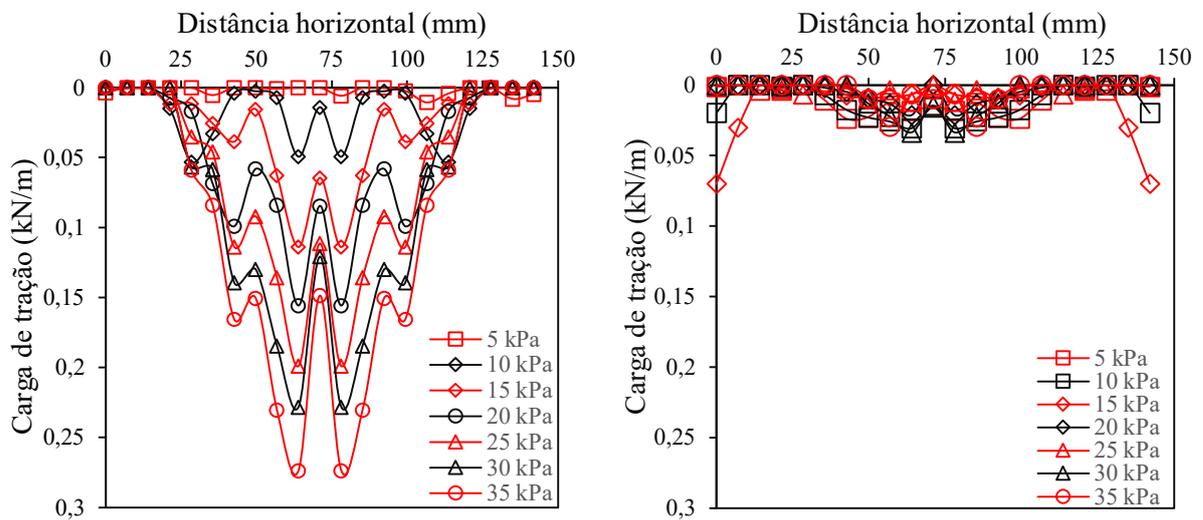


Figura 69 – Cargas de tração: (a) primeiro reforço; (b) segundo reforço

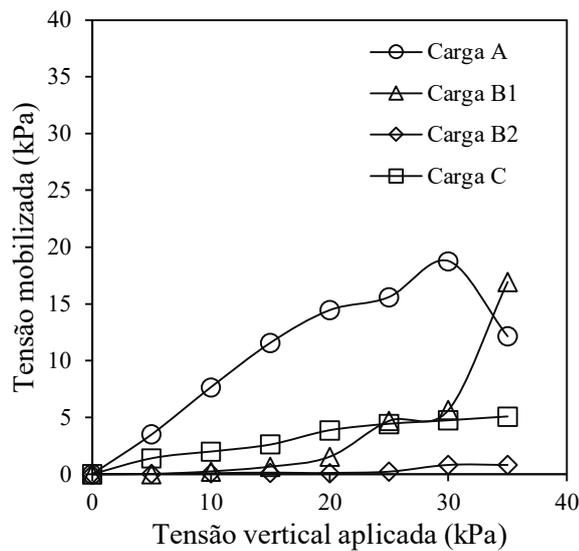


Figura 70 - Tensões mobilizadas por arqueamento, efeito membrana e atuantes no solo

A evolução do parâmetro f em função da deformação do topo da camada de argila transparente é apresentado na Figura 71. Os resultados mostram uma rápida subida da eficiência das estacas até 0,60% de deformação do topo da argila transparente. De 0,60 a 2,62%, a eficiência da estaca continua aumentando moderadamente. A partir desse valor de deformação, nota-se, praticamente, a estabilização do coeficiente f .

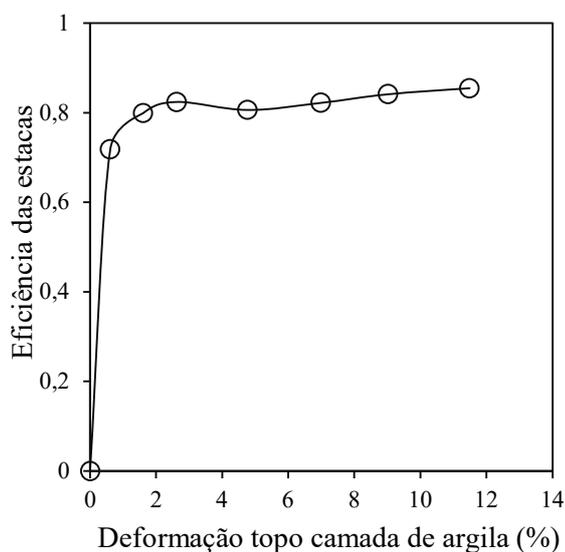


Figura 71 – Eficiência dos elementos isolados de fundação por estaca

A distribuição das deformações de cisalhamento, verticais e horizontais da PTC-2 são mostradas na Figura 72, Figura 73 e Figura 74, respectivamente. A PTC-2 apresentou também, padrões de deformações que assemelham-se ao TDP, conforme indicado pelos resultados de deformação cisalhante na Figura 72. No entanto, nota-se a ocorrência de uma superfície de cisalhamento secundária (linhas cinzas) alinhadas com a direção principal do reforço geossintético. Novamente, os maiores valores de deformação cisalhante encontram-se nas bordas da massa móvel, as quais correspondem as superfícies primárias sub-verticais.

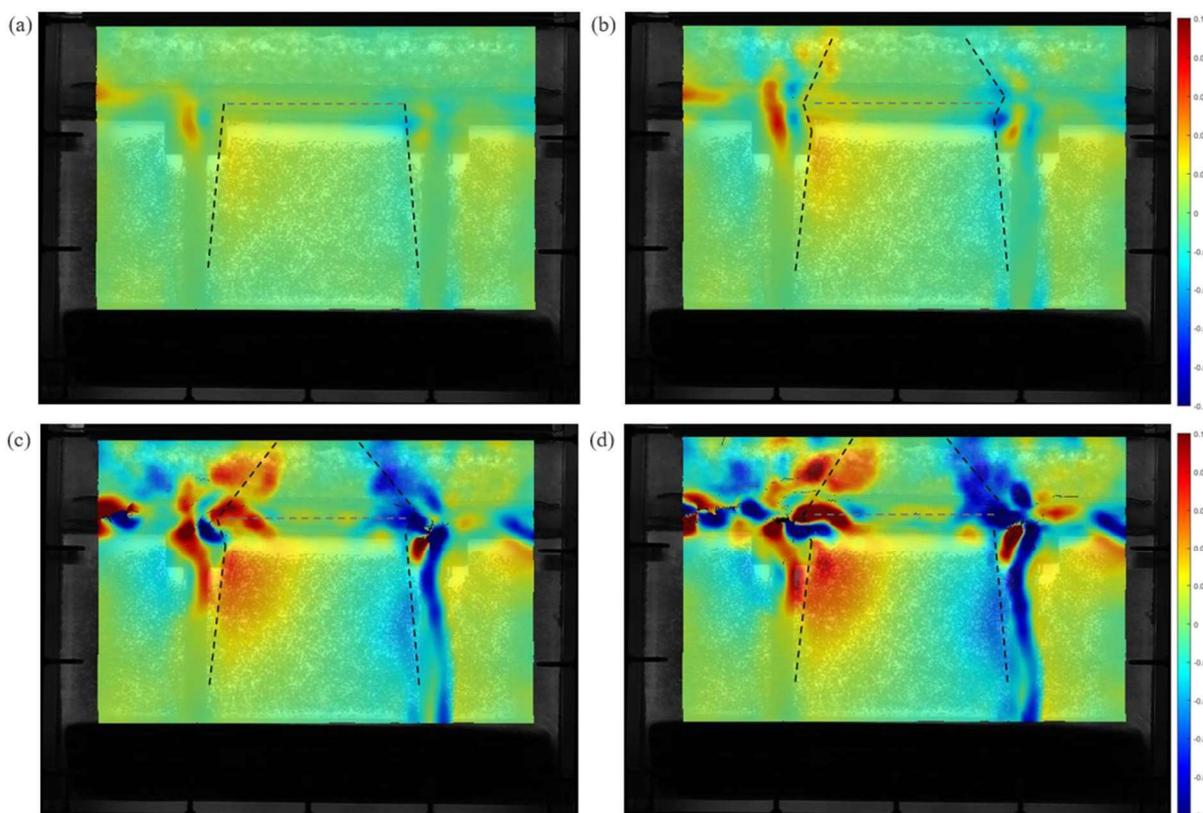


Figura 72 - Deformações cisalhantes da PTC-2: a) 15 kPa; b) 20 kPa; c) 25 kPa e d) 30 kPa

A distribuição das deformações verticais da PTC-2 é apresentada na Figura 73. Nota-se um comportamento semelhante ao segundo modelo físico estratificado de solos transparentes. Apesar da pequena contribuição da segunda camada de geossintético -entre estacas- nos mecanismos de transferência de carga, a presença do reforço promoveu uma expansão da zona de deformações verticais equivalentes, ou seja, uma maior uniformização das deformações. Além dos altos valores de tração no topo da camada granular, as massas estacionárias apresentaram também, altos valores de compressão em sua base.

Dentro da massa móvel, observa-se a ocorrência de baixos valores de deformação por tração. Todavia, os maiores valores de deformação por compressão encontram-se, novamente, na base da camada granular, os quais são maiores na borda da massa móvel e diminuem em direção ao centro entre estacas.

A parte superior da argila transparente apresenta-se totalmente tracionada. Esse comportamento estende-se para o material contido sob a massa móvel, os quais reduzem com a profundidade. Dentro da projeção das massas estacionárias, a Laponite está submetida predominantemente à compressão. Essa discretização foi mapeada desde o início do carregamento.

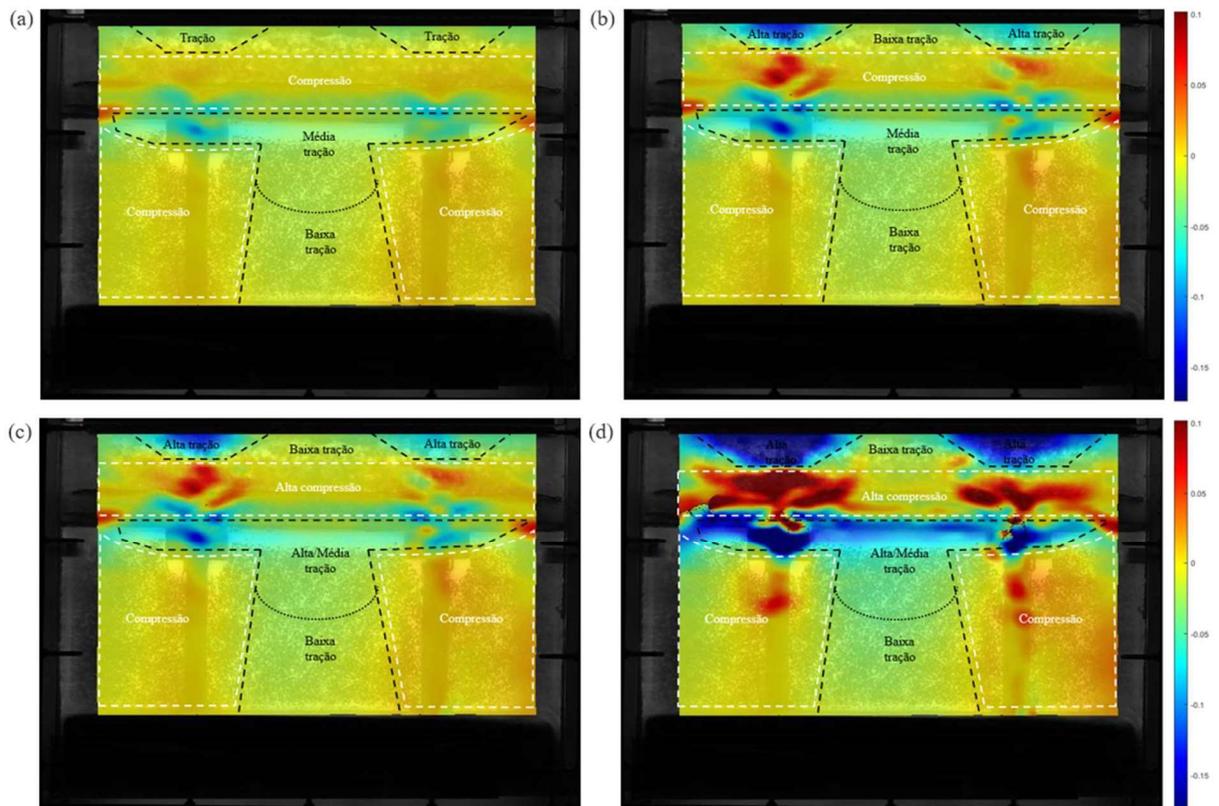


Figura 73 - Deformações verticais da PTC-2: a) 15 kPa; b) 20 kPa; c) 25 kPa e d) 30 kPa

A distribuição das deformações horizontais do modelo estão representadas na Figura 74. Mesmo com duas camadas de geossintético, a camada granular continua emitindo um comportamento de viga. Os maiores valores de tração ocorrem em boa parte da altura das massas estacionárias bem como na base da massa móvel, a qual prolonga-se para a camada de argila transparente. Por outro lado, os maiores valores de compressão estão contido em uma pequena parte da massa estacionária e sob suas projeções, no interior da argila transparente, e no topo da massa móvel.

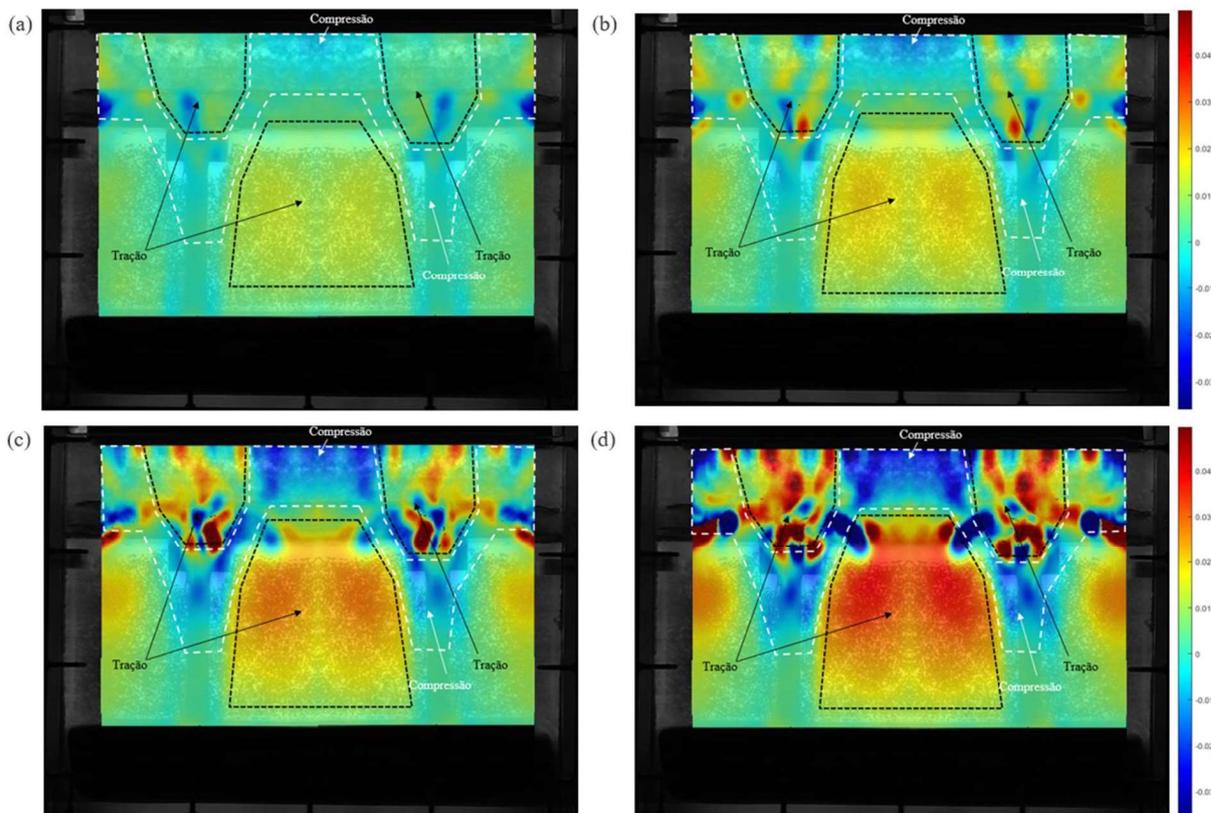


Figura 74 - Deformações horizontais da PTC-2: a) 15 kPa; b) 20 kPa; c) 25 kPa e d) 30 kPa

4.3 COMPARAÇÃO DOS MODELOS FÍSICOS ESTRATIFICADOS DE SOLOS TRANSPARENTES

4.3.1 Deslocamentos verticais

Uma comparação do padrão de deflexão para 15 e 30 kPa de sobrecarga aplicada, dos três modelos estratificados de solos transparentes, são mostrados na Figura 75. Os marcadores centrais representam, numericamente, os respectivos perfis de deslocamentos em relação as suas posições originais. Note que para 15 kPa, todas as plataformas de transferência de carga apresentam deslocamentos verticais de magnitudes equivalentes. Isso aconteceu, pois, para esse dado valor de tensão vertical, o arqueamento de solo é o principal mecanismo de transferência de carga, ou seja, independe-se da presença do reforço geossintético. Para 30 kPa, os maiores valores absolutos ocorrem na PTC-0. Em contrapartida, a PTC-1 e a PTC-2 tiveram deslocamentos verticais similares, uma vez que a segunda camada de reforço geossintético não foi devidamente mobilizada.

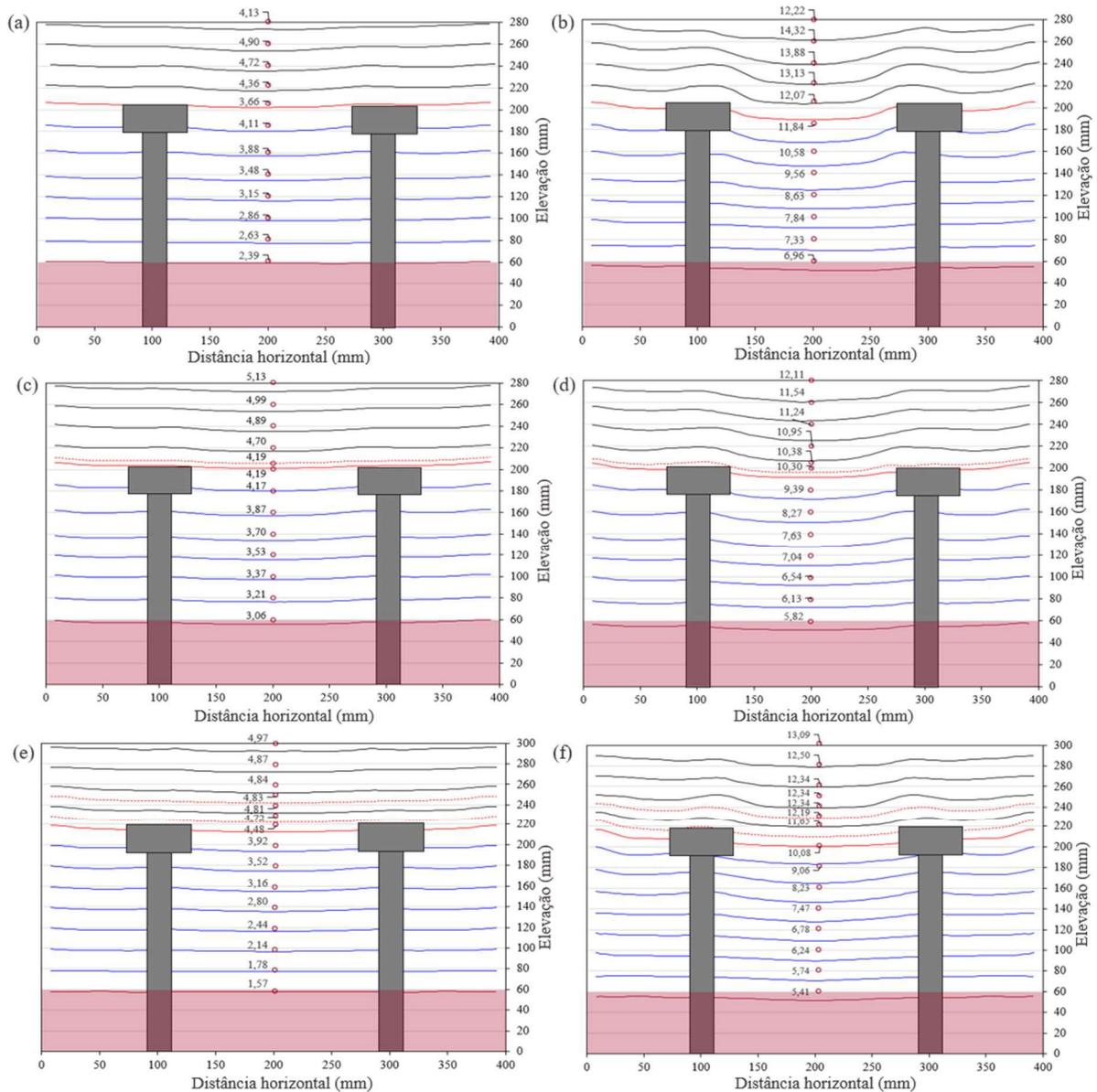


Figura 75 – Comparação dos deslocamentos verticais de todos os modelos: a) e b): primeiro modelo físico submetido a 15 e 30 kPa; c) e d): segundo modelo físico submetido a 15 e 30 kPa; e) e f): terceiro modelo físico submetido a 15 e 30 kPa

Para entender melhor a influência do reforço geossintético nas plataformas de transferência de carga, plotou-se, na Figura 76, os valores dos recalques diferenciais, ou seja, a subtração entre os deslocamentos da massa móvel e da massa estacionária, em função da profundidade. A nomenclatura PTC-0_15 refere-se ao modelo físico sem reforço geossintético, submetido a uma tensão vertical de 15 kPa, e assim por diante. A apresentação dos recalques diferenciais tornam o efeito do geossintético mais nítido, ou seja, percebe-se que o reforço promoveu uma significativa uniformização dos recalques dentro da camada granular. Apesar da pequena efetividade da segunda camada de reforço da PTC-2, percebe-se que a presença do geossintético contribuiu para a redução dos recalques diferenciais.

Do ponto de vista da argila transparente, os deslocamentos verticais tendem para os mesmos valores, independentemente do geossintético. No entanto, é possível notar reflexos da uniformização dos recalques da camada granular em profundidade.

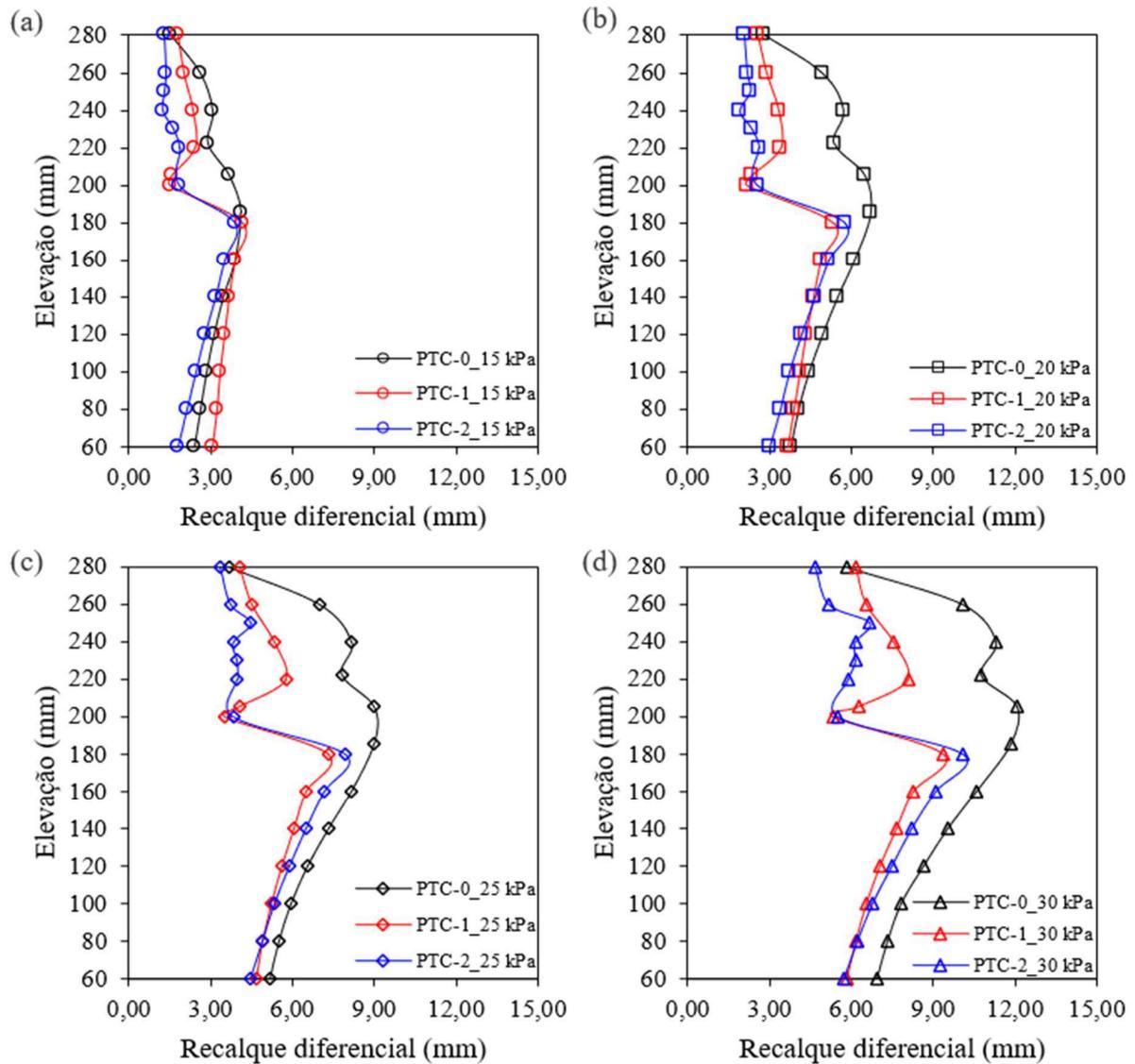


Figura 76 – Evolução dos recalques diferenciais: a) 15 kPa; b) 20 kPa; c) 25 kPa e d) 30 kPa

A Figura 77 apresenta a curva tensão-deslocamento dos respectivos modelos físicos. As curvas indicam que a ruptura não foi atingida. De modo geral, os deslocamentos das massas móveis são superiores aos das massas estacionárias. Conforme comentado anteriormente, em termos absolutos, os resultados são similares. No entanto, percebe-se um enrijecimento do sistema com a presença do reforço geossintético.

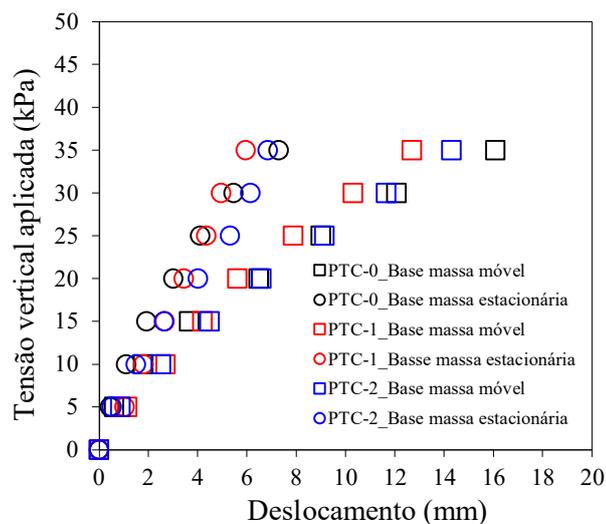


Figura 77 – Comparação das curvas tensão-deslocamento

4.3.2 Deslocamentos horizontais

A Figura 78 mostra a evolução dos deslocamentos horizontais de todos os modelos físicos para 15 e 30 kPa. Vale ressaltar que a magnitude dos deslocamentos foram ampliados em 5 vezes. Em todos os estágios, pode-se notar o encurtamento lateral da massa móvel e com isso, expansão lateral da massa estacionária. Esse fenômeno foi primeiramente apresentado por Terzaghi (1943). Os deslocamentos horizontais no topo dos perfis de deslocamento ocorreram, pois, as partículas tendem para região de menor tensão (massa móvel). Um aspecto importante é a inversão do sentido de deslocamentos sobre os capitéis para as PTC-0 e PTC-1, os quais são indicativos, segundo o meio técnico, da zona de apoio dos arcos de tensão.

As curvas posicionadas ao lado esquerdo do eixo de referência indicam que as partículas transladaram-se para esquerda. Esse raciocínio também é válido para as curvas ao lado direito do eixo de referência, ou seja, moveram-se para direita. É nítido que entre estacas, na base da camada granular, e na argila transparente, está acontecendo o afastamento das partículas, ou seja, tração por natureza. Por outro lado, percebe-se que o topo da camada granular, dentro desse mesmo domínio, os grãos de quartzo estão se aproximando. Para todos os cenários, os maiores valores de deslocamentos horizontais estão localizados nas adjacências dos capitéis.

No contexto da argila transparente, observa-se que os maiores valores de deslocamento horizontal (afastamento das partículas) estão presentes do topo da respectiva camada, os quais reduzem com a profundidade. A forma dos perfis de deslocamentos dão a entender que a

Laponite é expulsa lateralmente durante o carregamento, conforme esperado para argilas moles, as quais produzem carregamentos laterais ao longo do fuste das estacas.

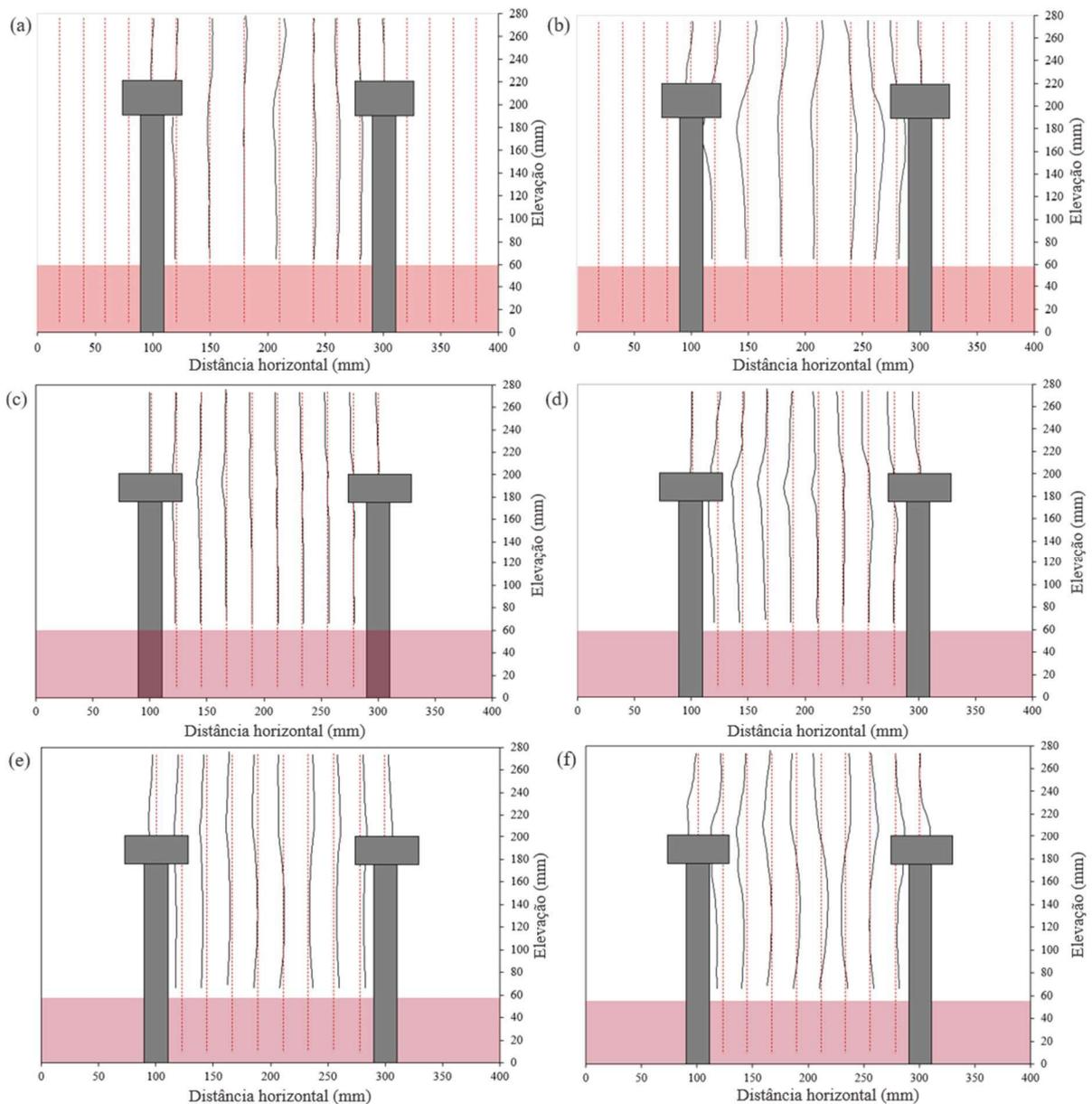


Figura 78 - Comparação dos deslocamentos horizontais de todos os modelos: a) e b): PTC-0 submetida a 15 e 30 kPa; c) e d): PTC-1 submetida a 15 e 30 kPa; e) e f): PTC-2 submetida a 15 e 30 kPa;

4.3.3 Mecanismos de transferência de carga

Para avaliar os mecanismos de transferência de carga mutuamente, propõe-se, na Figura 79, os valores de eficiência das estacas (f) em função do deslocamento do topo da camada de argila transparente. Notem eficiências equivalentes, no entanto, advindas de

mecanismos diferentes. Isso significa que na PTC-0 houve uma maior atuação do arqueamento do solo, enquanto na PTC-1 e PTC-2 houve uma queda do arqueamento do solo e com isso, ativação do efeito membrana. Esse comportamento também foi identificado por Rui *et al.* (2019), através de modelos físicos utilizando um aparato de multialçapão, os quais relatam que a presença do reforço geossintético reduz o efeito do arqueamento do solo. Em outras palavras, quanto menor a rigidez do reforço, maior atuação do arqueamento do solo, o qual depende de recalques diferenciais para sua ativação.

As retas iniciais das curvas de eficiência indicam uma mobilização inicial do arqueamento do solo. Nesse momento, para a PTC-1 e PTC-2, os filamentos dos geossintéticos estão se alinhando, não promovendo efeito nenhum nos mecanismos de transferência de carga. A partir disso, para a PTC-0, ainda há um crescimento de f , no entanto, seguido de uma rápida estagnação. Por outro lado, para a PTC-1 e PTC-2, é possível ver um ligeiro aumento da eficiência, representando uma maior autonomia do efeito membrana. Posteriormente, atinge-se um valor máximo de eficiência, indicada pela horizontalização da curva. É importante mencionar, que todos os modelos físicos tenderam, basicamente, para um mesmo valor de f , no entanto, através de diferentes mecanismos.

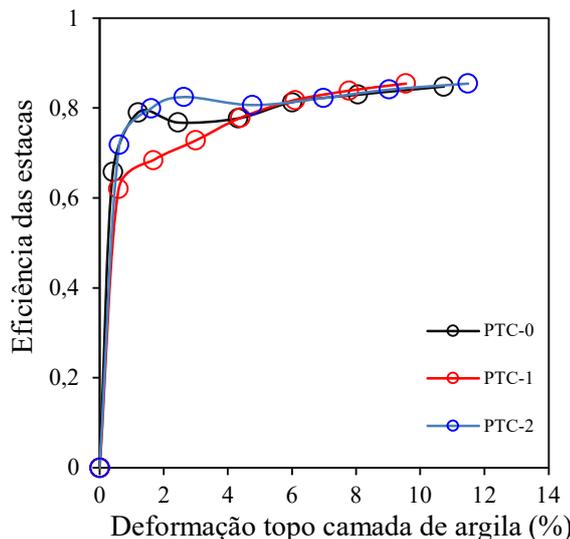


Figura 79 – Comparação da eficiência dos elementos isolados de fundação por estaca dos respectivos modelos

Para fornecer uma melhor compreensão dos mecanismos de transferência de carga que atuam nos respectivos modelos físicos, a distribuição das deformações de cisalhamento, vertical e horizontal são mostradas na Figura 80, Figura 81 e Figura 82, respectivamente. As imagens correspondem aos estágios de 15 e 30 kPa, respectivamente.

Todos os modelos emitiram um comportamento que assemelham-se ao TDP, independentemente do reforço geossintético, conforme mostrado pelas deformações cisalhantes da Figura 80. Um ponto interessante, referente a PTC-2, é a presença de superfícies de cisalhamento secundárias, orientadas horizontalmente, segundo a direção principal da primeira camada de reforço geossintético.

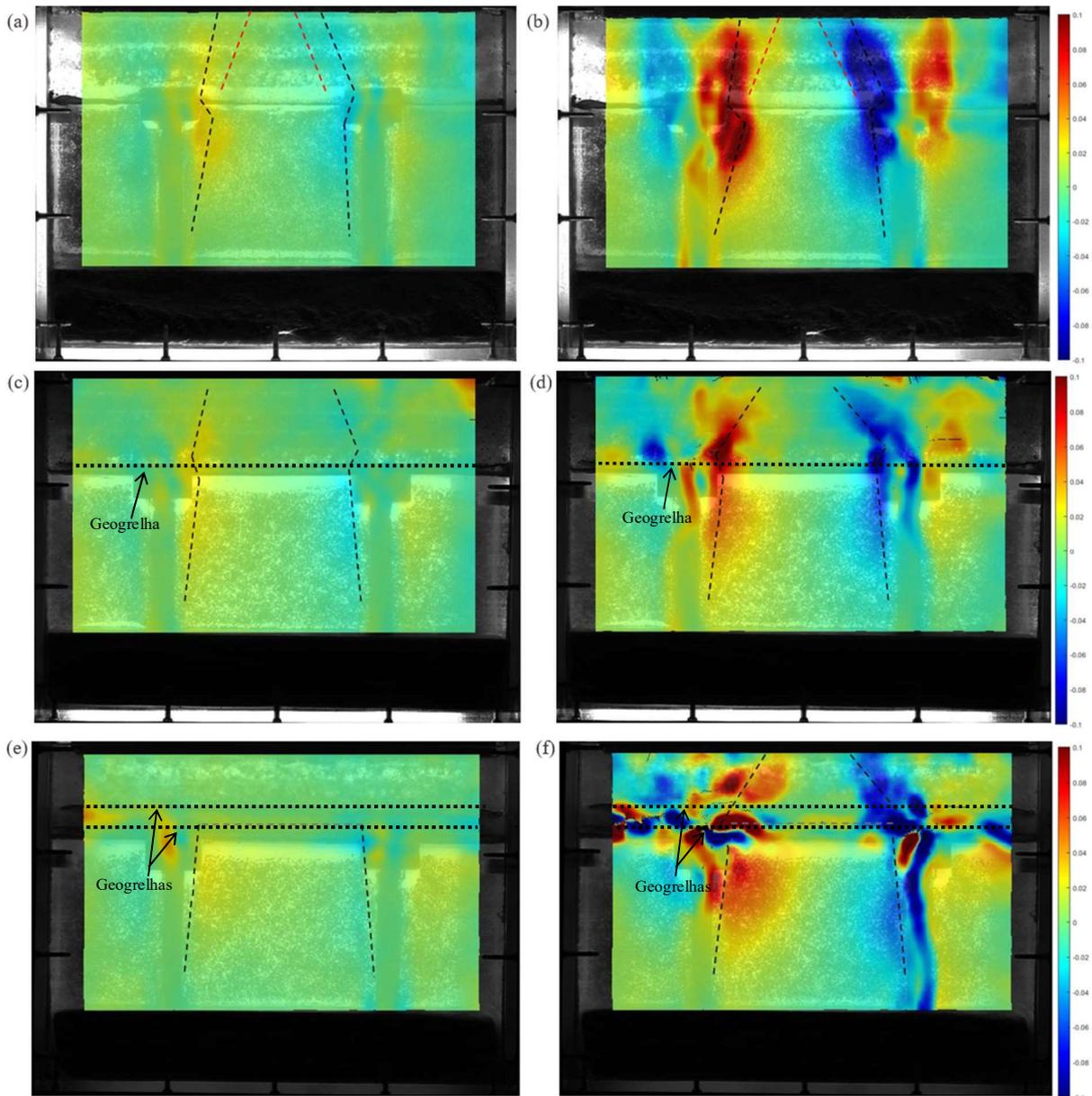


Figura 80 - Comparação das deformações cisalhantes de todos os modelos: a) e b): PTC-0 submetida a 15 e 30 kPa; c) e d): PTC-1 submetida a 15 e 30 kPa; e) e f): PTC-2 submetida a 15 e 30 kPa;

A presença do reforço geossintético induziu uma redução brusca dos valores de deformação cisalhante, ou seja, de 0,1 (PTC-0) para aproximadamente 0,06 nas PTC-1 e PTC-2. Outro

ponto interessante, é a ocorrência de valores críticos nas proximidades dos capitéis para os modelos reforçados, ou seja, na região de ancoragem dos geossintéticos.

A distribuição das deformações verticais dos modelos é apresentada na Figura 81. Em todos os casos é possível perceber que os maiores valores de deformação vertical por tração encontram-se no topo das massas estacionárias.

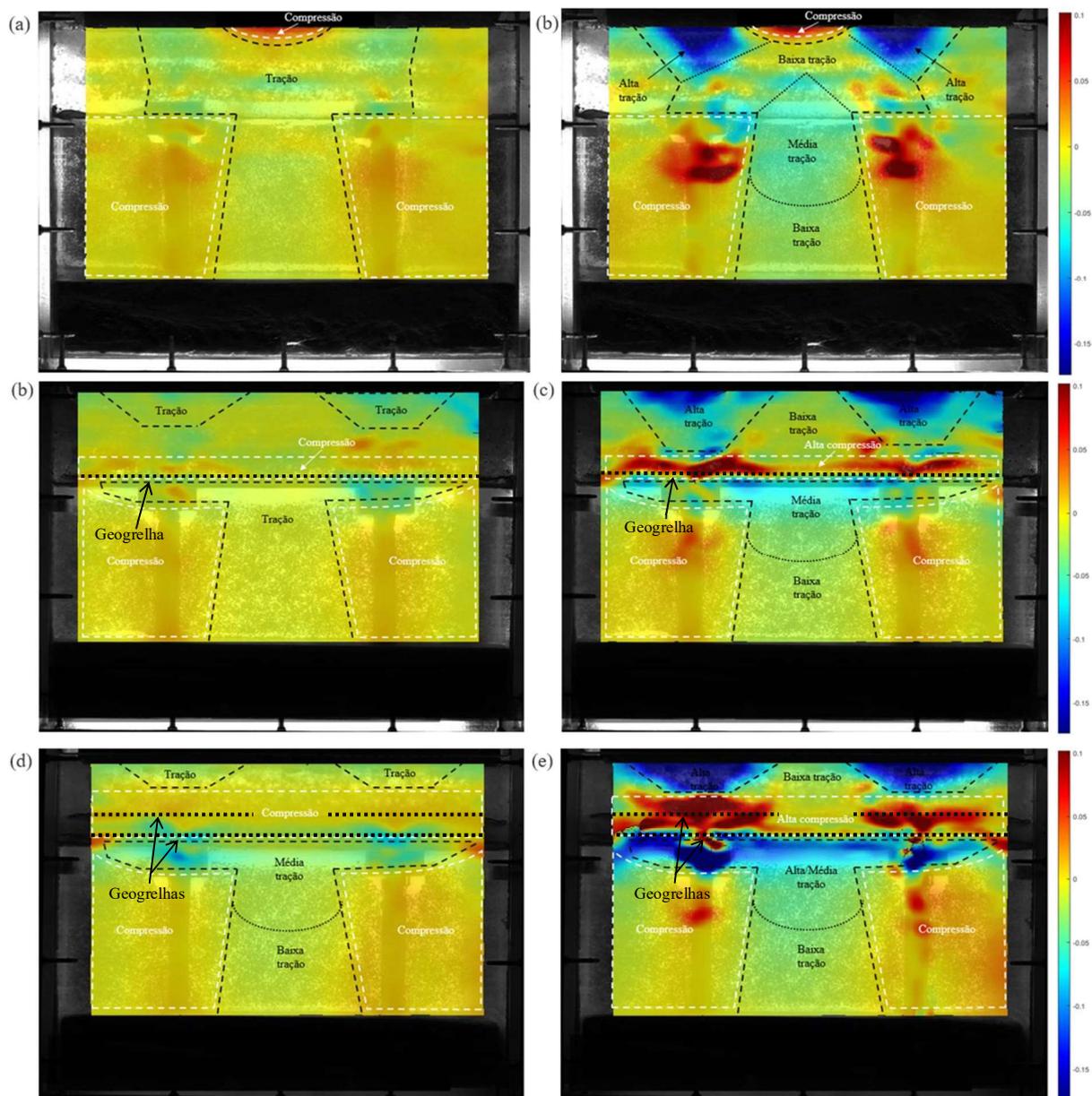


Figura 81 - Comparação das deformações verticais de todos os modelos: a) e b): PTC-0 submetida a 15 e 30 kPa; c) e d): PTC-1 submetida a 15 e 30 kPa; e) e f): PTC-2 submetida a 15 e 30 kPa

Para a PTC-0, as massas estacionárias encontram-se totalmente tracionadas, enquanto a presença do reforço induziu um campo de compressão dentro dessa região, promovendo a PTC-1 e PTC-2, massas estacionárias parcialmente tracionadas. O reforço geossintético gerou, o que

chamamos aqui, de região de deformação vertical equivalente, ou seja, uma uniformização das deformações no nível do geossintético. Da perspectiva da massa móvel, a PTC-0 encontra-se com topo comprimido. Vale ressaltar que esse é o único trecho da camada granular sob uma deformação vertical de compressão. Por outro lado, essa zona de contração não foi notada na PTC-1 e PTC-2, os quais apresentam um comportamento dilatante. Subjacente a essa região de compressão, a PTC-0 apresenta uma região triangular, que estende-se até a base, com baixos valores de deformação vertical por tração. Para os demais modelos, nota-se uma região triangular com baixos valores de tração, no entanto, seguido de uma rápida transição para zona de deformações -por compressão- equivalentes. Essa transição é ainda mais rápida para a PTC-2 devido a presença do segundo reforço geossintético.

A presença do geossintético mostrou influência no padrão de deformação vertical da camada de argila transparente. Para a PTC-1, podia-se dividir o campo de deformações da argila em duas principais partes: compressão sob a projeção das massas estacionárias e tração sob a projeção das massas móveis. Em ambas as situações, as deformações reduzem com a profundidade. Por outro lado, a presença do reforço induziu a ocorrência de um campo de tração significativo no topo da camada de argila, independentemente do domínio. No entanto, sob essa zona de tração, a discretização apresentada para PTC-0 também era válida para a PTC-1 e PTC-2, no entanto, com valores absolutos muito menores.

A distribuição das deformações horizontais de todos os modelos físicos para 15 e 30 kPa, estão representadas na Figura 82. Observa-se a ocorrência simultânea de campos de deformação horizontal por compressão e tração dentro dos modelos estratificados de solos transparentes. Em todos os casos, independentemente da carga e do reforço geossintético, os modelos físicos apresentaram padrões de deformação horizontal equivalentes. Observa-se que os maiores valores de tração ocorrem em boa parte da altura das massas estacionárias bem como nas bases das massas móveis, a quais estendem-se para a camada de argila transparente. Em contrapartida, os maiores valores de compressão estão contido em uma pequena parte da base das massas estacionárias e nos topos das massas móveis. Isso significa que os modelos apresentaram comportamento compatível com vigas contínuas. Em outras palavras, os geossintéticos devem ser alocados dentro da zona de tração, para que sejam devidamente mobilizados. É importante mencionar que o segundo reforço geossintético encontra-se nas proximidades da zona de compressão, o que justifica seu baixo desempenho, ou seja, os mecanismos de resposta da plataforma de transferência de carga fizeram com que o reforço trabalhasse praticamente distendido no domínio entre estacas. Isso significa que somente dentro

das massas estacionárias surgiram cargas de tração na segunda camada de reforço. É notório que a primeira camada de reforço tem um comportamento totalmente invertido, ou seja, com carga de tração nula dentro das massas estacionárias e com altos valores de tração dentro das massas móveis. De maneira geral, os reforços geossintéticos promoveram uma redução das deformações tanto das massas móveis quanto das massas estacionárias, provavelmente devido a uniformização dos recalques conforme mencionado anteriormente.

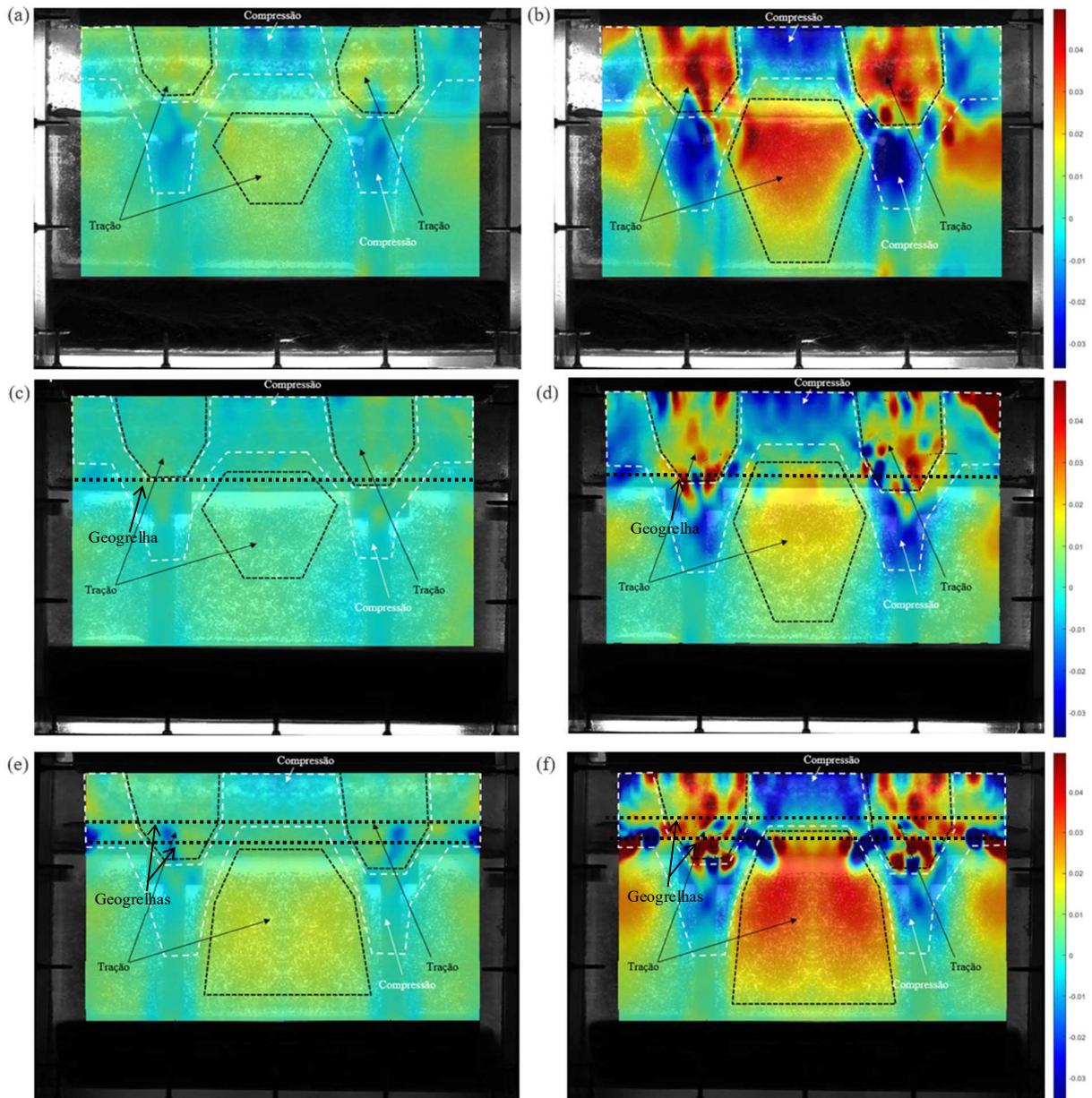


Figura 82 - Comparação das deformações horizontais de todos os modelos: a) e b) PTC-0 submetida a 5 e 30 kPa; c) e d): PTC-1 submetida a 5 e 30 kPa; e) e f): PTC-2 submetida a 5 e 30 kPa

5 CONCLUSÕES

Um sistema estratificado de solos transparente foi desenvolvido para conduzir uma investigação abrangente dos mecanismos envolvidos em aterros estaqueados. Esta técnica inovadora não só forneceu resultados observacionais, mas também facilitou a quantificação das deformações cisalhantes, verticais e horizontais desenvolvidas nas plataformas de transferência de carga, geossintéticos e nos elementos isolados de fundação.

Um dos desafios encontrados nesta dissertação foi o desenvolvimento de plataformas de transferência de carga de areia transparente sobre uma camada de argila mole, também transparente, o qual foi superado pela utilização combinada do quartzo fundido e a Laponite RD[®]. O quartzo fundido foi imerso em um fluido de saturação composto por uma mistura de óleo mineral e a aguarrás. Nenhuma alteração química, dentro do respectivo tempo de ensaio, ocorreu entre os materiais utilizados neste estudo, tornando esta tecnologia valiosa para a aplicação sugerida. Uma técnica envolvendo partículas opacas marcadoras foi utilizada nos modelos para aumentar sua rastreabilidade e, com isso, capturar a distribuição de deslocamentos e deformações ao longo da seção bidimensional. A metodologia apresentada é, atualmente, uma das poucas -primeira no contexto de solos transparentes- que possibilita a identificação dos mecanismos de transferência de carga de aterros considerando a presença do solo mole, visto que a maioria dos estudos utilizam os aparatos de alçapão (sistemas homogêneos). Com base nos desenvolvimentos apresentados neste trabalho, enumeram-se as seguintes conclusões:

- Os sistema estratificado de solos transparentes mostraram-se adequados para simulação de plataformas de transferência de carga -no contexto de aterro sobre solos moles-;
- Os três modelos físicos apresentaram um padrão de deformação que rememoram um padrão triangular de deformação, independente do reforço geossintético, os quais são compatíveis com os resultados divulgados no meio técnico, comprovando a representatividade do sistema estratificado de solos transparentes;
- Em todos os modelos físicos notou-se a ocorrência de arcos triangulares, durante todos os estágios de carga; evidenciando que a geogrelha modelo adotada não interferiu nos padrões de deformação do conjunto;
- Todos os modelos físicos apresentaram um padrão de deflexão que rememoram uma viga contínua submetida a flexão, ou seja, do ponto de vista de deformação horizontal, a plataforma de transferência de carga está parcialmente tracionada. Isso significa que os geossintéticos alocados na zona de compressão não serão devidamente mobilizados;

- A presença de uma camada de reforço geossintético reduziu, de maneira geral, os deslocamentos e as respectivas deformações. Além disso, as camadas de reforços promoveram uma significativa uniformização dos deslocamentos e deformações, principalmente as verticais;
- A presença do reforço geossintético induziu uma redução brusca dos valores de deformação cisalhante. Os valores reduziram de 0,1 (PTC-0) para aproximadamente 0,06 na PTC-1 e PTC-2;
- Em todos os modelos físicos, o principal mecanismo de transferência de carga foi o arqueamento do solo. Nos estágios iniciais, o efeito membrana é pouco significativo, devido ao processo de estiramento e alinhamento dos filamentos;
- A segunda camada de reforço geossintético da PTC-2 não foi efetivamente mobilizada, no entanto, contribuiu para uniformização dos deslocamentos e deformações;
- A presença do reforço geossintético reduziu a atuação do arqueamento do solo. Isso significa que quanto maior a rigidez do reforço, maior a mobilização do efeito membrana e com isso, menos significativo é o arqueamento do solo;
- A eficiência dos modelos estratificados de solos transparentes foram similares, no entanto, advindas de mecanismos de transferência de carga distintos. Isso significa que na PTC-0 houve uma maior contribuição do arqueamento do solo, enquanto na PTC-1 e PTC-2, houve uma queda da relevância desse fenômeno e com isso, uma maior autonomia do efeito membrana.

REFERÊNCIAS

- Abdullah, C.H., 2006. EVALUATION OF LOAD TRANSFER PLATFORMS E THEIR DESIGN METHODS FOR EMBANKMENTS SUPPORTED ON GEOPIERS. *Mol. Biol.* xxi. <https://doi.org/10.1016/b978-012397720-5.50034-7>
- Abdullah, C.H., Edil, T.B., 2007. Behaviour of geogrid-reinforced load transfer platforms for embankment on rammed aggregate piers. *Geosynth. Int.* 14, 141–153. <https://doi.org/10.1680/gein.2007.14.3.141>
- Abdullah, C.H., Edil, T.B., Ghosh, B., Fatahi, B., Khabbaz, H., Yin, J.H., Tarigan, P.B., 2017. Analytical study for double-layer geosynthetic reinforced load transfer platform on column improved soft soil. *Geosynth. Int.* 45, 508–536. <https://doi.org/10.1680/gein.2007.14.3.141>
- Abhishek, S.V., Madhav, M.R., 2016. Embankments on soft ground e ground improvement: An Overview.
- ABNT NBR, 16840, 2021. Solo — Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos.
- ABNT NBR, 16843, 2021. Solo — Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos.
- ABNT NBR, 6459, 2011. Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm — Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Assoc. Bras. Normas Técnicas 8.
- ABNT NBR, 7180, 2016. Solo - Determinação do Limite de Plasticidade.
- ABNT NBR ISO, 10319, 2019. Geossintéticos — Ensaio de tração faixa larga.
- Ads, A., Iskander, M., Bless, S., 2020a. Soil–projectile interaction during penetration of a transparent clay simulant. *Acta Geotech.* 15, 815–826. <https://doi.org/10.1007/s11440-020-00921-z>
- Ads, A., Iskander, M., Bless, S., 2020b. Shear strength of a synthetic transparent soft clay using a miniature ball penetrometer test. *Geotech. Test. J.* 43. <https://doi.org/10.1520/GTJ20190020>
- Almeida, M.S.S., Fagundes, D.F., Hartmann, D.A., 2019. Load transfer mechanism of reinforced piled embankments.
- Arachchige, U.N., Cruden, A.R., Weinberg, R., 2021. Laponite gels - visco-elasto-plastic analogues for geological laboratory modelling. *Tectonophysics* 805, 228773.

- <https://doi.org/10.1016/j.tecto.2021.228773>
- ASTM D3080., 2007. Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained. <https://doi.org/10.1520/D3080>
- Beemer, R.D., Aubeny, C.P., 2012. Digital image processing of drag embedment anchors in translucent silicate gel. *Proc. GeoManitoba*.
- Beemer, R.D., Shaughnessy, E., Ewert, K.R., Boardman, N., Biscontin, G., Aubeny, C.P., Grajales, F.J., 2016. The Use of Sodium Pyrophosphate to Improve a Translucent Clay Simulate. *J. Chem. Inf. Model.* 53, 1689–1699. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- Blaber, J., Adair, B., Antoniou, A., 2015. Ncorr: Open-Source 2D Digital Image Correlation Matlab Software. *Exp. Mech.* 55, 1105–1122. <https://doi.org/10.1007/s11340-015-0009-1>
- Black, J.A., 2015. Centrifuge modelling with transparent soil e laser aided imaging. *Geotech. Test. J.* 38, 631–644. <https://doi.org/10.1520/GTJ20140231>
- Blanc, M., Rault, G., Thorel, L., Almeida, M., 2013. Centrifuge investigation of load transfer mechanisms in a granular mattress above a rigid inclusions network. *Geotext. Geomembranes* 36, 92–105. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2012.12.001>
- Blanc, M., Thorel, L., Girout, R., Almeida, M., 2014. Geosynthetic reinforcement of a granular load transfer platform above rigid inclusions: Comparison between centrifuge testing e analytical modelling. *Geosynth. Int.* 21, 37–52. <https://doi.org/10.1680/gein.13.00033>
- Borges, J.L., Gonçalves, M.S., 2016. Jet-grout column-reinforced soft soils incorporating multilayer geosynthetic-reinforced platforms. *Soils Found.* 56, 57–72. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2016.01.005>
- Britton, E., 2012. An experimental investigation of arching in piled embankments e embankments overlying voids.
- BS8006, 2010. BSI Standards Publication Code of practice for strengthened / reinforced soils e other fills. *Br. Stand. Inst.* 179–191.
- BYK Additives & Instruments, 2014. Laponite : performance additives. *LAPONITE Perform. Addit.* 22.
- Cao, Z., Liu, J., Liu, H., 2011. Transparent fused silica to model natural sand. *Pan-Am CGS Geotech. Conf.* 1–6.
- Carvalho, T., Suescun-Florez, E., Omidvar, M., Iskander, M., 2015. A nonviscous water-based pore fluid for modeling with transparent soils. *Geotech. Test. J.* 38, 805–811. <https://doi.org/10.1520/GTJ20140278>

- Carvalho, T.G.B., 2015. PROPRIEDADES DOS SOLOS TRANSPARENTES E TÉCNICAS DE CORRELAÇÃO DE IMAGENS DIGITAIS PARA APLICAÇÃO EM MODELAGEM FÍSICA GEOTÉCNICA.
- Chen, J. F., Gu, Z.-A., Rajesh, S., Yu, S.-B., 2021. Pullout Behavior of Triaxial Geogrid Embedded in a Transparent Soil. *Int. J. Geomech.* 21, 04021003. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.0001936](https://doi.org/10.1061/(asce)gm.1943-5622.0001936)
- Chen, J.F., Guo, X., Sun, R., Rajesh, S., Jiang, S., Xue, J., 2021. Physical e numerical modelling of strip footing on geogrid reinforced transparent sand. *Geotext. Geomembranes* 49, 399–412. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2020.10.011>
- Chen, J.F., Guo, X.P., Xue, J.F., Guo, P.H., 2019a. Failure analysis of reinforced foundation using transparent soils. *Environ. Sci. Eng.* 1, 649–657. https://doi.org/10.1007/978-981-13-2224-2_80
- Chen, J.F., Guo, X.P., Xue, J.F., Guo, P.H., 2019b. Load behaviour of model strip footings on reinforced transparent soils. *Geosynth. Int.* 26, 251–260. <https://doi.org/10.1680/jgein.19.00003>
- Chini, C.M., Wallace, J.F., Rutherford, C.J., Peschel, J.M., 2015. Shearing failure visualization via particle tracking in soft clay using a transparent soil. *Geotech. Test. J.* 38, 708–724. <https://doi.org/10.1520/GTJ20140210>
- CUR226, 2016. Design Guideline Basal Reinforced Piled Embankments Downloaded 274.
- Dang, C.C., Dang, L.C., 2020a. Evaluation of the at-rest lateral earth pressure coefficient of fibre reinforced load transfer platform e columns supported embankments. *Lect. Notes Civ. Eng.* 54, 647–652. https://doi.org/10.1007/978-981-15-0802-8_102
- Dang, C.C., Dang, L.C., 2020b. Influence of Fibre-Reinforced Load Transfer Platform Supported Embankment on Floating Columns Improved Soft Soils 215–227. https://doi.org/10.1007/978-981-15-2349-6_14
- Dang, L.C., Dang, C.C., Khabbaz, H., 2018. Numerical Analysis on the Performance of Fibre Reinforced Load Transfer Platform e Deep Mixing Columns Supported Embankment 1. <https://doi.org/10.1007/978-3-319-63889-8>
- Dang, L.C., Dang, C.C., Khabbaz, H., Fatahi, B., 2008. Numerical Assessment of Fibre Inclusion in Load Transfer Platform for Pile-Supported Embankments over Soft Soil. *J. Chem. Inf. Model.* 53, 287. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- Dang, L.C., Dang, C.C., Street, T.K., Chi, H., City, M., Nam, V., Khabbaz, H., 2019. Numerical Modelling of Embankment Supported by Fibre Reinforced Load Transfer Platform e

- Cement Mixed Columns Reinforced Soft Soil. <https://doi.org/10.32075/17ECSMGE-2019-0138>
- De Guzman, E.M., Alfaro, M., 2016. Modelling a Highway Embankment on Peat Foundations Using Transparent Soil. *Procedia Eng.* 143, 363–370. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2016.06.046>
- Deb, K., 2010. A mathematical model to study the soil arching effect in stone column-supported embankment resting on soft foundation soil. *Appl. Math. Model.* 34, 3871–3883. <https://doi.org/10.1016/j.apm.2010.03.026>
- EBGEO, 2011. Recommendations for design e analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements -EBGEO.
- Ezzein, F.M., Bathurst, R.J., 2014. A new approach to evaluate soil-geosynthetic interaction using a novel pullout test apparatus e transparent granular soil. *Geotext. Geomembranes* 42, 246–255. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2014.04.003>
- Ezzein, F.M., Bathurst, R.J., 2011. A transparent sand for geotechnical laboratory modeling. *Geotech. Test. J.* 34. <https://doi.org/10.1520/GTJ103808>
- Fagundes, D.F., Almeida, M.S.S., Thorel, L., Blanc, M., 2017. Load transfer mechanism e deformation of reinforced piled embankments. *Geotext. Geomembranes* 45, 1–10. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2016.11.002>
- Filz, G.M., Sloan, J.A., McGuire, M.P., Smith, M., Collin, J., 2019. Settlement e Vertical Load Transfer in Column-Supported Embankments. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.* 145, 1–15. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0002130](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002130)
- Gallant, A.P., Shatnawi, E., Farouz, E., Jones, T., 2018. A Case Study of Settlement e Load Transfer at Depth Beneath Column-Supported Embankments. *Geotech. Spec. Publ.* 2018-March, 337–351. <https://doi.org/10.1061/9780784481592.034>
- Ghosh, B., Fatahi, B., Khabbaz, H., 2017. Analytical solution to analyze LTP on column-improved soft soil considering soil nonlinearity. *Int. J. Geomech.* 17. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000751](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000751)
- Ghosh, B., Fatahi, B., Khabbaz, H., Hsi, J., 2016. Reinforced Timoshenko Beam theory to simulate load transfer mechanism in CMC supported embankments.
- Ghosh, B., Fatahi, B., Khabbaz, H., Nguyen, H.H., Kelly, R., 2021. Field study e numerical modelling for a road embankment built on soft soil improved with concrete injected columns e geosynthetics reinforced platform. *Geotext. Geomembranes* 49, 804–824. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2020.12.010>

- Han, J., Gabr, M.A., 2002. Numerical analysis of geosynthetic-reinforced pile-supported earth platforms over soft soil. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.* 128, 44–53. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2002\)128:1\(44\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2002)128:1(44))
- Huang, J., Han, J., Collin, J.G., 2005. Geogrid-reinforced pile-supported railway embankments: A three-dimensional numerical analysis. *Transp. Res. Rec.* 221–229. <https://doi.org/10.3141/1936-25>
- IREX, 2012. ASIRI National Project: Recommendations for the design, construction e control of rigid inclusion ground improvements 317.
- Iskander, Maged g.; Sadek, Samer; Liu, J., 2002. OPTICAL MEASUREMENT OF DEFORMATION USING TRANSPARENT SILICA GEL TO MODEL SAND. *IJPMG - Int. J. Phys. Model. Geotech.* 4 13–26.
- Iskander, M., Lai, J., Oswald, C., Mannheimer, R., 1994. Development of a Transparent Material to Model the Geotechnical Properties of Soils. *Geotech. Test. J.* 17, 425. <https://doi.org/10.1520/gtj10303j>
- Iskander, M., Liu, J., 2010. Spatial deformation measurement using transparent soil. *Geotech. Test. J.* 33. <https://doi.org/10.1520/GTJ102745>
- Iskander, M.G., Liu, J., Sadek, S., 2002. Transparent amorphous silica to model clay. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.* 128, 262–273. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2002\)128:3\(262\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2002)128:3(262))
- Jatav, S., Joshi, Y.M., 2014. Chemical stability of Laponite in aqueous media. *Appl. Clay Sci.* 97–98, 72–77. <https://doi.org/10.1016/j.clay.2014.06.004>
- Khatami, H., Deng, A., Jaksa, M., 2019. An experimental study of the active arching effect in soil using the digital image correlation technique. *Comput. Geotech.* 108, 183–196. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2018.12.023>
- King, L., King, D., Bouazza, A., Gniel, J., Rowe, R.K., 2021a. Design of geosynthetic reinforced column supported embankments using an interaction diagram. *Geotext. Geomembranes* 49, 159–165. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2020.09.010>
- King, L., King, D., Bouazza, A., Gniel, J., Rowe, R.K., 2021b. Design of geosynthetic reinforced column supported embankments using an interaction diagram. *Geotext. Geomembranes* 49, 159–165. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2020.09.010>
- Kong, G., Zhou, Y., Yang, Q., Wang, C., Chen, Y., 2020. Geotechnical Properties of a New Transparent Clay. *Int. J. Geomech.* 20, 06020032. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.0001880](https://doi.org/10.1061/(asce)gm.1943-5622.0001880)

- Lei, H., Liu, M., Zhai, S., Liu, Y., Jiang, M., 2020. Evaluation of geotechnical properties of fused quartz for transparent material. *Japanese Geotech. Soc. Spec. Publ.* 8, 170–175. <https://doi.org/10.3208/jgssp.v08.c52>
- Liu, C., Tang, X., Wei, H., Wang, P., Zhao, H., 2020. Model Tests of Jacked-Pile Penetration into Sand Using Transparent Soil e Incremental Particle Image Velocimetry. *KSCE J. Civ. Eng.* 24, 1128–1145. <https://doi.org/10.1007/s12205-020-1643-4>
- Liu, J., Iskander, M.G., 2010. Modelling capacity of transparent soil. *Can. Geotech. J.* 47, 451–460. <https://doi.org/10.1139/T09-116>
- Liu, J., Iskander, M.G., Sadek, S., 2003. Consolidation e Permeability of Transparent Amorphous Silica. *Geotech. Test. J.* 26, 390–401. <https://doi.org/10.1520/gtj11257j>
- Ma, S., Duan, Z., Huang, Z., Liu, Y., Shao, Y., 2022. Study on the stability of shield tunnel face in clay e clay-gravel stratum through large-scale physical model tests with transparent soil. *Tunn. Undergr. Sp. Technol.* 119, 104199. <https://doi.org/10.1016/j.tust.2021.104199>
- Morsy, A.M., Zornberg, J.G., 2021. Soil-reinforcement interaction: Stress regime evolution in geosynthetic-reinforced soils. *Geotext. Geomembranes* 49, 323–342. <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2020.08.007>
- Morsy, A.M., Zornberg, J.G., Han, J., Leshchinsky, D., 2019. A new generation of soil-geosynthetic interaction experimentation. *Geotext. Geomembranes* 47, 103455. <https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2019.04.001>
- Neumann, B.S., 1965. Behaviour of a synthetic clay in pigment dispersions. *Rheol. Acta* 4, 250–255. <https://doi.org/10.1007/BF01973660>
- Ni, Q., Hird, C.C., Guymer, I., 2010. Physical modelling of pile penetration in clay using transparent soil e particle image velocimetry. *Geotechnique* 60, 121–132. <https://doi.org/10.1680/geot.8.P.052>
- Peng, X., Zornberg, J.G., 2019. Evaluation of soil-geogrid interaction using transparent soil with laser illumination. *Geosynth. Int.* 26, 206–221. <https://doi.org/10.1680/jgein.19.00004>
- Rui, R., Han, J., van Eekelen, S.J.M., Wan, Y., 2019. Experimental Investigation of Soil-Archiving Development in Unreinforced e Geosynthetic-Reinforced Pile-Supported Embankments. *J. Geotech. Geoenvironmental Eng.* 145. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gt.1943-5606.0002000](https://doi.org/10.1061/(asce)gt.1943-5606.0002000)
- Rui, Rui, Han, J., Ye, Y.Q., Chen, C., Zhai, Y.X., 2020. Load Transfer Mechanisms of Granular Cushion between Column Foundation e Rigid Raft. *Int. J. Geomech.* 20, 1–12.

- [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001539](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001539)
- Rui, R., Van Tol, A.F., Xia, Y.Y., Van Eekelen, S.J.M., Hu, G., 2016. Investigation of soil-arching development in dense sand by 2D model tests. *Geotech. Test. J.* 39, 415–430. <https://doi.org/10.1520/GTJ20150130>
- Rui, R., Zhai, Y.X., Han, J., Van Eekelen, S.J.M., Chen, C., 2020. Deformations in trapdoor tests e piled embankments. *Geosynth. Int.* 27, 219–235. <https://doi.org/10.1680/jgein.19.00014>
- Sadek, S., Iskander, M.G., Liu, J., 2002a. Geotechnical properties of transparent silica. *Can. Geotech. J.* 39, 111–124. <https://doi.org/10.1139/t01-075>
- Sadek, S., Liu, J., Iskander, M.G., 2002b. Optical Measurement of Deformation Using Transparent Silica Gel to Model Sand. *Int. J. Phys. Model. Geotech.* 2, 13–26. <https://doi.org/10.1680/ijpmg.2002.2.4.13>
- Schaefer, V.R., Berg, R.R., Collin, J.G., Christopher, B.R., DiMaggio, J.A., Filz, G.M., Bruce, D.A., Ayala, D., 2017. *Ground Modification Methods - Reference Manual - Volume II*. Publ. No. FHWA NHI-16-028 FHWA GEC 013 II, 542.
- Terzaghi, K., 1943. Theoretical Soil Mechanics. *Géotechnique* 13, 267–268. <https://doi.org/10.1680/geot.1963.13.4.267>
- Toiya, M., Hettinga, J., Losert, W., 2007. 3D Imaging of particle motion during penetrometer testing. *Granul. Matter* 9, 323–329. <https://doi.org/10.1007/s10035-007-0044-4>
- Van Eekelen, S.J.M., Bezuijen, A., Lodder, H.J., Van Tol, A.F., 2012a. Model experiments on piled embankments. Part I. *Geotext. Geomembranes* 32, 69–81. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2011.11.002>
- Van Eekelen, S.J.M., Bezuijen, A., Lodder, H.J., Van Tol, A.F., 2012b. Model experiments on piled embankments. Part II. *Geotext. Geomembranes* 32, 82–94. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2011.11.003>
- Van Eekelen, S.J.M., Bezuijen, A., Oung, O., 2003. Arching in piled embankments; experiments e design calculations. *BGA Int. Conf. Found. Innov. Obs. Des. Pract.* 885–894.
- Van Eekelen, S.J.M., Bezuijen, A., Van Tol, A.F., 2013. An analytical model for arching in piled embankments. *Geotext. Geomembranes* 39, 78–102. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2013.07.005>
- Viswanadham, B.V.S., König, D., 2004. Studies on scaling e instrumentation of a geogrid. *Geotext. Geomembranes* 22, 307–328. [https://doi.org/10.1016/S0266-1144\(03\)00045-1](https://doi.org/10.1016/S0266-1144(03)00045-1)

- Wakabayashi, T., 1950. Photo-elastic Method for Determination of Stress in Powdered Mass. *J. Phys. Soc. Japan* 5, 383–385. <https://doi.org/10.1143/JPSJ.5.383>
- Wallace, J.F., Rutherford, C.J., 2015. Geotechnical properties of LAPONITE RD®. *Geotech. Test. J.* 38, 574–587. <https://doi.org/10.1520/GTJ20140211>
- Wallace, J.F., Rutherford, C.J., Zheng, J., 2018. Visualizing failure surfaces in soft clay due to suction caisson loading. *Geotech. Spec. Publ.* 2018-March, 172–180. <https://doi.org/10.1061/9780784481578.018>
- Wang, J., Long, Y., Gao, F., Wang, H., Shi, Y., Yang, T., Liu, X., Huang, X., Xu, N., 2022. Transparent soil test evaluation of vertical–horizontal mixed curtain during dewatering. *Acta Geotech.* 0123456789. <https://doi.org/10.1007/s11440-021-01436-x>
- Xu, G., Iskander, M., Ads, A., Jing, H., 2021. Visualizing the effect of excavation rate on rock deformation e fracturing of tunnels using a transparent soft rock surrogate. *Acta Geotech.* 17, 1949–1969. <https://doi.org/10.1007/s11440-021-01333-3>
- Yang, Q., Shao, J., Xu, Z., Miao, Y., 2022. Experimental Investigation of the Impact of Necking Position on Pile Capacity Assisted with Transparent Soil Technology. *Adv. Civ. Eng.* 2022. <https://doi.org/10.1155/2022/9965974>
- Yuan, B., Sun, M., Wang, Y., Zhai, L., Luo, Q., Zhang, X., 2019a. Full 3D Displacement Measuring System for 3D Displacement Field of Soil around a Laterally Loaded Pile in Transparent Soil. *Int. J. Geomech.* 19, 1–8. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001409](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001409)
- Yuan, B., Sun, M., Xiong, L., Luo, Q., Pradhan, S.P., Li, H., 2020. Investigation of 3D deformation of transparent soil around a laterally loaded pile based on a hydraulic gradient model test. *J. Build. Eng.* 28, 101024. <https://doi.org/10.1016/j.jobee.2019.101024>
- Yuan, B., Xiong, L., Zhai, L., Zhou, Y., Chen, G., Gong, X., Zhang, W., 2019b. Transparent Synthetic Soil e Its Application in Modeling of Soil-Structure Interaction Using Optical System. *Front. Earth Sci.* 7, 1–9. <https://doi.org/10.3389/feart.2019.00276>
- Zhang, L., Zhao, M., Hu, Y., Zhao, H., Chen, B., 2012. Semi-analytical solutions for geosynthetic-reinforced e pile-supported embankment. *Comput. Geotech.* 44, 167–175. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2012.04.001>
- Zhang, W., Zhong, H., Xiang, Y., Wu, D., Zeng, Z., Zhang, Y., 2020. Visualization e digitization of model tunnel deformation via transparent soil testing technique. *Undergr. Sp.* <https://doi.org/10.1016/j.undsp.2020.05.004>
- Zhang, X., Kong, G., Liu, H., Dai, S., 2021. Experimental e theoretical investigation of

- transparent sand composing of fused quartz e calcium bromide solution. *Heat Mass Transf. und Stoffuebertragung*. <https://doi.org/10.1007/s00231-020-03015-4>
- Zhang, Z., Tao, F.-J., Han, J., Ye, G.-B., Cheng, B.-N., Xu, C., 2021. Arching Development in Transparent Soil during Multiple Trapdoor Movement e Surface Footing Loading. *Int. J. Geomech.* 21, 04020262. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)gm.1943-5622.0001908](https://doi.org/10.1061/(asce)gm.1943-5622.0001908)
- Zhao, H., Ge, L., 2007. Dynamic Properties of Transparent Soil 40904, 1–9. [https://doi.org/10.1061/40904\(223\)14](https://doi.org/10.1061/40904(223)14)
- Zhou, Y., Kong, G., Zheng, J., Wen, L., Yang, Q., 2021. Analytical solutions for geosynthetic-encased stone column-supported embankments with emphasis on nonlinear behaviours of columns. *Geotext. Geomembranes* 49, 1107–1116. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2021.03.005>
- Zhuang, Y., Cui, X.Y., Wang, K.Y., Zhang, J., 2021a. A simple design approach to analyse the piled embankment including tensile reinforcement e subsoil contributions. *Geotext. Geomembranes* 49, 466–474. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2020.10.014>
- Zhuang, Y., Cui, X.Y., Wang, K.Y., Zhang, J., 2021b. A simple design approach to analyse the piled embankment including tensile reinforcement e subsoil contributions. *Geotext. Geomembranes* 49, 466–474. <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2020.10.014>