

ESTUDO DE INTERAÇÃO SOLO-GEOGRELHA-ESTRUTURA DE  
FUNDAÇÕES RASAS UTILIZANDO MODELAGEM FÍSICA COM  
SOLOS TRANSPARENTES

**ANA CAROLINA DAS CHAGAS LOPES**

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF  
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ  
JUNHO– 2019

ESTUDO DE INTERAÇÃO SOLO-GEOGRELHA-ESTRUTURA DE  
FUNDAÇÕES RASAS UTILIZANDO MODELAGEM FÍSICA COM  
SOLOS TRANSPARENTES

**ANA CAROLINA DAS CHAGAS LOPES**

“Dissertação apresentada ao PPGEC – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, UENF, como parte das exigências para obtenção do título de Mestra em Engenharia Civil”.

Ênfase: Geotecnia.

Orientador: Prof. Paulo Cesar de Almeida Maia

Coorientador: Prof. Fernando Saboya de Albuquerque Jr.

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF  
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

JUNHO – 2019

**FICHA CATALOGRÁFICA**

UENF - Bibliotecas

Elaborada com os dados fornecidos pela autora.

L864 Lopes, Ana Carolina das Chagas.

ESTUDO DE INTERAÇÃO SOLO-GEOGRELHA-ESTRUTURA DE FUNDAÇÕES RASAS UTILIZANDO MODELAGEM FÍSICA COM SOLOS TRANSPARENTES / Ana Carolina das Chagas Lopes. - Campos dos Goytacazes, RJ, 2019.

146 f. : il.

Bibliografia: 116 - 124.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Centro de Ciência e Tecnologia, 2019.

Orientador: Paulo César de Almeida Maia.

Coorientador: Fernando Saboya Albuquerque Junior.

1. Fundações rasas. 2. Reforço. 3. Geogrelha. 4. Solo transparente. 5. Modelagem física 1g. I. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. II. Título.

CDD - 624

ESTUDO DE INTERAÇÃO SOLO-GEOGRELHA-ESTRUTURA DE  
FUNDAÇÕES RASAS UTILIZANDO MODELAGEM FÍSICA COM  
SOLOS TRANSPARENTES

**ANA CAROLINA DAS CHAGAS LOPES**

“Dissertação apresentada ao PPGEC – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, UENF, como parte das exigências para obtenção do título de Mestra em Engenharia Civil”.

Ênfase: Geotecnia.

Aprovada em 18 de junho de 2019.

Comissão Examinadora:

---

Prof. Leonardo de Bona Becker (D.Sc. – UFRJ)

---

Prof. Gregório Luís Silva Araújo (D.Sc. – UnB)

---

Prof. Aldo Durand Farfán (D.Sc. – UENF)

---

Prof.: Sergio Tibana (D.Sc. – UENF)

---

Prof. Fernando Saboya de Albuquerque Jr. (D.Sc. -UENF) – Coorientador

---

Prof. Paulo Cesar de Almeida Maia (D. Sc. – UENF) – Orientador

*Dedico essa dissertação aos meus pais, Maria e Maciel, a Minha Irmã Beatriz e ao Amor da minha vida Rony Jhonn.*

## AGRADECIMENTOS

Primeiramente, quero agradecer a Deus e a Nossa Senhora Aparecida por ter me dado força e saúde ao longo dessa caminhada que, por muitas vezes, foi muito árdua; por ter renovado minha energia em momentos que eu achava que não havia mais; por ter iluminado minha mente e, especialmente, por não ter me deixado desistir diante dos desafios que no momento pareciam não ter solução.

Quero também fazer um agradecimento mais que especial ao meu melhor amigo e marido Rony, pela paciência e, principalmente, pelo carinho e dedicação; por de me ajudado tanto e me dado apoio, não só psicológico, mas também por muitas vezes ter literalmente colocado a mão da massa junto comigo e por ter me ajudado a resolver problemas técnicas de surgiram ao longo dessa jornada. Meu amor, sem você esse trabalho não teria sido concluído. Muito Obrigada!!! Te amo muito.

Agradeço à minha mãe, pelas palavras de conforto nos momentos de desespero, sempre me lembrando do meu potencial e não de deixando desistir. Com sua frase clássica: Você aguenta, de mais longe, você já veio. Te amo muito, mãe.

Agradeço, ainda, à minha irmã Beatriz, por ser sempre um exemplo de dedicação de empenho ao qual me espelho.

À minha família, dedico essa vitória.

Aos meus orientadores Paulo Maia e Fernando Saboya, pela ajuda e conhecimento compartilhado ao longo desses dois anos e por acreditarem no meu potencial, o meu muito obrigada. Foi uma honra trabalhar com profissionais de extrema qualidade como vocês.

Ao técnico de laboratório Milton, agradeço por pela ajuda, pelas palavras de conforto e por compartilhar sua experiência, essencial durante essa pesquisa. Você se tornou um grande amigo, que vou levar para toda minha vida. Muito obrigada.

Aos meus amigos do LECIV, que tornaram essa caminhada mais leve e divertida. Com nossas conversas pós almoço, nossas fugas pra tomar açaí no

meio tarde e, não poderia deixar de falar dos nossos *cappuccinos* na sala do Milton no fim de tarde. Por ninguém largar a mão de ninguém. Amo todos vocês.

Entre os amigos que tanto amo, quero fazer um agradecimento especial a Késsia, que foi um presente que esse mestrado me deu. Uma amiga que vou levar para toda a vida e da qual me orgulho muito. Somos tão diferentes e iguais ao mesmo tempo!! Késsia, muito obrigada por ouvir minhas paranoias tantas vezes!! (não foram poucas). E por não ter me deixado desistir!!! Muito obrigada amiga. Torço muito pelo seu sucesso.

Agradeço aos meus amigos de longa data que moram no meu coração desde de o ensino médio: Fabio, Christian e Gisela, pelo apoio e companheirismo, pelas risadas, principalmente! Vocês foram fundamentais nessa etapa da minha vida. Muito obrigada por tudo, meus amigos.

Agradeço à empresa Huesker pelo apoio financeiro e por ter disponibilizado material para essa pesquisa. Agradeço, ainda, por acreditarem na pesquisa no Brasil.

Agradeço à instituição de fomento Cnpq e Faperj, pelo apoio financeiro conferido a essa pesquisa.

## SÚMARIO

LISTA DE FIGURAS .....	XI
LISTA DE TABELAS .....	XVI
LISTA DE SIMBOLOS E SIGLAS .....	XVII
RESUMO.....	XX
ABSTRACT .....	XXI
Capítulo 1 – INTRODUÇÃO .....	1
1.1. Objetivos.....	2
1.2. Estrutura da dissertação .....	3
Capítulo 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	5
2.1. Fundações rasas e reforço .....	5
2.2. Fundações rasas reforçadas com geossintéticos .....	6
2.2.1. Tipos de geossintéticos aplicados a reforços de fundação .....	6
2.2.2. Mecanismos de trabalho das geogrelhas .....	9
2.2.3. Trabalhos relacionados a solos reforçados com geogrelhas .....	18
2.2.4. Parâmetros geométricos de reforço .....	19
2.3. Modelagens físicas .....	21
2.3.1. Processo de execução de um modelo reduzido.....	22
2.3.2. Vantagens e limitações dos modelos físicos .....	23
2.3.3. Fator escala .....	24
2.3.4. Análise dimensional .....	26
2.3.5. Efeito escala em geogrelhas .....	27
2.4. Solos transparentes .....	29
2.4.1. Histórico dos solos transparentes .....	29
2.4.2. Materiais usados para fabricação de solo transparente e suas características .....	31



2.5. Técnicas de medição com o uso de solo transparente .....	39
2.5.1. Técnica da camada opaca .....	40
2.5.2. <i>Interferometria speckle</i> .....	40
2.6. Técnica de processamento e análise de imagens .....	43
Capítulo 3 - MATERIAIS E MÉTODOS .....	50
3.1. Determinação do tipo de modelo geotécnico e fator escala .....	51
3.1.1. Modelo geotécnico utilizado .....	51
3.1.2. Fator escala dos modelos .....	52
3.2. Estado plano de deformações .....	53
3.3. Aparato experimental.....	53
3.3.1. <i>Container</i> de ensaio .....	54
3.3.2. Geometria e material constituinte da sapata .....	55
3.3.3. Geogrelha .....	56
3.3.4. Solo transparente .....	61
3.3.5. Material equivalente .....	71
3.3.6. Sistema de carregamento e de aquisição de dados.....	76
3.3.7. Laser e sistema de aquisição de imagens .....	80
3.4. Considerações construtivas do processo experimental .....	84
3.4.1. Preparação da amostra de solo transparente e enchimento do <i>container</i> .....	84
3.4.2. Configuração geométrica do reforço .....	85
3.4.3. Montagem do ensaio com material equivalente .....	87
Capítulo 4 - ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS .....	93
4.1. Efeito da densidade relativa ( $D_r$ ) nos modelos não reforçados .....	94
4.2. Efeito da inserção da camada de reforço nos modelos .....	94
4.3. Efeito da substituição do solo transparente por material equivalente nos modelos reforçados e não reforçados .....	105

4.4. Análise do deslocamento da geogrelha nos modelos.....	109
Capítulo 5 – CONCLUSÕES.....	111
Capítulo 6 . SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	114
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	116

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Classificação dos geossintéticos. (Adaptado de Bathurst s.d. b). ....	7
Figura 2.2. Tipos de geogrelhas (Sieira, 2003). .....	8
Figura 2.3. Mecanismo de interligação entre solo reforçado e geogrelha (Shukla, 2012 - modificado).....	9
Figura 2.4. Parâmetros de solos reforçados com geossintéticos. ....	10
Figura 2.5. Princípio dos solos reforçados (Palmeira, 1999). .....	11
Figura 2.6. Comportamento tensão - deformação do material composto, solo + reforço (Palmeira, 1999).....	11
Figura 2.7. Possíveis mecanismos de ruptura de fundações diretas sobre solo reforçado (Binquet e Lee,1975).....	13
Figura 2.8. Distribuição das tensões abaixo de fundação e mecanismo de ruptura (Binquet e Lee, 1975).....	13
Figura 2.9. Mecanismo de interação (Chen, 2007 - Modificado).....	15
Figura 2.10. Influência da inclusão do geossintético em um sistema de solo de duas camadas (Shukla <i>et al.</i> , 2009 - modificado).....	17
Figura 2.11. Exemplos de aplicação de reforço de fundações rasas com geossintético (Huesker, 2016).....	18
Figura 2.12. Sequência de execução do modelo de teste (Reinhorn, 2008)....	22
Figura 2.13. Comportamento tensão deformação de geogrelhas em protótipo e modelo (Viswanadham e Konig, 2004).....	28
Figura 2.14. Variação da taxa de capacidade de suporte versus a proporção do tamanho das aberturas da geogrelha (Tavakoli Mehrjardi e Khazaei, 2017). ..	29
Figura 2.15. Reflexão e refração da luz em meios com IR distintos.....	31
Figura 2.16. Pó de sílica amorfa.....	32
Figura 2.17. Sílica gel (Sadek <i>et al.</i> , 2002). .....	33
Figura 2.18. Microscopia da sílica em gel (Guzman <i>et al.</i> , 2014).....	35
Figura 2.19. Partículas de quartzo fundido, graduação grossa: $D_{50} = 1,68$ mm, graduação fina: $D_{50}=0,33$ mm (Ezzein e Bathurst, 2011). .....	36
Figura 2.20. Visão ampliada do quartzo fundido (Chen <i>et al.</i> , 2014).....	37
Figura 2.21. Tipos de Aquabeads (Tabe <i>et al.</i> , 2011). .....	38

Figura 2.22. Amostra de solo transparente feita com o uso da técnica da camada opaca (Omidvar <i>et al.</i> , 2015).....	40
Figura 2.23. Representação da técnica da interferometria <i>speckle</i> (Carvalho, 2015).....	41
Figura 2.24. Sistema de ensaio e padrão <i>speckle</i> (Black, 2015 - modificado). 42	
Figura 2.25. Padrão <i>speckle</i> típico de solo transparente de sílica gel (Liu e Iskander, 2010). ....	42
Figura 2.26. Fluxograma de um algoritmo avançado PIV (Manual do software PIVTEC).....	44
Figura 2.27. Processo de correlação de imagem digital (Mazhar <i>et al.</i> , 2017). 45	
Figura 2.28. Escala de cinza típica (Carvalho, 2015). ....	45
Figura 2.29. Matriz geradas a partir de imagem com valores variando conforme a intensidade da luz (Take, 2015).....	46
Figura 2.30. Zona analítica usada e padrão <i>speckle</i> desenvolvidos (Qi <i>et al.</i> , 2018).....	47
Figura 2.31. Resultado Típico de uma análise DIC (Guzman e Alfaro, 2016)..	47
Figura 3.1. <i>Container</i> de acrílico usado nos ensaios com solo transparente produzido na UENF.....	55
Figura 3.2. Modelo de fundação usado nos ensaios. ....	56
Figura 3.3. Grelhas testadas durante o processo experimental. ....	58
Figura 3.4. Geogrelha Hate 23.142 GR.....	58
Figura 3.5. Comportamento de tração de uma amostra geogrelha Hate 23.142 GR.....	59
Figura 3.6. Realização do ensaio de tração em faixa larga segundo a NBR 10319/2013. ....	59
Figura 3.7. Faixa de valores de tensão vs. deformação de uma geogrelha modelo/protótipo.....	60
Figura 3.8. Materiais usados para produção do solo transparente.....	61
Figura 3.9. Distribuição granulométrica da sílica gel. ....	62
Figura 3.10. Equipamento de cisalhamento direto do laboratório de solos da LECIV/UENF. ....	64
Figura 3.11. Amostra seca de sílica gel antes da realização do ensaio. ....	65

Figura 3.12. Resultados do ensaio de cisalhamento direto para sílica gel seca fofo, média e densa.....	66
Figura 3.13. Resultados do ensaio de cisalhamento direto para sílica gel saturada fofo, média e densa.....	67
Figura 3.14. Envoltória de resistência de pico ao cisalhamento das amostras de sílica gel seca no ensaio de cisalhamento direto. ....	68
Figura 3.15. Envoltória de resistência de pico ao cisalhamento das amostras de sílica gel saturada no ensaio de cisalhamento direto. ....	68
Figura 3.16. Resultados os ensaios de adensamento realizados na sílica gel saturada. ....	69
Figura 3.17. Resultados os ensaios de adensamento realizados na sílica gel seca.....	69
Figura 3.18. Ensaio de placa para obtenção do $K_v$ , interpretação pelo trecho de interesse de um ensaio com estabilização. (Velloso e Lopes, 2010). ....	72
Figura 3.19. Hipótese de Winkler: deformação de solo através de molas discretas. (Antoniuzzi, 2011). ....	72
Figura 3.20. Diversos mais alternativos testados. ....	73
Figura 3.21. Ensaio de carga vs. deslocamento para diversos matérias alternativos testados. ....	74
Figura 3.22. Determinação do $K_v$ , sílica gel maciço fofo. ....	74
Figura 3.23. $K_v$ para solo transparente e E.V.A., com DR 30%. ....	75
Figura 3.24. Preparação da amostra de E.V.A. para realização do ensaio de compressão confinada. ....	75
Figura 3.25. Resultado do ensaio de compressão confinada entre solo transparente e material equivalente. ....	76
Figura 3.26. Painel de controle hidráulico – pneumático. ....	76
Figura 3.27. Esquema do sistema de carregamento utilizado. ....	77
Figura 3.28. Célula de carga utilizada nos ensaios. ....	78
Figura 3.29. Sensor de deslocamento utilizado nos ensaios. ....	79
Figura 3.30. Gráficos de gerados a partir do relatório de calibração. ....	79
Figura 3.31. Calibração dos sensores. ....	80
Figura 3.32. Posição adequada para o laser, câmera e lente geradora de plano. ....	81

Figura 3.33. Corte óptico no modelo de ensaio.....	82
Figura 3.34. Padrão <i>speckle</i> produzido pelo laser no solo transparente fabricado na UENF.....	82
Figura 3.35. Laboratório de Solos Transparentes da UENF. ....	83
Figura 3.36. Preparação da amostra de solo transparente e enchimento do <i>container</i> .....	84
Figura 3.37. Parâmetros geométricos do esquema de reforço.....	85
Figura 3.38. Etapas finais no enchimento do <i>container</i> com geogrelha. ....	86
Figura 3.39. Geometria do protótipo.....	87
Figura 3.40. Configuração experimental modelo com material equivalente. ....	87
Figura 3.41. Corte da folha de E.V.A. no comprimento e largura do <i>container</i> de ensaio.....	88
Figura 3.42. Tinta fotoluminescente utilizada, foto retirada no escuro. ....	89
Figura 3.43. Ativação da tinta antes da montagem do ensaio.....	89
Figura 3.44. Preparação do material equivalente para realização do ensaio. ...	90
Figura 3.45. Realização do ensaio com material alternativo. ....	91
Figura 3.46. Padrão <i>speckle</i> gerado pelo laser e textura da tinta fotoluminescente. ....	92
Figura 4.1. Definição do BCR e FRD. ....	94
Figura 4.2. Tensão x deslocamento dos modelos não reforçados. ....	95
Figura 4.3. Campo de deslocamento correspondente ao assentamento de 0,25B do modelo não reforçado com Dr 30%.....	96
Figura 4.4. Campo de deslocamento correspondente ao assentamento de 0,25B do modelo não reforçado com Dr 50%.....	96
Figura 4.5. Condições de ruptura que ocorrem em areias (Vesic, 1963 <i>apud</i> Velloso e Lopes, 2010).....	97
Figura 4.6. Campos de deslocamento das rupturas (Lopes, 1979 <i>apud</i> Velloso e Lopes, 2010). ....	97
Figura 4.7. Comparação entre os modos de ruptura dos modelos ensaiados com os modos de ruptura encontrados na literatura. ....	98
Figura 4.8. Deslocamento vertical dos modelos não reforçado quando $x/B=0$ (eixo da fundação).....	99
Figura 4.9. BCR dos modelos reforçados ao longo do deslocamento.....	100

Figura 4.10. Análise da influência da densidade nos maciços reforçado. ....	101
Figura 4.11. Campos de deslocamentos referente ao recalque de 0,05B, 0,1B e 0,25B respectivamente do modelo reforçado com Dr 30%. (a), (c), (e): campos de deslocamento Horizontal; (b), (d), (f): campo de deslocamento Vertical. ..	102
Figura 4.12. Campos de deslocamentos referente ao recalque de 0,05B, 0,1B e 0,25B respectivamente do modelo reforçado com Dr 50%. (a), (c), (e): campos de deslocamento Horizontal; (b), (d), (f): campo de deslocamento Vertical. ..	103
Figura 4.13. Representação do campo de deslocamento horizontal do modelo com Dr30% reforçado e foto do ensaio referente.....	104
Figura 4.14. Comparativo do deslocamento vertical na interface do solo transparente e material equivalente do modelo com maciço equivalente e solo transparente referente ao recalque de 0,05B e 0,1B da fundação dos modelos fofos não reforçados.....	105
Figura 4.15. carga vs. deslocamento dos modelos reforçados com maciço equivalente e solo reforçado com Dr 30%.....	106
Figura 4.16. BCR do ensaio com Material equivalente. ....	107
Figura 4.17. Campo de deslocamento correspondente ao recalque de 0,05B, 0,1B da fundação nos modelos com material equivalente reforçado. ....	108
Figura 4.18. Deslocamentos verticais da geogrelha para um assentamento de 0,1B da fundação quando $z/B = 0,4B$ .....	110

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Pesquisas experimentais realizadas na área de solos reforçados com geossintético. ....	20
Tabela 2.2. Resultados de pesquisas anteriores sobre parâmetros geométricos ótimos.....	21
Tabela 2.3. Tipos de modelos em problemas geotécnicos (Gomes, 1993).....	24
Tabela 2.4. Fator escala.....	25
Tabela 2.5. Dimensões das grandezas primárias. ....	27
Tabela 2.6. Dimensões de grandezas derivadas. ....	27
Tabela 2.7. Grupos adimensionais mais conhecidos. ....	27
Tabela 2.8. Fator escala para modelagem em 1g de materiais geossintéticos (Viswanadham e Konig, 2004 - modificado).....	28
Tabela 2.9. Propriedades do quartzo fundido (Guzman <i>et al.</i> , 2013).....	37
Tabela 2.10. Composição e propriedades típicas de solos sintéticos transparentes. (Iskander <i>et al.</i> 2015).....	39
Tabela 2.11. <i>Softwares</i> PIV/DIC comerciais disponíveis atualmente (Carvalho, 2015).....	48
Tabela 3.1. Propriedade da Geogrelha Hate 23.142 GR. ....	60
Tabela 3.2. Diâmetro das partículas de sílica gel em mm. ....	63
Tabela 3.3. Limites das frações do solo pelo tamanho dos grãos. (NBR 6502,1995). ....	63
Tabela 3.4. Massa específica seca da sílica gel. ....	63
Tabela 3.5. Massa específica da mistura sílica gel e fluido de saturação. ....	64
Tabela 3.6. Resumo dos resultados dos ensaios de cisalhamento.....	68
Tabela 3.7. Resumo das propriedades geotécnicas da sílica gel utilizada nos ensaios.....	71
Tabela 3.8. Coeficiente angulares dos sensores.....	79



## LISTA DE SIMBOLOS E SIGLAS

$a_c$ : fator escala cinético;

$a_m$ : aceleração do modelo;

$a_p$ : aceleração do protótipo;

L: comprimento do reforço;

B: menor dimensão da sapata;

U: distância entre a primeira camada de reforço e a base da fundação;

$D_r$ : densidade relativa;

g: gravidade;

$e_i$ : índice de vazios interagregado;

E: módulo de elasticidade;

N: número de camadas de reforço;

q: tensão;

$q_0$ : tensão correspondente ao assentamento de  $0,2B$  do modelo com  $D_r$  30% não reforçado;

$q_R$ : capacidade de carga do solo reforçados;

$V_s$ : volume de sólidos;

$V_v$ : volume total de vazios;

W: recalque;

$K_v$ : coeficiente de reação vertical;

$\delta$ : deslocamentos;

u: deslocamento horizontal;

v: deslocamento vertical;

$u/B$ : deslocamento horizontal normalizado pela menor dimensão da fundação rasa;

$v/B$ : deslocamento vertical normalizado pela menor dimensão da fundação rasa;

$\lambda$ : fator escala geométrico;

$\lambda_m$  : comprimento do modelo;

$\lambda_p$  : comprimento do protótipo;

$\gamma$  : peso específico;

$Y_s$ : peso unitário dos sólidos;

$C_c$ : Coeficiente de Curvatura;

$C_u$ : Coeficiente de Uniformidade;

$G_s$ : densidade real dos grãos;

$D_{10}$ : diâmetro das partículas correspondente aos 10% mais finos, em massa da amostra de solo, acumulado na curva granulométrica;

$D_{30}$ : diâmetro das partículas correspondente aos 30% mais finos, em massa da amostra de solo, acumulado na curva granulométrica;

$D_{50}$ : tamanho médio dos grãos;

$D_{60}$ : diâmetro das partículas correspondente aos 60% mais finos, em massa da amostra de solo, acumulado na curva granulométrica;

$Dr$  30% U: modelo com densidade relativa igual a 30% do modelo não reforçado;

$Dr$  50% U: modelo com densidade relativa igual a 50% do modelo não reforçado;

$Dr$  30% R: modelo com densidade relativa igual a 30% do modelo reforçado;

$Dr$  50% R: modelo com densidade relativa igual a 50% do modelo reforçado;

M.E. U: modelo com material equivalente não reforçado;

M.E. R: modelo com material equivalente reforçado;

$J_{2\%}$ : Módulo secante da geogrelha para uma deformação de 2%;

$J_{5\%}$ : Módulo secante da geogrelha para uma deformação de 5%;

DIC: correlação de imagens digitais;

BCR: taxa de capacidade de carga;

FRS: fator de redução de deslocamentos;

ISO: sensibilidade do sensor de luz da câmera;

IR: índice de refração;

PIV: velocimetria por imagens de partículas;

SD: sensor de deslocamento;

CC: célula de carga;

fps: foto por segundo;

## RESUMO

Esta dissertação visa avaliar os mecanismos de interação existentes entre solo, geogrelha e fundação rasa. Particularmente, propõe-se analisar os campos de deslocamentos horizontais e verticais de modelos reduzidos a 1g com solo arenoso, reforçados e não reforçados e com densidades relativas,  $D_r$ , de 30% e 50%. Foram realizados ensaios de carga do tipo tensão controlada, onde incrementos de carga constante foram aplicados na fundação. Nos modelos reforçados, uma única camada de reforço com geogrelha foi introduzida no maciço de solo com  $U$  igual a  $0,4B$  e  $L$  igual a  $5B$ , para uma fundação rasa do tipo sapata corrida com  $B$  igual a 20 mm. Os modelos foram confeccionados utilizando a técnica de solos transparentes, o que permitiu que as análises dos campos de deslocamentos fossem feitas de forma não intrusiva com o auxílio da técnica de correlação de imagens digitais (DIC). Foi realizada, também, a caracterização geotécnica dos materiais utilizados para fabricação do solo transparente. Visando se assemelhar ao máximo ao que, de fato, acontece no campo, nessa pesquisa, procurou-se encontrar um material equivalente, que se comportasse como um maciço de solo fofo e não fosse afetado pelo processo construtivo, ou seja, que permanecesse fofo após o processo de compactação da camada de reforço e, que fosse aplicável ao modelo. Os mecanismos de interação foram avaliados de forma qualitativa onde, os campos de deslocamentos e gráficos de carga-recalques, que foram traçados com as informações retiradas do sistema de aquisição de dados que registrou a carga aplicada e os recalques associados da fundação, foram comparados entre si. Os resultados destacam a adequação do uso da técnica de solos transparentes associada à DIC para visualização dos campos de deslocamentos onde se pode avaliar a influência da mudança de densidade relativa, da inclusão da camada de reforço no maciço e a influência da substituição do solo transparente por material equivalente. Quando comparados os modelos reforçados e não reforçados, notou-se que a inclusão da camada de reforço no maciço de solo gerou aumento na capacidade de suporte (BCR) e atenuação das deformações associadas. Por fim, pode-se concluir que esse trabalho contribui para a melhor compreensão dos fatores envolvidos na interação entre solo, geogrelha e fundações rasas que são apoiadas sobre solos reforçados com geossintéticos. Entretanto, destaca-se que a engenharia de fundações que ainda precisa de pesquisa, novas abordagens e contribuições sobre esse tema.

**Palavras Chave:** fundações rasas, reforço, geogrelha, solo transparente, modelagem física 1g.

## ABSTRACT

This dissertation aims to evaluate the mechanisms of interaction between soil, geogrid and shallow foundation. In particular, it is proposed to analyze the horizontal and vertical displacement fields of models reduced to 1g with sandy soil, reinforced and unreinforced and with relative densities,  $D_r$ , of 30% and 50%. Load tests were controlled stress. In the reinforced models, a single geogrid reinforcement layer was introduced into the soil mass with  $U$  equal to  $0.4B$  and  $L$  equal to  $5B$ , for a shallow strip footing with  $B$  equal to 20mm. The models were made using transparent soil techniques that allowed the analysis of displacement fields to be done in a non-intrusive way using digital image correlation (DIC). The geotechnical characterization of the materials used to make the transparent soil was also carried out. Aiming at resembling the maximum of what actually happens in reality, in this research, we sought to find an equivalent material that behaved with a soft soil mass and was not affected by the constructive process, that is, that it remained fluffy after the process of compaction of the reinforcement layer and, if applicable to the model. The interaction mechanisms were evaluated in a qualitative way, where the displacement fields and graphs of load versus displacement, which were plotted with the information obtained from the data acquisition system that recorded the load applied and the associated setups, compared to each other. The results highlight the adequacy of the use of the technique of transparent soils associated with DIC for visualization of displacement fields in which the influence of the relative density change, the inclusion of the reinforcement layer in the massif and the influence of the substitution of the transparent soil by material equivalent. When comparing reinforced and unreinforced models, it was noticed that the inclusion of the reinforcement layer in the soil massif generated an increase in bearing capacity (BCR) and attenuation of the associated deformations. Finally, it can be concluded that this work contributes to the better comprehension of the factors involved in the interaction between soil, geogrid and shallow foundations that are supported on geosynthetics reinforced soils. However, it stands out that the foundations engineering that still needs research, new approaches and contributions on this topic.

**Keywords:** shallow foundations, reinforcement, geogrid, transparent soil, 1G model.



## Capítulo 1 – INTRODUÇÃO

É comum encontrar, na natureza, maciços que não apresentam as condições ideais ou onde há dúvidas quanto à aplicabilidade de fundações rasas, tornando assim, restritas as áreas para implementação dessas construções. Nesse cenário, materiais geossintéticos, empregados como reforço do solo, têm sido utilizados como um meio eficiente de melhoramento do desempenho de fundações superficiais.

Durante as últimas três décadas, muitas investigações foram feitas para avaliar a influência de solos reforçados com fundações rasas, sendo um assunto amplamente discutido nas principais fontes bibliográficas. Vários materiais foram testados para o uso em reforço de solos, como, por exemplo: tiras de metal, barras de metal, fibras de corda, fragmentos de pneus, geotêxteis e geogrelhas (Binqet e Lee, 1975; Khing *et al.*, 1993; Adams e Collin, 1997; Patra, 2005, 2006; Chen, 2007; Constâncio, 2010; Kolay *et al.*, 2013; Cicek *et al.*, 2015; Wang *et al.*, 2018). Um dos principais temas abordados é o estudo experimental da capacidade de carga em solos arenosos reforçados. (Das, 1999; Lavasan e Ghazavi, 2012, Drosos *et al.*, 2013; Park *et al.*, 2013; Huang, 2016 a, b; Xiao *et al.*, 2016; Hou *et al.*, 2017; Saha Roy e Deb, 2017; Shahin *et al.*, 2017, Ganesh *et al.*, 2017).

Entretanto, os estudos citados ficam restritos, na sua grande maioria, a modelos reduzidos executados com areia ou argila e modelagens numéricas. Segundo Iskander e Liu (2010), a maior parte das medições de deformação é limitada à medição de superfície do modelo, devido: (1) ao solo ser opaco e (2) à influência do embutimento de sensores de deformação no modelo, que podem causar erros de conformidade, impactando significativamente a interpretação dos resultados.

O trabalho recente de El-Soud e Belal (2018) conclui que o uso do solo reforçado com geossintéticos sob fundações rasas proporciona melhor distribuição de tensão nos depósitos fofos carregados, diminuindo, conseqüentemente, os recalques.

Acrescenta-se ainda, que há poucas informações disponíveis quando se trata do estudo dos campos de deslocamento e dos mecanismos de transferência de carga entre partículas de solo, geossintético e fundação. Isso se deve à dificuldade de se obterem dados de qualidade sobre o comportamento de deformação da geogrelha e do solo adjacente. As incertezas envolvidas no processo de reforço com

geossintéticos são um fato decisivo que reflete, ainda, na pouca utilização do uso do reforço com geossintéticos no meio prático.

Com o objetivo de compreender melhor o que ocorre no interior dos maciços, técnicas normalmente utilizadas na medicina foram adaptadas para esse fim, entre elas: raios-X, tomografia computadorizada e ressonância magnética (Ng *et al.*, 1996; Orsi *et al.*, 1992, Manhães *et al.*, 2016). Entretanto, o uso desses métodos se torna restrito em razão de suas limitações experimentais tais como: preparação complexa de amostras, volume limitado e alto custo. (Ganiyu *et al.*, 2016; Iskander *et al.*, 2015; Guzman *et al.*, 2013, Iskanker e Liu, 2010).

A fim de superar as desvantagens dos métodos usados, foi utilizada a técnica de solos transparentes. A técnica de solos transparentes é empregada para avaliar, através de modelos reduzidos, uma série de problemas relacionados à geotecnia, especialmente, às questões referentes à engenharia de fundações, podendo-se citar: interação solo-estrutura-geossintético (Ezzein e Bathurst, 2011, 2014; Ferreira e Zornberg, 2015), penetração de estacas em argila e areia (Ni *et al.*, 2010; Hird *et al.*, 2011, Stanier *et al.*, 2014); realização de ensaios em centrifuga para modelagem de fundações (Song *et al.*, 2009; Black, 2015).

Iskander e Liu (2010) explicam que o princípio dessa prática envolve a saturação de um material sólido translúcido, com um líquido, tendo ambos os mesmos índices de refração, permitindo que a mistura se torne transparente.

A possibilidade de visualizar o que ocorre no interior da massa de solo permite que as análises possam ser feitas de forma não intrusiva, através de imagens captadas em diferentes estágios do ensaio e, posteriormente, analisadas pelo método de correlação de imagem digital (DIC) e técnicas baseadas na velocimetria de partículas (PIV). (White *et al.*, 2003; Ni *et al.*, 2010; Qi *et al.*, 2017).

## **1.1. Objetivos**

A presente pesquisa tem como objetivo principal analisar a interação entre solo-geogrelha-fundação, em fundações rasas reforçadas. Particularmente, pretende-se estudar os campos de deslocamentos, horizontal e vertical, em modelos reforçados e não reforçados em escala reduzida a 1g tendo com auxílio uso da técnica de solos



transparentes e DIC. Análises foram feitas de forma qualitativa onde os modelos confeccionados foram comparados entre si.

Além disso, o uso da técnica de reforço de fundação rasa com geogrelha somente se justifica quando o maciço natural não possui capacidade de carga adequada. Nesse sentido, como um dos objetivos específicos da pesquisa, pretende-se construir um modelo reduzido representativo da condição de campo, ou seja, com a presença de maciço de alta capacidade de carga, o maciço reforçado, sobre o maciço de baixa capacidade de carga, o solo natural.

Destaca-se que a execução de camadas de material arenoso denso sobre camadas de material arenoso fofo, mantendo as camadas inferiores ainda na condição fofo, é consideravelmente complexa. Deste modo, o trabalho propõe uma solução alternativa para permitir a construção de um modelo representativo da condição de campo por meio do uso de material sintético com comportamento equivalente ao maciço natural fofo.

Pretende-se, também, realizar a caracterização geotécnica dos materiais selecionados para fabricação do solo transparente, realizando ensaios de granulometria, compressão confinada, cisalhamento direto e permeabilidade.

## **1.2. Estrutura da dissertação**

Esta dissertação, além do capítulo atual, está dividida em mais 5 capítulos conforme a estrutura a seguir.

O capítulo dois apresenta uma revisão bibliográfica abrangendo fundações rasas reforçadas, modelagem física a 1g, efeito escala e, o uso de solos transparentes na engenharia geotécnica o que inclui: breve histórico, materiais potenciais para fabricação e definições, além de técnicas usadas para medição do campo de deslocamento.

O capítulo três exhibe os materiais e os métodos. Os principais elementos para construção do modelo reduzido são expostos de acordo com a seguinte ordem: *container* de ensaio, fundação rasa, geogrelha, solo transparente, material equivalente, sistemas de carregamento, sistema de aquisição de dados, laser e sistema de aquisição de imagem. Nesse capítulo, também são elencadas as dificuldades encontradas no processo experimental, com a conseqüente busca do

material equivalente utilizado para simular o maciço fofo. São, ainda, apresentados os resultados dos ensaios de caracterização realizados na sílica gel e porofluido de saturação.

No capítulo quatro, são feitas as análises dos resultados obtidos pelo processamento das imagens, realizado pelo *software* PIVTEC 2C/3C e dos gráficos de recalque *versus* tensão, que foram plotados a partir das informações fornecidas pelo sistema de aquisição de dados.

No capítulo cinco, são apresentadas as conclusões retiradas desta pesquisa.

No capítulo seis, são feitas algumas sugestões para trabalhos futuros.

O final desta dissertação exhibe as referências bibliográficas utilizadas.

## Capítulo 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo expõe uma revisão bibliográfica sobre os temas necessários para compreensão desta pesquisa. São eles: fundações rasas reforçadas com geossintéticos, dando enfoque às geogrelhas, modelos em escala 1g, uso de solos transparentes na geotecnia e método de correlação de imagens digitais (DIC).

### 2.1. Fundações rasas e reforço

A função das fundações é transferir carga da estrutura para o solo no qual está apoiada. Uma fundação projetada de modo correto transfere a carga para o solo sem causar sobrecargas excessivas. Uma sobrecarga excessiva pode resultar em recalques excessivos ou rupturas por cisalhamento, danificando a estrutura.

Segundo a norma NBR 6122 (2010), fundações rasas são aquelas em que a carga é transmitida ao solo pelas tensões distribuídas pela base da fundação e, a profundidade de assentamento em relação ao solo adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação (*B*).

Em muitos casos, as fundações superficiais são construídas sobre depósitos de solos coesivos existentes ou em aterros de baixa a média plasticidade, resultando em baixa capacidade de suporte e problemas excessivos de recalque. Isso pode causar danos estruturais, redução na durabilidade e / ou deterioração no nível de desempenho (Chen, 2007).

No mercado atual, existem várias tecnologias já consagradas aplicáveis ao melhoramento de maciços pouco competentes. Essas técnicas variam desde procedimentos relativamente simples como, por exemplo, a compactação ou redensificação do solo até técnicas mais sofisticadas como: misturas com ligante (solo - cimento), correlação granulométrica, uso de microestacas, congelamento do terreno e inserção de reforços geossintéticos. A escolha da técnica ideal se baseia em fatores relacionados ao tipo de solo, nível de tensão e relação custo – benefício.

## **2.2. Fundações rasas reforçadas com geossintéticos**

Quando se fala especificamente de técnica de reforço com geossintético, Vertematti (2004) ressalta que o uso de geossintéticos como reforço de fundações diretas não é prática comum no Brasil, nem no âmbito internacional. Estudos realizados com modelos numéricos, modelos reduzidos, modelos em centrífugas e modelos de verdadeira grandeza vêm mostrando um ganho significativo de desempenho em relação às fundações diretas convencionais. Entretanto, a implementação em obras geotécnicas ainda encontra resistência no meio técnico, devido a poucas informações de qualidade disponíveis.

A técnica de reforço com geossintéticos pode ser feita tanto diretamente em solos coesivos ou substituindo os solos pobres com preenchimento granular controlado em combinação com a inclusão de geossintéticos. A zona composta resultante, camada de solo reforçado, pode melhorar a capacidade de carga do maciço de fundação e proporcionar uma melhor distribuição de pressão nos solos fracos subjacentes, reduzindo assim os assentamentos associados. São expostos, a seguir, os tipos de geossintéticos usados em reforço de solos.

### **2.2.1. Tipos de geossintéticos aplicados a reforços de fundação**

A norma NBR 12553 (2003) define os geossintéticos como produtos industrializados poliméricos, cujas propriedades contribuem para a melhoria de obras geotécnicas, nas quais desempenham funções de: reforço, filtração, drenagem, proteção, separação, controle de fluxo (impermeabilização) e controle de erosão superficial.

São produtos versáteis que abrangem muitas necessidades da engenharia geotécnica. Os principais tipos de geossintéticos são os geotêxteis, as geogrelhas, as geomembranas, os geocompostos, as geocélulas e os geotubos - cada tipo com suas características e propriedades específicas. Apesar das inúmeras aplicações dos diferentes tipos de geossintéticos, esta dissertação se concentrará nas geogrelhas.

Na Figura 2.1, é possível observar a ilustração correspondente a cada tipo de geossintético.

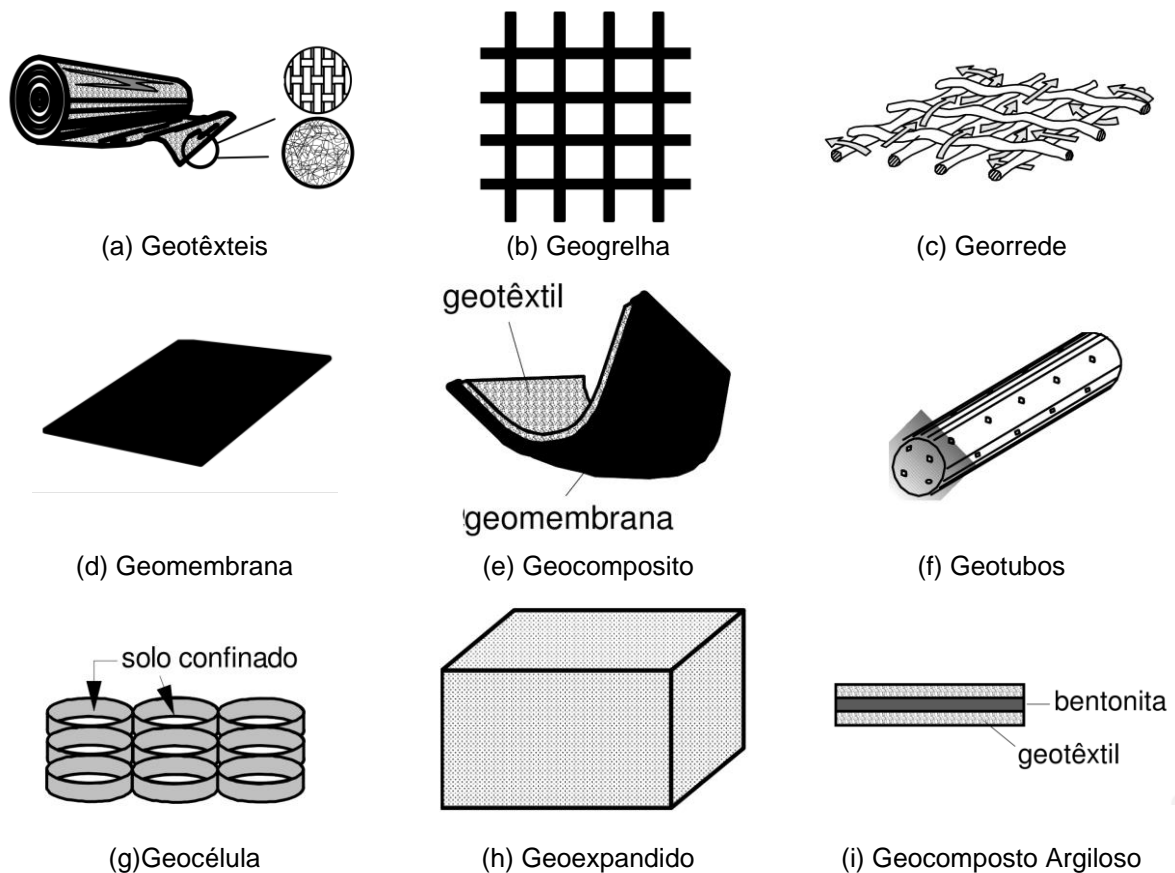


Figura 2.1. Classificação dos geossintéticos. (Adaptado de Bathurst s.d. b).

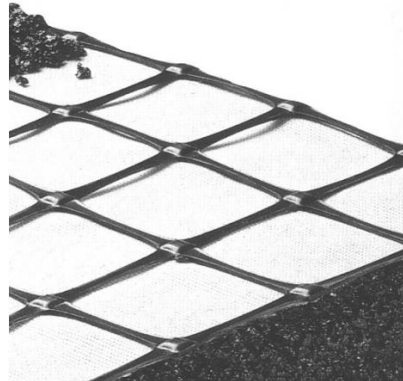
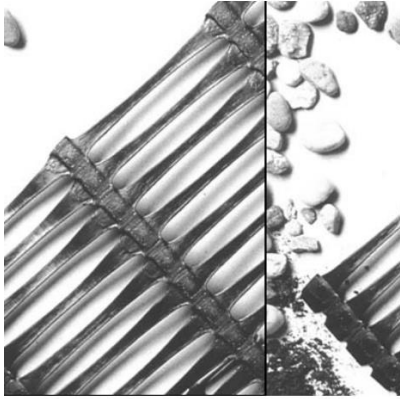
- *Geogrelhas*

São produtos com estrutura em forma de grelha, cuja principal função é reforço de solo. Suas aberturas permitem a interação do meio em que estão confinadas, constituído por elementos resistentes à tração, sendo consideradas unidirecionais, quando apresentam elevada resistência à tração apenas em uma direção e bidirecionais, quando revelam elevada resistência à tração nas duas direções principais (ortogonais). Quanto à fabricação, os materiais geralmente usados são: o polipropileno de alta densidade (PEAD), o poliéster (PET) e o polipropileno (PP).

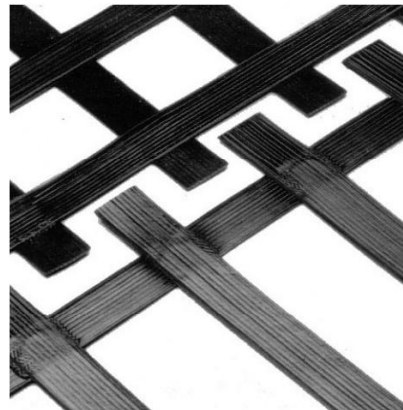
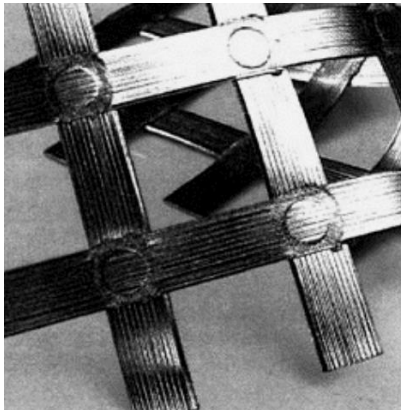
A respeito do processo de confecção, as geogrelhas podem ser extrudadas, soldadas ou tecidas. As geogrelhas extrudadas são obtidas a partir de processos de extrusão e posterior estiramento, podendo ser unidirecionais ou bidirecionais.

Na confecção das geogrelhas soldadas, ocorre a solda ortogonal de geotiras compostas por feixes de filamentos têxteis sintéticos.

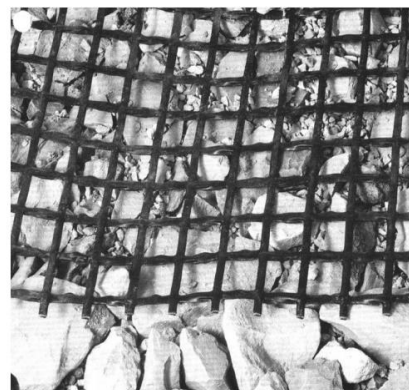
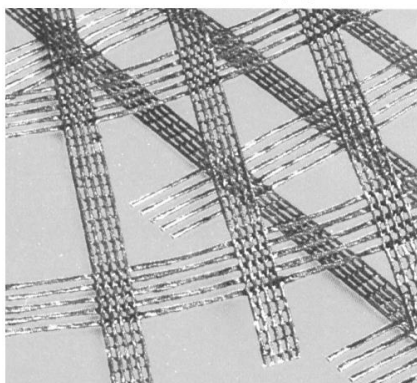
Já nas geogrelhas tecidas, os filamentos transversais e horizontais são tricotados ou intertecidos nas juntas e, posteriormente, recobertos por um revestimento de proteção. A Figura 2.2 ilustra os tipos de geogrelha mencionados.



(a) Estruturas de geogrelhas extrudadas



(b) Estruturas de geogrelhas soldadas



(c) Estruturas de geogrelhas tecidas

Figura 2.2. Tipos de geogrelhas (Sieira, 2003).

A característica chave das geogrelhas é que a abertura é grande o suficiente para criar interligações (*interlocking*) com as partículas circundantes do solo

(Figura 2.3). A dimensão da abertura varia de 2,5 a 15 cm. Além disso, no caso das geogrelhas, a força nas junções é de suma importância, pois através dessas junções, as cargas são transmitidas de um elemento para o outro quando são instaladas no solo (Shukla, 2012).

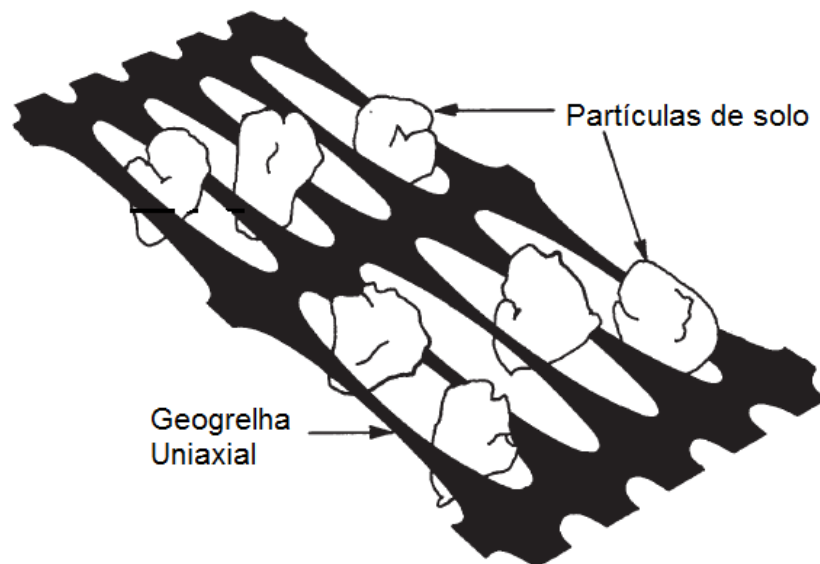


Figura 2.3. Mecanismo de interligação entre solo reforçado e geogrelha (Shukla, 2012 - modificado).

## 2.2.2. Mecanismos de trabalho das geogrelhas

Em geral, os solos possuem baixa resistência à tração e desenvolvem significativas deformações quando solicitados, principalmente no caso de fundações rasas onde o nível de deformação induzida pelas fundações em maciços pouco competentes é considerável, tornando, em muitos casos, complexa a execução de obras de cunho geotécnico.

Segundo Lopes (2012), o principal objetivo do reforço com geossintético é inibir o desenvolvimento de tensões de tração no solo. As tensões de tração suportadas pelo reforço melhoram as propriedades mecânicas de maciço de solo, aumentando a resistência ao cisalhamento à medida que tensão normal atua.

Nesta técnica, uma ou mais camadas de geossintético para reforço são colocadas dentro de um preenchimento granular controlado, criando assim, um material composto (solo + geossintético) com características de desempenho melhoradas.

De acordo com Vertematti (2004), os principais parâmetros geométricos estudados na inclusão de reforço no maciço de fundação são:

- I. espaçamento entre a fundação e a camada superior de reforço (U);
- II. número de camadas de reforço (N);
- III. profundidade total de reforço (d);
- IV. espaçamento vertical entre reforços (h);
- V. comprimento do reforço (L);
- VI. tipo e rigidez do reforço;
- VII. tipo de solo;
- VIII. profundidade da fundação (Df);
- IX. forma da sapata.

A Figura 2.4 apresenta um *layout* típico de uma fundação rasa reforçada com geossintético e os vários parâmetros geométricos estudados.

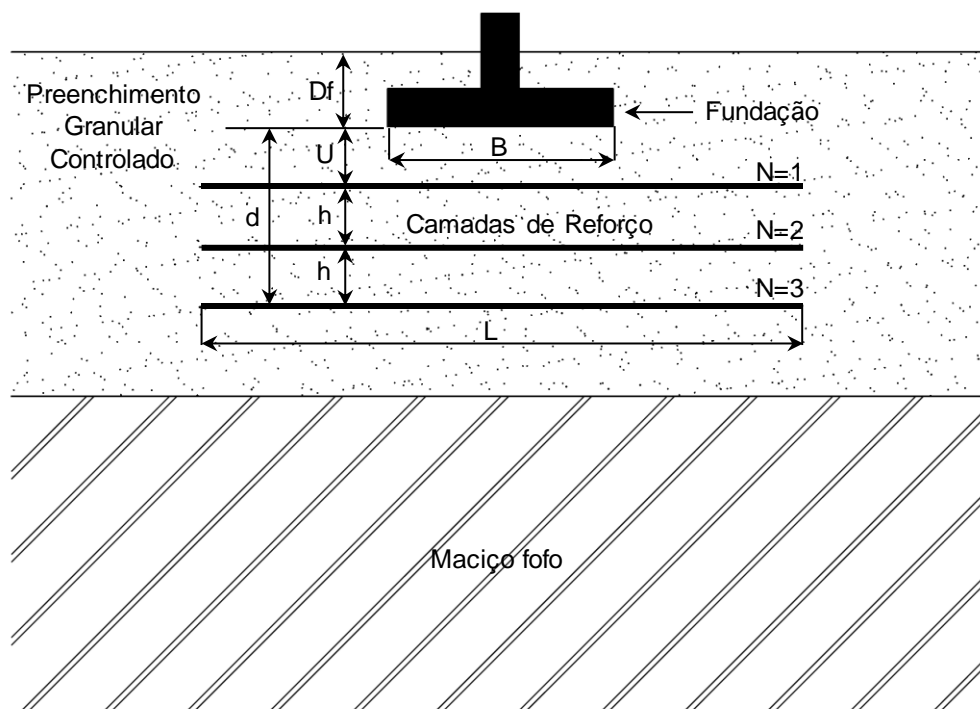


Figura 2.4. Parâmetros de solos reforçados com geossintéticos.

Quando uma massa de solo é carregada verticalmente, ela sofre deformações verticais de compressão e deformações laterais de extensão (tração). Contudo, se a



massa de solo estiver reforçada, os movimentos laterais são limitados pela reduzida deformabilidade dos reforços (Figura 2.5). Essa restrição é obtida à custa do desenvolvimento de esforços de tração nas camadas de geossintético, que absorvem as tensões cisalhantes na interface que, ao ficarem tracionadas, provocam redistribuição de tensões no solo (Sieira, 2003).

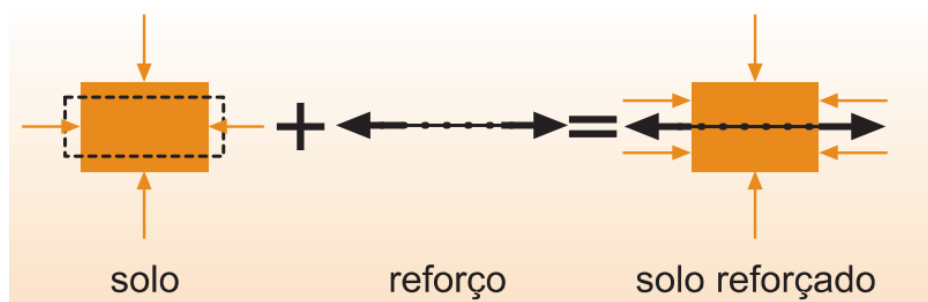


Figura 2.5. Princípio dos solos reforçados (Palmeira, 1999).

O gráfico da Figura 2.6 esquematiza o comportamento de tensão vs. deformação solo e reforço separadamente e o efeito da combinação de ambos em um elemento de solo reforçado. A combinação das propriedades dos dois materiais (solo e geossintético) e a perfeita interação entre eles resulta em um material com propriedades de engenharia suficientes para o bom desempenho em diversos tipos de obras.

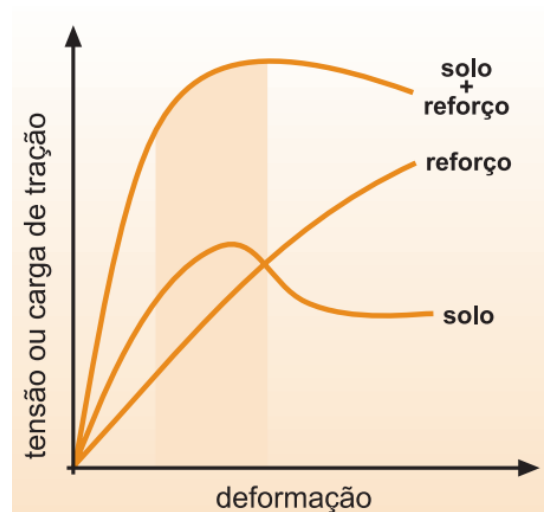


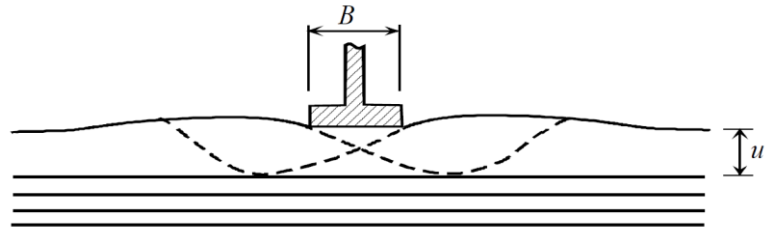
Figura 2.6. Comportamento tensão - deformação do material composto, solo + reforço (Palmeira, 1999).

Ferreira (2010) ressalta que a introdução de elementos de reforço não conduz a um melhoramento das características próprias do solo, mas a um melhoramento do comportamento global, que resulta da transferência de esforços do solo para os reforços.

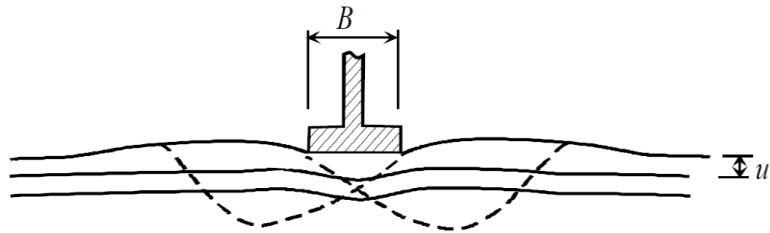
Binquet e Lee (1975) foram os pioneiros a estudar areias reforçadas a partir de modelos reduzidos. Em suas pesquisas, tiras metálicas foram utilizadas como elemento de reforço em areias.

Durante suas observações, Binquet e Lee (1975) identificaram três possíveis mecanismos de ruptura em fundações rasas reforçadas, em função do número de camadas de reforço ( $N$ ) e da distância da primeira camada em relação à fundação ( $U$ ), conforme apresentado a seguir:

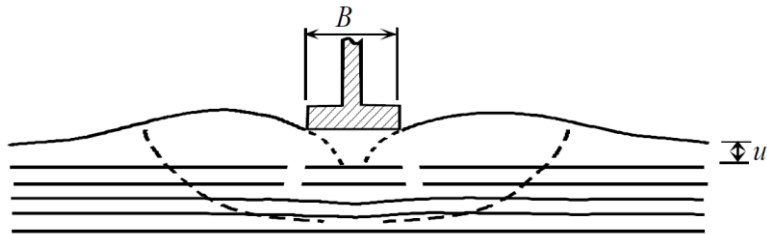
- I. Ruptura por cisalhamento acima da camada superior de reforço: ocorre provavelmente quando o espaçamento da camada superior de reforço ( $U$ ) é maior que  $2B/3$ , *i.e.*  $U/B > 0,67$  (Figura 2.7 a);
- II. Ruptura por não contribuição da camada geossintética: que ocorre nos casos em que o espaçamento da camada superior de reforço é menor que  $2B/3$  ( $0,67$ ), quando o comprimento do reforço não é suficiente ou quando o número de camadas é menor ou igual a três (Figura 2.7 b);
- III. Ruptura por tração (Rompimento da camada geossintética): que é provável quando os reforços são longos e rasos (espaçamento da camada superior de reforço é menor  $2B/3$ ) ou quando o número de camadas é maior ou igual a quatro. As camadas de reforço sempre rompem, aproximadamente, abaixo da borda ou em direção ao centro da base. A camada superior do reforço, na maioria das vezes rompe primeiro, em seguida, a camada imediatamente abaixo, e assim por diante (Figura 2.7 c).



(a)  $u/B > 2/3$ . Cisalha acima da primeira camada de reforço.



(b)  $u/B < 2/3$  e  $N < 2$  ou 3. Não contribuição da camada geossintética.



(c)  $u/B < 2/3$ , comprimentos longos e  $N > 4$ . Rompimento da camada geossintética.

Figura 2.7. Possíveis mecanismos de ruptura de fundações diretas sobre solo reforçado (Binquet e Lee, 1975).

A partir dos estudos realizados, Binquet e Lee (1975) esquematizaram as distribuições de tensões no solo reforçado, conforme Figura 2.8.

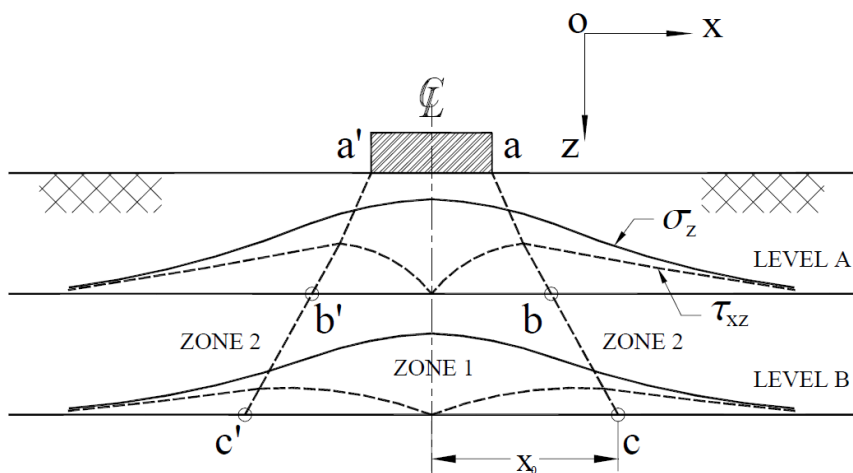


Figura 2.8. Distribuição das tensões abaixo de fundação e mecanismo de ruptura (Binquet e Lee, 1975).

Assumiu-se que o solo na zona 1 desceu com a aplicação carga, enquanto o solo em zona 2 se moveu lateralmente para fora. O limite das linhas  $(a - c)$  e  $(a' - c)$  entre a zona 1 e a zona 2 podem ser obtidos ligando os pontos de diferentes profundidades no maciço em que a tensão de cisalhante  $(\tau_{xy})$  é máxima. Os pontos poderiam ser prontamente calculados a partir da teoria elástica. A localização desses pontos também pode ser calculada usando a teoria da elasticidade.

Binquet e Lee (1975) também desenvolveram um parâmetro não dimensional para efeitos de reforço do solo e introduziram o conceito da taxa de capacidade de carga, o BCR (*Bearing Capacity Ratio*), obtido pela Equação 2.1:

$$BCR = \frac{q_R}{q} \quad (2.1)$$

sendo  $q_R$  e  $q$  as capacidades de carga do solo reforçado e não reforçado, respectivamente.

Chen (2007), em sua pesquisa, ressalta que a utilização de geossintéticos para função de reforço, pode causar uma melhoria considerável no que diz respeito às tensões que são transmitidas para camadas mais profundas do solo. Tal fato pode ser associado aos mecanismos resultantes da interação entre o geossintético e o solo. Baseado na literatura, Chen (2007) categoriza os mecanismos de interação da seguinte forma:

- (i) Limite Rígido (Figura 2.9 a): se a profundidade ( $U$ ) da primeira camada for maior que um valor específico, o reforço atuaria como um limite rígido e a falha ocorria acima dessa camada de reforço.
- (ii) Efeito Membrana (Figura 2.9 b): devido à carga aplicada, a base da fundação e o solo adjacente se movem para baixo; por consequência, o reforço é tensionado e deformado. Devido à sua rigidez, o reforço já deformado desenvolve uma força ascendente para suportar a carga. Observa-se que é necessário que haja uma certa deformação do reforço para que o efeito membrana ocorra; o mesmo deve ter comprimento e

rigidez suficientes para evitar que ocorra falha por arrancamento e tensão.

(iii) Efeito de confinamento, efeito de restrição lateral, (Figura 2.9 c): Devido ao deslocamento relativo que ocorrem entre o solo e o reforço, a força de atrito é induzida na interface de reforço do solo. Também é desenvolvido um intertravamento pela interação do solo com a geogrelha. Por consequência, a deformação lateral ou o potencial esforço de tração do solo reforçado é restringido. Como resultado, a deformação vertical do solo é reduzida. Esse confinamento lateral melhorado pode aumentar o módulo / resistência à compressão do solo e, assim, melhorar a capacidade de suporte.

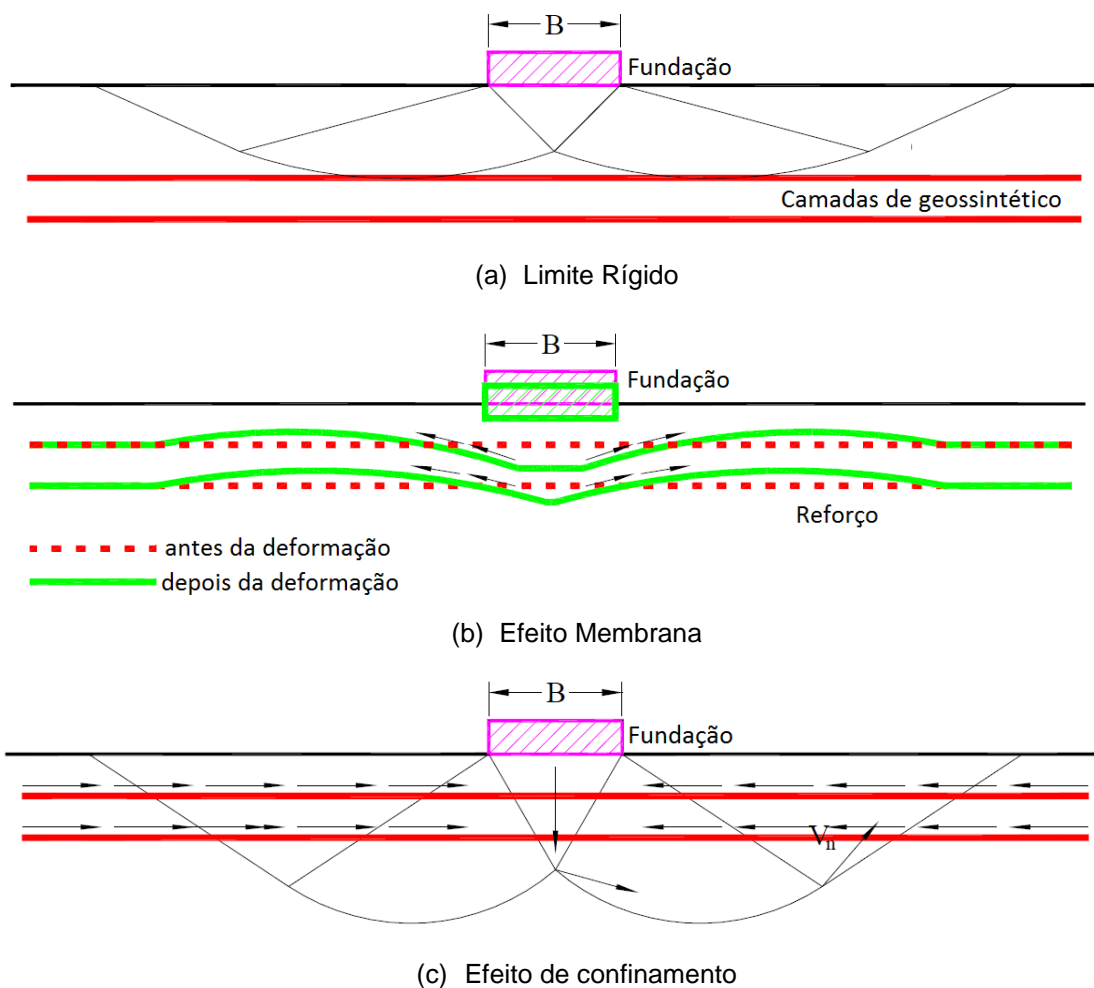


Figura 2.9. Mecanismo de interação (Chen, 2007 - Modificado).

Como pode ser observado, o primeiro mecanismo de interação citado por Chen (2007), item a da Figura 2.9, é correspondente a um dos mecanismos de interação estudados por Binquet e Lee (1975), como apresentado na Figura 2.7 desta dissertação.

Shukla *et al.* (2009) complementa que a inserção de geossintéticos no solo melhora o desempenho e as características de assentamento em comparação com as fundações convencionais, sendo algumas das melhorias citadas a seguir:

- i. Mudança do modo de ruptura: os geossintéticos reduzem as tensões cisalhantes externas transmitidas pelo solo até a superfície da base subjacente. Este efeito resulta em uma falha de cisalhamento geral, ao invés de uma falha local (Figura 2.10a), causando um aumento da capacidade de carga do solo. A redução do esforço cisalhante e a mudança no mecanismo de falha são uns dos principais benefícios da camada geossintética em pequenas deformações;
- ii. Os geossintéticos trabalham redistribuindo a carga aplicada no solo, proporcionando diminuição dos deslocamentos do preenchimento granular incorporado a ele (Figura 2.10b);
- iii. Melhoramento da interação solo - geossintético: o uso das geogrelhas em especial, oferece o benefício de interligar o solo através das aberturas das grelhas, conhecido como efeito de ancoragem (*interlocking*). A transferência de tensão do solo para geogrelha é feita através da passagem do solo por entre as junções da geogrelha.
- iv. Efeito de separação de camadas: os geossintéticos melhoram o desempenho do sistema de solo reforçado, atuando como um separador entre o solo de base fofa e o preenchimento granular.

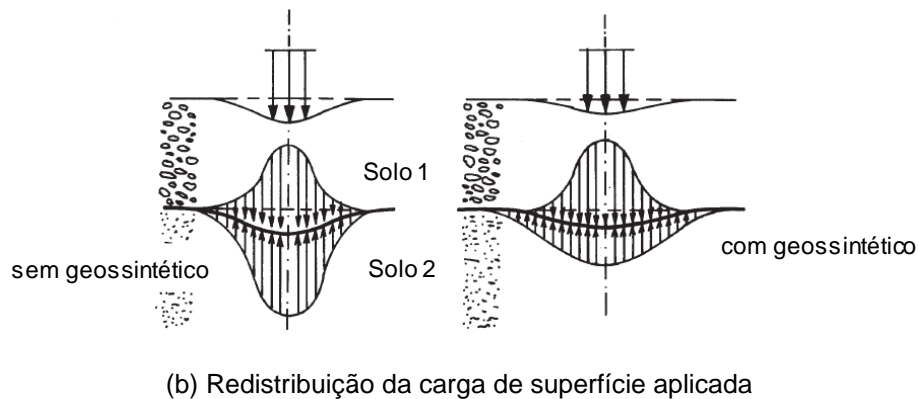
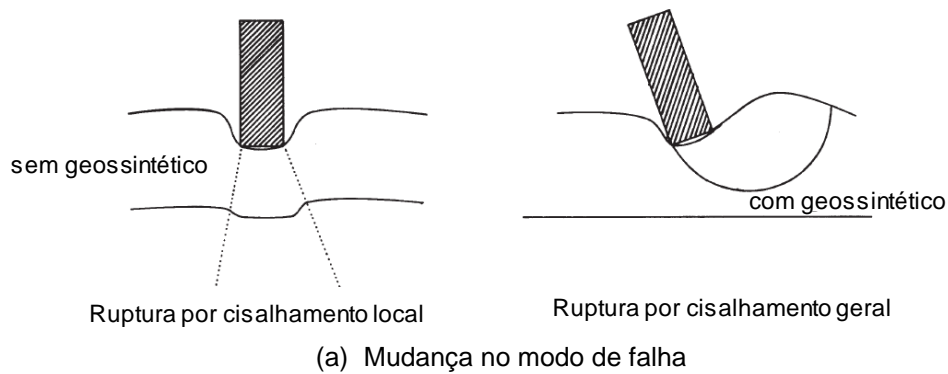


Figura 2.10. Influência da inclusão do geossintético em um sistema de solo de duas camadas (Shukla *et al.*, 2009 - modificado).

Vertematti (2004) ressalta que, para o bom funcionamento da camada de reforço, além do correto dimensionamento dos esforços solicitantes de projeto, é necessária a correta especificação do geossintético, através de valores adequados de suas propriedades relevantes.

Podem-se resumir como relevantes, para o desempenho ótimo da função de reforço, as seguintes propriedades:

- i. Resistência à tração;
- ii. Elongação sob tração;
- iii. Taxa de deformação;
- iv. Módulo de rigidez à tração;
- v. Comportamento em fluência;
- vi. Resistência aos esforços de instalação;
- vii. Resistência à degradação ambiental;
- viii. Interação mecânica com o solo envolvente;
- ix. Fatores de redução.

A Figura 2.11 exibe situações do uso de reforço com geossintético nas mais diversas áreas, entre elas: reforço de lastro em dutos, reforço de galerias de esgoto, base de pisos industriais e base de turbinas eólicas.



(a) Reforço de lastro de dutos (Brasil).



(b) Reforço de galerias (Brasil).



(b) Base de turbina eólica (Alemanha).



(d) Base de piso industrial (Brasil).

Figura 2.11. Exemplos de aplicação de reforço de fundações rasas com geossintético (Huesker, 2016).

### 2.2.3. Trabalhos relacionados a solos reforçados com geogrelhas

Um número considerável de pesquisas utilizou trabalhos experimentais em pequena escala e modelos de laboratório para avaliar o desempenho de solos reforçados com geogrelhas.

Wang *et al.* (2018) avaliaram, sob diferentes configurações de reforço, os deslocamentos e a resposta dinâmica correspondentes a carregamentos cíclicos de uma fundação rasa de base quadrada em areia reforçada com geogrelha. Os resultados da pesquisa mostraram que a capacidade máxima de sustentação das sapatas foi afetada pelo número e pela configuração do reforço e que o incremento da capacidade de sustentação nem sempre aumenta com o número de camadas de reforço.



EI - Soud e Belal (2018) fizeram modelagem física para estudar a capacidade de carga de fundações retangulares assentadas em areia reforçada com geogrelha. Seu principal objeto da pesquisa foi avaliar a influência da profundidade e do comprimento de ancoragem na capacidade de carga da fundação. Com a pesquisa, foi possível concluir que a capacidade de suporte aumenta em 1,5 a 1,7 vezes quando comparada aos modelos não reforçados e que a relação de incorporação ótima ( $u/B$ ) e a razão de comprimento ótimo ( $L/B$ ) seriam de 0,25 e 7,5, respectivamente.

Kolay *et al.* (2013) estudaram a melhoria na capacidade de carga suporte de fundações rasas com bases retangulares, em camada de areia reforçada com geogrelha, colocada acima de um solo argiloso. Foram feitos testes com diferentes profundidades da geogrelha, buscando uma relação ótima ( $u/B$ ). As conclusões mostram que a capacidade de suporte aumenta significativamente com o aumento de camadas de geogrelha; e que a relação de ( $u/B$ ) igual a 0,667 apresenta um aumento na capacidade de suporte de cerca de 33%.

Yamamoto e Kusuda (2001) investigaram o comportamento dos mecanismos de ruptura de fundações rasas reforçadas através do processamento de imagens.

A Tabela 2.1 ilustra várias das pesquisas feitas na área de solos reforçados com geogrelhas nas últimas décadas. Como pode ser observado, os trabalhos se resumem, basicamente, em estudo da capacidade de carga de modelo reforçados.

#### **2.2.4. Parâmetros geométricos de reforço**

Sharma *et al.* (2009), comparam vários estudos com diferentes especificações de reforços e configurações a respeito da modelagem em solos reforçados. De acordo com Sharma *et al.* (2009), após vasta revisão bibliográfica, as seguintes conclusões podem ser tomadas:

- i. A primeira camada de reforço deverá estar situada próxima da base da sapata, a uma profundidade ótima de  $U = 0,2B$  a  $0,5B$  (onde  $B$  é a largura da sapata);
- ii. O espaçamento vertical ( $h$ ) entre os reforços deverá estar entre  $0,2B$  a  $0,5B$ ;

- iii. A máxima profundidade total do sistema de reforço ( $d$ ), deverá variar entre  $1B$  e  $2B$ ;
- iv. O comprimento do reforço ( $L$ ) deverá variar entre  $2B$  a  $8B$ ;
- v. Reforços com maior módulo de elasticidade apresentam melhor desempenho que os de menor módulo de elasticidade.

Tabela 2.1. Pesquisas experimentais realizadas na área de solos reforçados com geossintético.

<b>Autores</b>	<b>Tema</b>
Roy e Deb, 2017	Efeitos da relação de aspecto de sapatas retangulares na capacidade de carga de areia reforçada com geogrelhas sob uma camada de argila mole;
Hou <i>et al.</i> , 2017	Capacidade de carga de fundações rasas corridas em solos arenosos utilizando reforço horizontal e vertical;
Mazhar <i>et al.</i> , 2017	Observação do modo de ruptura a partir da análise dos campos de deslocamentos de modelos reforçados e não reforçados com geogrelha e geotêxtil;
Cicek <i>et al.</i> , 2015	Efeito do comprimento de diferentes tipos de reforço geossintético na capacidade de carga de fundação rasa corridas em solos arenosos;
Chen e Abu Farsakh, 2015	Análise da capacidade de carga última de fundações rasas assentadas sob solo reforçado, comparação de vários estudos;
Drosos <i>et al.</i> , 2013	Interação solo-fundação-estrutura de fundação rasas retangulares reforçadas em areia;
Constâncio, 2010	Capacidade de carga de um modelo de fundação superficial retangular em solo arenoso fofo com reforço de geotêxtil;
Chen, 2007	Estudo dos benefícios do uso do reforço com geogrelha em fundações rasas na melhoria da capacidade de carga, redução de recalques e redistribuição das tensões em solos arenosos e argilosos;
Ghazavi e Lavasan, 2008	Efeito de interferência de fundações superficiais construídas em areia reforçado com geossintéticos;
Patra <i>et al.</i> , 2006	Estudos da capacidade de carga em fundações rasas corridas submetidas a cargas excêntrica em areias reforçadas com geogrelha;
James e Raymond, 2002	Tensão no reforço de geogrelha de agregados abaixo de fundações rasas;
Fabrin, 1999	O uso de geossintéticos no reforço de fundações – aplicação ao caso de tubulações enterradas;
Adams e Collin, 1997	Testes de carga em modelo de grande escala em fundações com solo arenoso reforçados com geossintéticos;
Omar <i>et al.</i> , 1993	Capacidade máxima de suporte de fundações superficiais em areia com reforço de geogrelha;
Khing <i>et al.</i> , 1993	Capacidade de carga de fundações corridas em areias reforçadas com geogrelha;
Guido <i>et al.</i> , 1986	Comparação de lajes de terra reforçadas com geogrelhas e geotêxteis;
Binquet e Lee, 1975	Testes de capacidade de carga em fundações rasas utilizando areias reforçadas;

A tabela 2.2, retirada de Marto *et al.* (2013), exibe um resumo dos parâmetros geométricos considerados ótimos por vários autores, complementando o item 2.2.4 dessa dissertação.

Tabela 2.2. Resultados de pesquisas anteriores sobre parâmetros geométricos ótimos. (Marto *et al.*, 2013 - modificado).

<b>Pesquisador</b>	<b>Tipo de Reforço e Modelo</b>	<b>Tipo de Fundação</b>	$(u/B)_{otm}$	$(b/B)_{otm}$	$(h/B)_{otm}$	$N_{otm}$
Akinmusuru e Akinbolade, 1981	Tiras tecido	quadrada	0,5 - 1			3
Guido <i>et al.</i> , 1985	Geotextil	quadrada	0,5	2,5		3
Singh, 1988	Geogrelha	quadrada			0,15 – 0,25	
Omar et al, 1993	Geogrelha	quadrada	1	4,5	0,33	3
Yetimoglu <i>et al.</i> , 1994	Geogrelha	quadrada	0,25	4,5	0,2	
Ismail e Raymond, 1995	Geogrelha FEM	corrida	0,31			2
Adams e Collin, 1997	Geogrelha		0,48		0,25 – 1,5	3
Hatafand Baziar, 2000	Resíduos de Pneu	quadrada	0,315		0,46	
Patra <i>et al.</i> (2005)	Geogrelha	corrida	0,35	5	0,25	
Chang e Cascante, 2006	Geogrelha FEM	quadrada	0,3 – 0,5			
Alamshahi e Hataf, 2009	Geogrelha	corrida	0,75		0,75	3
Mosallanezhad e Hataf, 2010	Geogrelha FEM	quadrada	0,25	1,5	0,25	
Ghazavi e Mirzaeifar, 2010	Geogrelha	quadrada	0,3	3	0,3	
El Sawwaf e Nazir, 2010	Geogrelha	corrida	0,3	5	0,6	3
El Sawwaf e Nazir, 2011	Geogrelha	corrida			0,5	3

Legenda:  $B$  é a menor dimensão da sapata;  $D$  é o diâmetro da sapata;  $u$  é a profundidade da até primeira camada de reforço;  $H$  é a distância vertical entre as camadas;  $b$  é o comprimento do reforço;  $N$  é o número de camadas de reforço;  $Otm$  é otimizado;  $FEM$  é método de elementos finitos (modelo numérico).

### 2.3. Modelagens físicas

Os modelos físicos reduzidos são ferramentas usadas em diversos ramos da engenharia. Particularmente na Engenharia Geotécnica, os modelos físicos têm se

mostrado uma boa opção na análise e previsão obras, tais como: usinas hidroelétricas, pontes, barragens, fundações, dentre outras.

Modelos reduzidos podem ser entendidos como a redução de uma estrutura complexa conhecida em uma estrutura relativamente mais simples, sem perder as características importantes do comportamento do protótipo. A modelagem física é uma técnica que envolve menores custos construtivos e a possibilidade, quando necessário, de levar o modelo até a ruptura sem maiores dificuldades ou riscos.

### 2.3.1. Processo de execução de um modelo reduzido

O planejamento cuidadoso das diversas etapas envolvidas no processo de execução de um modelo reduzido é determinante para o sucesso do estudo.

Um estudo experimental de uma estrutura de engenharia é em si um pequeno projeto de engenharia e, como em qualquer projeto de engenharia, precisa de uma sequência lógica e criteriosa de eventos. (Harris, 1999 *apud* Tavares, 2012).

A Figura 2.12 mostra a sequência de execução de um modelo reduzido sugerida por Reinhorn (2008).

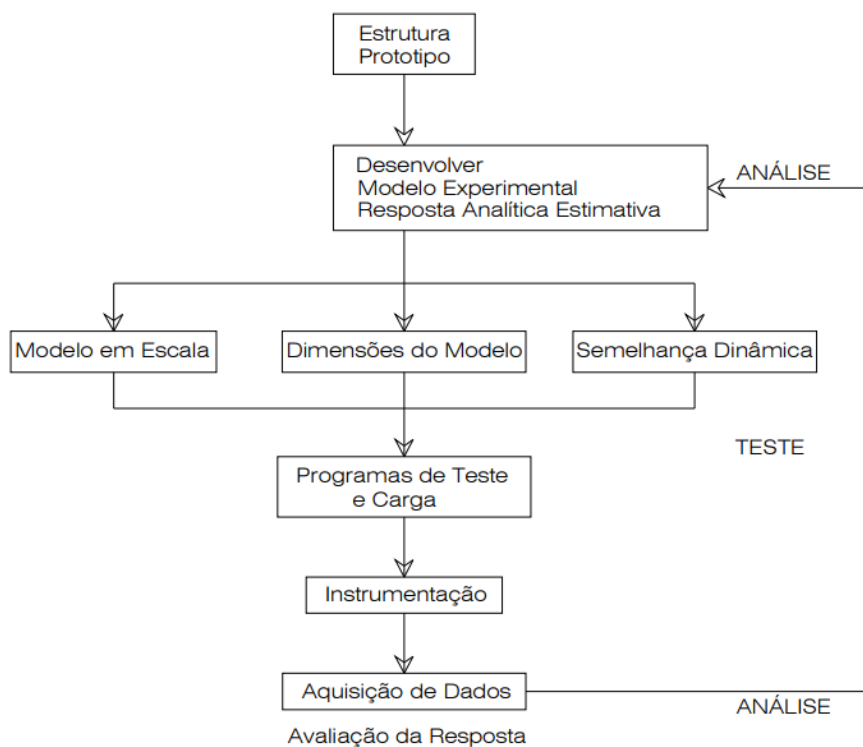


Figura 2.12. Sequência de execução do modelo de teste (Reinhorn, 2008).

A seguir, mostra-se a sequência de execução de um modelo físico reduzido:

- i. Definir os objetivos dos testes experimentais, como por exemplo: a resposta desejada, mecanismos de rupturas esperados, entre outros.
- ii. Selecionar a escala de trabalho, que é normalmente determinada pelos recursos disponíveis no laboratório, como por exemplo: espaço, dispositivos de carregamento, instrumentação, entre outros;
- iii. Seleção dos tipos de material para confecção dos modelos reduzido, buscando se assemelhar ao máximo aos materiais normalmente utilizados em protótipo, baseados em características de interesse, como por exemplo: deformação, material constituinte, entre outros;
- iv. Condição de semelhança que o modelo irá seguir, como os exemplos apresentados na Tabela 2.3;
- v. Realização do projeto do modelo e planos de fabricação;
- vi. Determinação dos equipamentos necessários para salvar e armazenar os dados coletados durante os ensaios (aquisição dos dados);
- vii. Observar a resposta dos modelos a partir das análises dos dados que, de preferência, devem ser interpretados logo após da execução do ensaio, possibilitando assim, alteração da metodologia caso necessário;

Já na Tabela 2.3, Gomes (1993) sugere uma classificação geral dos tipos de modelos físicos passíveis de aplicação em problemas geotécnicos. A classificação divide os grupos em função da natureza das grandezas envolvidas, objetivos visados e infraestrutura disponível.

### **2.3.2. Vantagens e limitações dos modelos físicos**

- i. Vantagens: A principal vantagem de um modelo físico em comparação a um modelo analítico é que possível retratar o comportamento de uma estrutura complexa, carregada até a ruptura. Na análise de sistemas estruturais tridimensionais, ainda não é possível prever analiticamente a capacidade de ruptura desses modelos. Além disso, em muitos casos os modelos físicos reduzidos são usados para calibrar os validar modelos numéricos. Outra

vantagem a ser destacar na utilização de modelo físicos reduzidos é a redução de custos na fabricação, preparação e eliminação pós testes.

- ii. Limitações: uma limitação que pode ser citada é que, na maioria das vezes, a modelagem física pode apresentar maior tempo e complexidade quando comparada à modelagem analítica, por exemplo. Outro fator limitante, segundo Harris (1999), são as mudanças que podem ocorrer no protótipo ao longo do projeto que, poderão requerer um segundo modelo para verificação. Portanto, considerações de ordem prática sugerem, muitas vezes, que o modelo físico seja usado só para verificar um “quase finalizado” projeto.

Tabela 2.3. Tipos de modelos em problemas geotécnicos (Gomes, 1993).

Classe	Tipos de Modelos	Princípios Básicos
I	Modelos absolutos ou de Similitude Complexa	Simulação plena de todas as grandezas intervenientes no fenômeno analisado.
II	Modelos Relativos ou de Similitude Restrita	<p>Simulação apenas das grandezas mais relevantes ao fenômeno analisado</p> <p>II.a. Mesmo material do protótipo e em condições similares (modelos de similitude imperfeita);</p> <p>II.b. Mesmo material do protótipo e em diferentes estados iniciais;</p> <p>II.c. Material equivalente ao usado no protótipo.</p> <p>II.d. Simulação do campo gravitacional.</p>
III	Modelos Distorcidos	Simulação obtida através de adoção de diferentes escalas para grandezas de mesma base dimensional.
IV	Modelos Analógicos	Simulação obtida através da correlação entre os fenômenos qualitativamente distintos, mas regidos por equações de mesma estrutura formal.

### 2.3.3. Fator escala

Fator escala é o parâmetro que estabelece as relações entre o protótipo (campo) e o modelo reduzido (laboratório). Sendo dividido em fator de escala cinético e fator de escala geométrico.

O fator escala cinético,  $\alpha_c$ , é obtido pela razão entre as respectivas acelerações as quais protótipo e modelo são submetidos. A relação matemática que rege o fator de escala cinético está representada na Equação 2.2:

$$\alpha_c = \frac{\alpha_p}{\alpha_m} \quad (2.2)$$

sendo,  $\alpha_p$  aceleração do protótipo e  $\alpha_m$  aceleração do modelo. Diferentemente de modelo em gravidade induzida (modelo em centrifugas), modelos em escala natural apresentam  $\alpha_c = 1$  (1g).

Já o fator de escala geométrico ( $\lambda$ ) é o que estabelece uma relação de proporção entre o protótipo e o modelo. O fator de escala geométrico é obtido matematicamente pela Equação 2.3:

$$\lambda = \frac{\lambda_p}{\lambda_m} \quad (2.3)$$

Sendo:  $\lambda_p$  o comprimento do protótipo e  $\lambda_m$  o comprimento do modelo.

A partir das Equações 2.2 e 2.3, é possível estabelecer relações de proporção entre protótipo e modelo relacionando grandezas diversas, como visto na Tabela 2.4.

Tabela 2.4. Fator escala.

<b>Grandeza</b>	<b>Fator Escala Protótipo/modelo</b>
Aceleração	1
Comprimento	$\lambda$
Área	$\lambda^2$
Volume	$\lambda^3$
Força	$\lambda^3$
Densidade	1
Massa	$\lambda^3$
Peso específico	1
Tensão	$\lambda$
Ângulo de Atrito	1
Porosidade	1
Modulo de elasticidade	$\lambda$

#### 2.3.4. Análise dimensional

A análise dimensional oferece um benefício substancial em qualquer investigação do comportamento físico, porque permite ao experimentador combinar variáveis dentro de grupos adimensionais ( $\pi$  termos), com uma conseqüente redução das quantidades desconhecidas. Em um sistema coerente de unidades de medidas, as unidades de um pequeno número de grandezas são independentes e adotadas como unidades fundamentais ou de base. As unidades das demais grandezas, chamadas grandezas derivadas, são dependentes dessas unidades fundamentais, de acordo com as leis físicas ou formulações matemáticas (Souza, 2004).

Para obtenção dos grupos  $\pi$ , deve-se utilizar o seguinte procedimento:

- i. Listar todos os parâmetros envolvidos (o número de parâmetros é definido pela letra  $n$ );
- ii. Selecionar um conjunto de dimensões primárias como, por exemplo, massa, comprimento e tempo conforme Tabela 2.5;
- iii. Escrever todos os parâmetros em termos de suas dimensões primárias (Tabela 2.6) e determinar  $r$  e  $m$ , onde  $r$  é o número de dimensões primárias presentes no problema, e  $m$  é o grau da matriz dimensional, ou seja, é a ordem do maior determinante não nulo da matriz;
- iv. Selecionar  $m$  parâmetros que aparecerão em todos os grupos. Estes não podem envolver as mesmas dimensões primárias, mesmo que diferindo por um expoente. O parâmetro dependente também não deve ser selecionado;
- v. Escrever as equações dimensionais, combinando os parâmetros repetidos com cada um dos excedentes;
- vi. Verificar se os parâmetros  $\pi$  obtidos são realmente adimensionais, como os exemplos da Tabela 2.7, onde são expostos os grupos adimensionais mais comuns.



Tabela 2.5. Dimensões das grandezas primárias.

Grandeza	Símbolo	Unidade SI
Massa	M	Quilograma (kg)
Comprimento	L	Metro (m)
Tempo	T	Segundo (s)
Temperatura	$\Theta$	Kelvin (k)

Tabela 2.6. Dimensões de grandezas derivadas.

	Grandeza	Símbolo	Dimensão
Geometria	Área	A	$L^2$
	Volume	V	$L^3$
Cinemática	Velocidade	U	$LT^{-1}$
	Velocidade Angular	$\omega$	$T^{-1}$
	Vazão	Q	$L^3T^{-1}$
	Fluxo de Massa	m	$MT^{-1}$
Dinâmica	Força	F	$MLT^{-2}$
	Torque	T	$ML^2T^{-2}$
	Energia	E	$ML^2T^{-2}$
	Potência	P	$ML^2T^{-3}$
	Pressão	p	$ML^{-1}T^{-2}$

Tabela 2.7. Grupos adimensionais mais conhecidos.

Nome	Símbolo	Grupo Adimensional
Número de Reynolds	Re	$\frac{\rho VL}{\mu}$
Número de Euler	Eu	$\frac{\Delta p}{\frac{1}{2}\rho V^2}$
Índice de Cavitação	Ca	$\frac{p - p_v}{\frac{1}{2}\rho V^2}$
Número de Froude	Fr	$\frac{V}{\sqrt{gL}}$
Número de Weber	We	$\frac{\rho V^2 L}{\sigma}$
Número de Mach	M	$\frac{V}{c}$

### 2.3.5. Efeito escala em geogrelhas

Historicamente, a modelagem física com geogrelhas a 1g foi pouco usada. Segundo Viswanadham e Konig (2004), esse fato se deve, provavelmente, à grande dificuldade na seleção de materiais adequados, suas modelagem e instrumentação.

Na modelagem física - tanto a 1g quanto a  $ng$  (modelagem em centrifuga), é necessário assumir que o tamanho médio das partículas do solo usadas no modelo e no protótipo são idênticos, porém, quando se trata de estudos relativos a solos reforçados, a condição de similitude do reforço não permite o uso de produtos idênticos entre modelo e protótipo.

A Tabela 2.8 apresenta os fatores de redução de escala que devem ser implementados nas geogrelhas nos modelos reduzidos.

Tabela 2.8. Fator escala para modelagem em 1g de materiais geossintéticos (Viswanadham e Konig, 2004 - modificado).

Parâmetros	Fator para modelo 1g
Deformação do geossintético $\varepsilon_g$ (%)	1
Comprimento (m)	$1/\lambda$
Deslocamento (mm)	$1/\lambda$
Área da seção transversal da abertura (m <sup>2</sup> )	$1/\lambda^2$
Comprimento da seção transversal da abertura (m)	$1/\lambda$
Resistência a tração $T_g$ (kN/m)	$1/\lambda^2$
Rigidez $J_g$ (kN/m)	$1/\lambda^2$
Força de arrancamento P (kN)	$1/\lambda^3$
Força de ligação $\tau_b$ (kN/m <sup>2</sup> )	$1/\lambda$
Ângulo de atrito solo – geossintético	1

Viswanadham e Konig (2004) apresentam também o gráfico do comportamento de materiais geossintéticos em modelo e protótipo, como pode ser verificado na Figura 2.13.

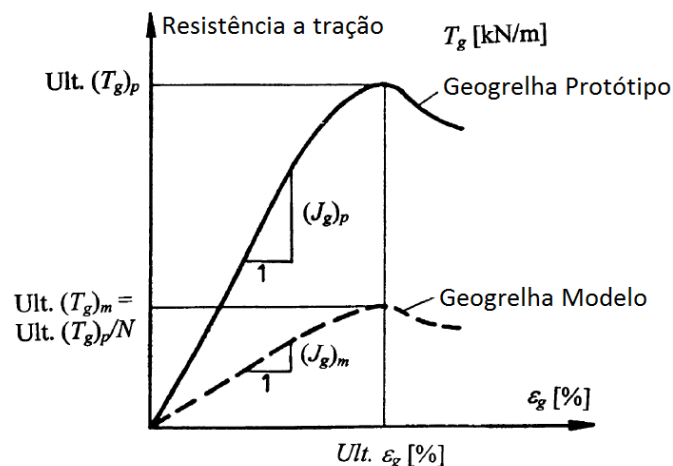


Figura 2.13. Comportamento tensão deformação de geogrelhas em protótipo e modelo (Viswanadham e Konig, 2004).

Recentemente, o efeito escala em geogrelhas foi estudado por Tavakoli Mehrjardi e Khazaei (2017), e uma série de testes de placa foi realizado variando o tamanho do grão, a abertura da geogrelha e o tamanho da placa.

Como resultado principal, os autores concluíram que o tamanho de abertura ótimo seria cerca de 4 vezes o tamanho médio dos grãos ( $D_{50}$ ). A Figura 2.14 exhibe um dos resultados da pesquisa, onde fica evidente o aumento do ganho de capacidade de carga quando a abertura da grelha e de 4 vezes do  $D_{50}$ . Outro resultado destacado pelos autores é que o  $B$ , menor dimensão da fundação rasa, deve ser cerca de 20 vezes o tamanho médios dos grãos.

Tavakoli Mehrjardi e Khazaei (2017) falam ainda sobre a escassez de trabalhos relacionados com efeito de escala e de resposta do solo reforçado com geogrelhas a 1g, ressaltando que é um dos assuntos mais desafiadores nessa área.

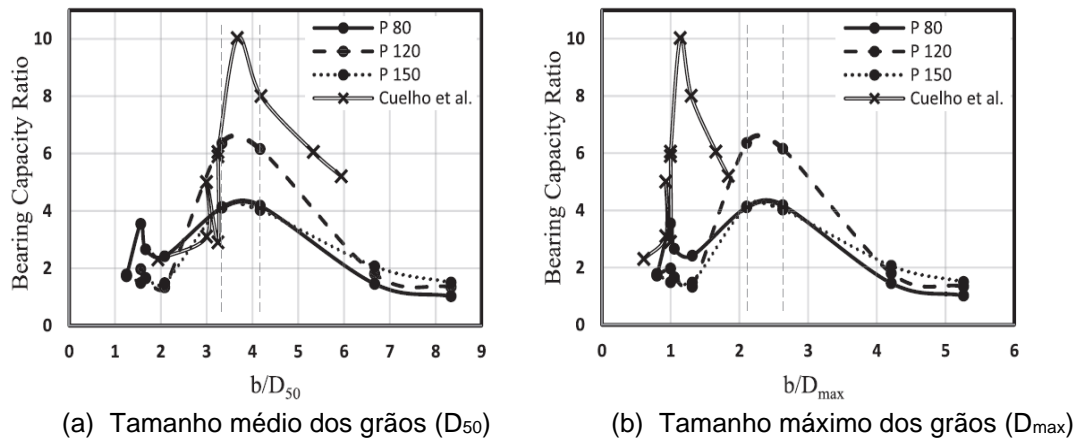


Figura 2.14. Variação da taxa de capacidade de suporte versus a proporção do tamanho das aberturas da geogrelha (Tavakoli Mehrjardi e Khazaei, 2017).

## 2.4. Solos transparentes

Os solos transparentes foram desenvolvidos com o intuito de permitir a visualização interna em modelos físicos, possibilitando o uso de técnicas de medição não intrusivas que, por consequência evita erros de interpretação causados pela incorporação de sensores no modelo. Porém, para o sucesso da técnica, além da transparência, é imprescindível que o material usado na fabricação do solo sintético de fato se comporte como um solo natural. Para tal, a engenharia geotécnica cada vez mais, vem investindo em pesquisas a fim de aprimorar a técnica.

### 2.4.1. Histórico dos solos transparentes

Ezzein e Bathurst (2011) discorrem em sua pesquisa que as primeiras tentativas que foram realizadas na busca de matérias transparentes que substituíssem o solo natural aconteceram já nos anos 50. Wakabayashi (1950) utilizou vidro triturado misturado com um fluido com mesmo índice de refração para analisar a distribuição tensão gerada por uma base carregada na superfície do solo.

Porém, como a utilização do vidro triturado não se conseguiu chegar ao comportamento similar ao do solo natural, primeiro, porque o vidro não consegue absorver o fluido e, segundo, porque suas bordas são afiadas e refletem a luz fazendo o material ficar translúcido e não transparente. Segundo Iskander *et al.* (2002), meios porosos contendo grãos de vidro são translúcidos e não transparentes e, portanto, não representam as propriedades geotécnicas naturais de um solo granular.

Melhores resultados foram atingidos combinando pó de sílica amorfa com sílica em gel a um fluido incolor com o mesmo índice de refração. (Ezzein e Bathurst, 2011). De acordo com Sadek *et al.* (2002), existe um grande número de materiais que podem ser combinados com líquidos adequados para obter misturas transparentes. No entanto, o custo é uma consideração relevante e um fator importante na escolha de materiais para produzir solos sintéticos transparentes.

Nas últimas décadas, surgiram inúmeras pesquisas na procura de materiais que atendessem aos requisitos de tensão, de deformação e de permeabilidade de um solo natural e, que fosse possível a utilização de tecnologias ópticas para o estudo dos padrões de deformação. Entre os pesquisados que se destacam podem-se citar: Iskander *et al.* (1994, 2002a, 2002b), Sadek *et al.* (2002), Liu *et al.* (2003), Zhao e Ge (2007), Gill e Lehane (2001) e Guzman e Iskander (2013).

Por definição, o solo sintético transparente é uma mistura composta de duas fases: a primeira é a fase sólida que contém os agregados sintéticos e a segunda é a fase líquida, composta pelo fluido de saturação. A transparência é obtida usando materiais e fluidos com índices de refração idênticos, permitindo a penetração completa da luz, tornando assim, a amostra transparente. (Iskander *et al.*, 2002b).

O índice de refração de um material transparente é a razão entre a velocidade à qual uma onda de luz viaja através do material em comparação com a velocidade da luz que viaja através do vácuo. (Tipler, 1999).

Quando a luz viaja de um meio para outro de diferente índice de refração (IR), parte da luz é refletida e parte da luz entra no segundo meio, conforme Figura 2.15. Entretanto, quanto mais perto forem os índices de refração entre dois materiais, menor será a reflexão. Quando os índices de refração de ambos os meios são combinados, a reflexão é eliminada e os dois meios parecerão homogêneos, fazendo com que luz consiga atravessar de um meio para outro sem interferências.

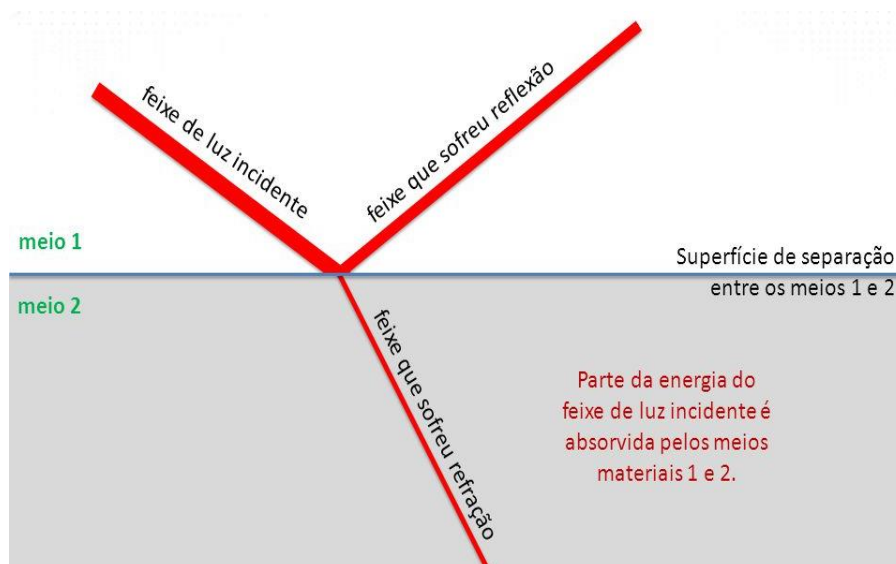


Figura 2.15. Reflexão e refração da luz em meios com IR distintos.

De acordo Iskander *et al.* (2015), os solos transparentes evoluíram nas últimas duas décadas como uma ferramenta útil para a modelagem física de mecanismos de interação solo-estrutura, comportamento hidráulico saturado-insaturado, processos térmicos em solos e modelagem em centrifuga. Além disso, há sua utilização em outras áreas, como a biologia por exemplo.

#### 2.4.2. Materiais usados para fabricação de solo transparente e suas características

Atualmente, os principais materiais utilizados para criação do solo sintético transparente incluem: pó sílica amorfa, gel de sílica, sílica fundida, quartzo fundido, aquabeads, gelbeads e laponina. E esses foram combinados com uma série de diferentes fluidos como, por exemplo, óleos minerais, óleo parafínico, óleo branco, mistura de salmoura, solução de sacarose e água com o objetivo de se encontrar uma combinação que fosse transparente.

##### (i) Pó de sílica amorfa

A sílica, representada pelo símbolo  $\text{SiO}_2$ , é um mineral que aparece em grande quantidade na natureza, fazendo parte da composição de uma série de matérias-primas, entre elas: areia, quartzo, quartzito, feldspato, filito, granito, agalmatolito,

bentonita, dolomita, argila e caulim. Pode ser encontrado de várias formas, destacando-se: sílicas cristalinas; sílicas vítreas, sílica em gel e sílicas amorfas.

O pó de sílica amorfa é um material extremamente fino que possui coloração branca, é amplamente utilizado na área da indústria, com destaque para: fosqueamento de tintas e vernizes, lacas e revestimentos, absorvedor de umidade para tintas em pó, aplicações na indústria alimentícia, farmacêutica e estabilização de cervejas (Carvalho, 2015).

É um material amorfo, inerte e insolúvel em água, apresentando, porém, propriedade higroscópica. Consiste em partículas ultrafinas na ordem de  $0,02 \mu\text{m}$  que se ajustam para formar partículas maiores contendo peso específico na ordem de 2. Um exemplo desse tipo de material é exposto na Figura 2.16. Apresenta considerável porosidade interna que faz com que seus agregados tenham menor densidade aparente quando comparados à maioria dos solos naturais finos (Iskander *et al.* 2002a).

A sílica amorfa é tida como sendo apropriada para a produção de argilas transparentes, por possuir propriedades semelhantes a de materiais particulados finos e por sua propriedade higroscópica conseguir absorver fluidos, o que causa o desalojamento o ar aprisionado em seu interior (Iskander *et al.*, 2002a).



Figura 2.16. Pó de sílica amorfa.

## (ii) Sílica gel

A sílica gel foi usada, pela primeira vez, em 1914, durante a primeira guerra mundial. Um gás mortal tinha sido desenvolvido e estava dizimando centenas de soldados. Diversos cientistas dos Estados Unidos foram convocados para pesquisar e encontrar um produto que, quando colocado nas máscaras usadas pelos combatentes, absorvesse o gás e impedisse a intoxicação dos soldados (Zhao e Ge, 2014).

No final do século 20, ocorreu uma grande evolução no contexto de solos transparentes para execução em ensaio geotécnicos. Iskander *et al.* (1994, 2002a, 2002b, 2010) investigaram o comportamento e as propriedades de meios transparentes para modelagem de argila e areia utilizando sílica gel e pó de sílica amorfa. As pesquisas realizadas por Iskander *et al.* (1994, 2002a) conseguiram determinar 2 poros fluidos que poderiam vir a ser utilizados na fabricação do meio transparente por possuírem o mesmo índice de refração do material granular. O primeiro poro fluido é uma mistura de 50:50 em peso de um óleo mineral incolor e um solvente a base de parafina. O segundo poro fluido é uma mistura de brometo de cálcio e água.

Embora ambas as misturas tenham sido usadas com sucesso para criação de modelos transparentes, elas oferecem algumas limitações em termos de estabilidade, toxicidade, inflamabilidade, degradação de membranas de látex durante testes triaxiais e degradação de transparência por evaporação, o que gera dificuldades na pesquisa (Zhao *et al.*, 2010). A Figura 2.17 exhibe a aparência da sílica gel.



Figura 2.17. Sílica gel (Sadek *et al.*, 2002).

Iskander *et al.* (2002 a, 2002 b) estudaram amplamente a sílica gel e concluíram que o material possui propriedades mecânicas semelhantes às de areias naturais. Segundo Zhou e Ge (2014), a sílica gel é uma forma coloidal de sílica e é obtida por meio de desidratação de  $H_2SiO_3$ . Na indústria, é comumente utilizada como agente de secagem, catalisadores e na purificação de diversas substâncias.

É um material inerte e poroso, com seus grãos variando de 0,5 mm até 5 mm, exibindo formas arredondadas e angulares. O peso específico é de cerca de 80% do valor das areias naturais, variando entre 6 a 9  $kN/m^3$  quando se trata do peso específico seco e, de 11 a 14  $kN/m^3$  quando se trata do peso específico saturado (Iskander *et al.*, 2002b).

Assim, como o pó de sílica amorfa, a sílica em gel também apresenta grande porosidade interna, e, em razão disso, exibe um alto índice de vazio intragranular. (Iskander *et al.*, 1994). Os grãos de sílica gel contêm uma vasta rede de poros interligados, com um diâmetro médio de 21 Å, o que reduz suas rigidez e força em comparação com a areia natural e promove o esmagamento de grãos (Iskander *et al.*, 2002b). O índice de vazio interagregado ( $e_i$ ) é geralmente usado para descrever o espaço vazio efetivo entre os agregados de gel de sílica (Zhao e Ge, 2014), podendo ser definido pela Equação 2.4.

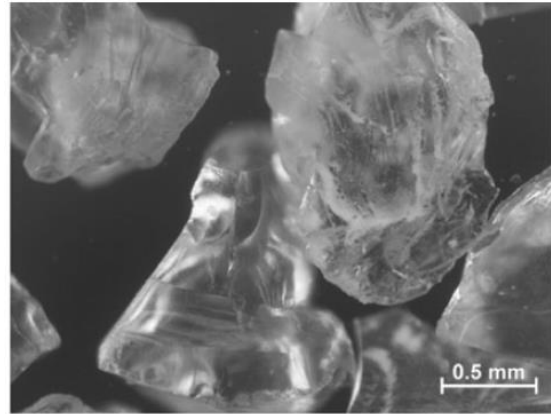
$$e_i = \frac{V_v - V_{vi}}{V_s + V_{vi}} = \frac{e - a\gamma_s}{1 + a\gamma_s} \quad (2.4)$$

onde:  $V_v$  é o volume total de vazios;  $V_{vi}$  é o volume de vazios dentro de agregados sólidos;  $V_s$  é o volume de sólidos;  $\gamma_s$  é o peso unitário dos sólidos; e  $a$  é o fator de absorção. Um valor típico de  $a$  igual a 0,3 ml/g para gel de sílica será usado nesta dissertação. Na Figura 2.18 é possível visualizar a microscopia da sílica gel ampliada cerca de 1200 vezes.

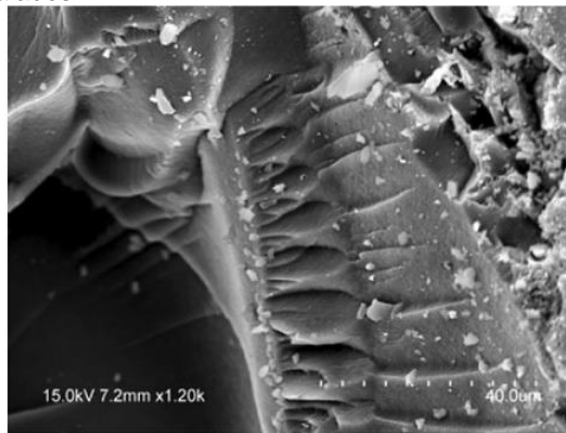




(a) Foto da seção transversal esférica ampliada em 48 vezes (2-5 mm) comumente encontrada como dessecante para produtos embalados.



(b) Foto da seção transversal angular ampliada em 25 vezes (0,5-1,5 mm) usada como substituto do solo.



(c)Foto ampliada 1200 vezes da superfície, mostrando estrutura porosa dentro da sílica.

Figura 2.18. Microscopia da sílica em gel (Guzman *et al.*, 2014).

### (iii) Sílica Fundida

A sílica fundida apresenta propriedades geotécnicas semelhantes à da sílica amorfa, diferindo pelo fato de a sílica amorfa apresentar alta compressibilidade e maior consolidação secundária devido às suas partículas porosas. Sendo a sílica fundida composta por partículas sólidas e sem poros internos, revela uma melhor capacidade para modelagem de areia natural (Sun e Liu, 2014).

A sílica fundida é um “vidro” típico calcinado por alta temperatura. Contém mais de 99,9% de  $\text{SiO}_2$  e um valor de pH de 6. O índice de refração varia de 1,55 a 1,4 através da faixa de transmissão de 0,16  $\mu\text{m}$  e 3  $\mu\text{m}$ . Possui propriedades químicas de alta pureza e estabilidade além de apresentar aparência incolor, sendo ideal para

modelagem de areais naturais por apresentar comportamento semelhante principalmente no aspecto tensão–deformação (Cao *et al.*, 2011).

#### (iv) Quartzo Fundido

O quartzo fundido é uma forma não cristalina de areia de quartzo fabricada pela fusão da sílica cristalina natural a temperaturas na ordem de 2000° C e posterior esfriamento. O processo de fusão é conduzido a vácuo para evitar a formação de bolhas no interior dos grãos, evitando que o material fique poroso. O quartzo fundido detém propriedades óticas e térmicas do quartzo superiores aos dos outros tipos de vidro, devido à sua elevada pureza. Por essa razão, é amplamente utilizado em aplicações industriais, como semicondutores, células solares, lentes de telescópio e microscópio, equipamentos de telecomunicações e recipientes de vidro para produtos químicos (Ezzein e Bathurst, 2011).



Figura 2.19. Partículas de quartzo fundido, graduação grossa:  $D_{50} = 1,68$  mm, graduação fina:  $D_{50}=0,33$  mm (Ezzein e Bathurst, 2011).

Guzman *et al.* (2013) analisaram o tamanho, forma, composição química, permeabilidade, resistência ao cisalhamento e compressibilidade, comparando os grãos de quartzo fundido e a areia natural. Como resultado, chegaram à conclusão de que, para as propriedades analisadas, o quartzo fundido apresentou resultados similares aos da areia natural. A tabela 2.9 oferece um resumo das propriedades do quartzo fundido. A visão ampliada das partículas de quartzo pode ser observada na Figura 2.20.



Figura 2.20. Visão ampliada do quartzo fundido (Chen *et al.*, 2014).

Tabela 2.9. Propriedades do quartzo fundido (Guzman *et al.*, 2013).

Propriedade	Valor
Densidade (kg/m <sup>3</sup> )	2,2
Resistência a tração (Mpa)	48
Dureza (escala de mohs)	4 – 6,5
Modulo de elasticidade (GPa)	72
Aparência	Clara
Coefficiente de Poisson	0,16
Índice de refração	1,4585

#### (v) *Aquabeads*

Aquabeads é um polímero absorvente de água fabricado a partir de uma resina capaz de absorver água até 200 vezes o próprio peso. Sua granulometria varia entre 4 e 8 mm. (Tabe *et al.*, 2011). O seu índice de refração é exatamente o da água, isto é, 1,333, com uma densidade de 980 g/L e um valor de pH de 8,5 a 10. Embora pareça amarelada quando seca, torna-se muito transparente depois de absorver a água (Lo *et al.*, 2008b, 2009). Uma vez que o aquabeads absorveu água, a liberação da mesma é mínima. Quando hidratado, se torna muito deformável e, conseqüentemente facilmente modelável. Pode ser aplicada para modelagem de argilas, sedimentos ou areias finas dependendo do tipo de aquabeads usados (Lo *et al.*, 2008a). Na Figura 2.21, algumas amostras de *Aquabeads* são apresentadas, em sua forma seca e saturada.

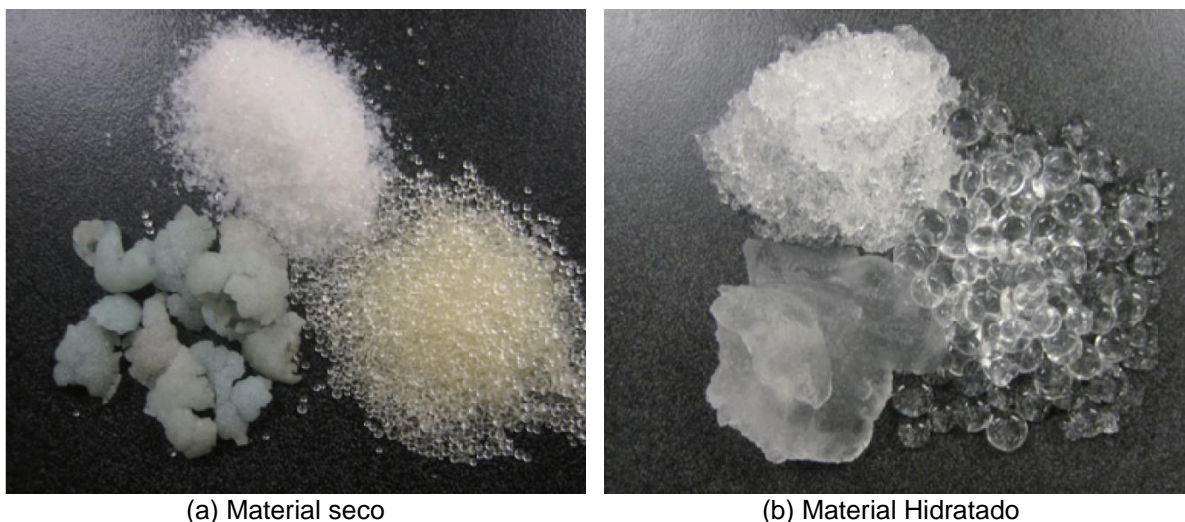


Figura 2.21. Tipos de Aquabeads (Tabe *et al.*, 2011).

(vi) *Gelbeads*

Gelbeads assim como o aquabeads, é um polímero absorvente de água produzido a partir de uma resina. Sua granulometria varia entre 5 a 7 mm e a condutividade hidráulica varia entre 4,6 - 6,8 cm/s. Quando comparados aos aquabeads, os geabeads demonstram resistência mais elevada, por serem mais rígidos, não são esmagados com tanta facilidade como os aquabeads. (Ma *et al.*, 2014). Esse tipo de material é geralmente usado para representar problemas de fluxo.

(vii) *Laponita*

Laponita foi utilizada pioneiramente por Wallace e Rutherford (2015), que depois de realizarem uma variedade de ensaios de caracterização, concluíram que suas propriedades são semelhantes aos dos hidrogéis (Aquabeads e Gelbads). Em seguida, foi utilizada por Chini *et al.* (2015) para investigar as superfícies de ruptura produzidas por equipamentos de medição *in situ* de resistência ao cisalhamento.(Carvalho, 2015). Quando comparado com os outros materiais usados na fabricação de solos transparentes, a Laponita ainda é pouco usada no meio científico.

A Tabela 2.10 proposta por Iskander *et al.* (2015) mostra um resumo das características das principais matérias usados na fabricação dos solos transparentes.

Tabela 2.10. Composição e propriedades típicas de solos sintéticos transparentes. (Iskander *et al.* 2015).

Propriedades	Pó de sílica amorfa	Sílica gel	Hidrogeis	Quartzo fundido	Laponita
Índice de refração	1,442	1,442	1,3333	1,458	1,336
Mais adequado para modelagem	Argilas	Areias	Fluxo de água ou depósitos marinhos fracos	Areia saturada e não saturada	Argilas marinhas
Peso unitário saturado (kN/m <sup>3</sup> )	9,4 – 16	11 - 14	10	13,4 – 16,4	10
Ângulo de atrito	19° - 36°	29° - 42°	-	44° - 59°	-
Coesão drenada (kPa)	20 - 44	0	-	0	-
Coesão não drenada (kPa)	35 - 250	0	0,005 – 0,012	0	0,3 – 0,42
Índice de compressão (Cc)	1,6 - 3	-	0,1 – 0,15	0,34 – 0,54	16,6 – 20,6
Índice de recompressão (Cs)	0,15 – 0,3	-	0,002 – 0,005	0,12 – 0,17	0,4
Condutividade hidráulica (cm/s)	2,3 x 10 <sup>-7</sup> a 2,5 x 10 <sup>-5</sup>	1,5 x 10 <sup>-4</sup> a 7 x 10 <sup>-3</sup>	7 x 10 <sup>-2</sup> a 6 x 10 <sup>-8</sup>	1,3 x 10 <sup>-5</sup> a 2,1 x 10 <sup>-5</sup>	5,0 x 10 <sup>-9</sup> a 1,6 x 10 <sup>-6</sup> .
Permeabilidade intrínseca (Darcy)	0,0015 – 0,16	1 - 45	-	24 – 40	-
Porosidade	Óleo Mineral, solventes parafínicos e misturas de salmouras (brometo de cálcio)		água	Misturas de óleo mineral ou soluções de sacarose	água
Viscosidade	0,0050 – 0,0036 Pa.s		0,009 Pa.s	0,0022 – 0,2012 Pa.s	0,0009 Pa.s

## 2.5. Técnicas de medição com o uso de solo transparente

A principal vantagem da utilização da técnica de solos transparentes é a possibilidade da visualização do que ocorre dentro do modelo reduzido sem a necessidade de incorporação de sensores.

Como será exposto nos próximos itens, existem duas técnicas principais não intrusivas que podem ser utilizadas para a visualização do campo de deslocamento em modelos reduzidos quando se utilizam solos transparentes.

### 2.5.1. Técnica da camada opaca

A técnica da camada opaca consiste na incorporação de partículas traçadoras feitas com mesmo material utilizado no modelo, porém tingidas com tinta negra não metálica para evitar a refletância.

Uma fonte de luz de tungstênio controlada é utilizada para iluminar a amostra. Segundo Omidvar *et al.* (2015), várias considerações influenciam o projeto do sistema de iluminação, como por exemplo: a eliminação da tremulação, a necessidade de grande quantidade de luz, a uniformidade da iluminação e a sensibilidade à temperatura de solos transparentes. A Figura 2.22 ilustra a amostra de solo transparente desenvolvida pela técnica da camada opaca por Omidvar *et al.* (2015).

A técnica da camada opaca foi utilizada em solos transparentes pela primeira vez por Omidvar *et al.* 2014 e 2015.

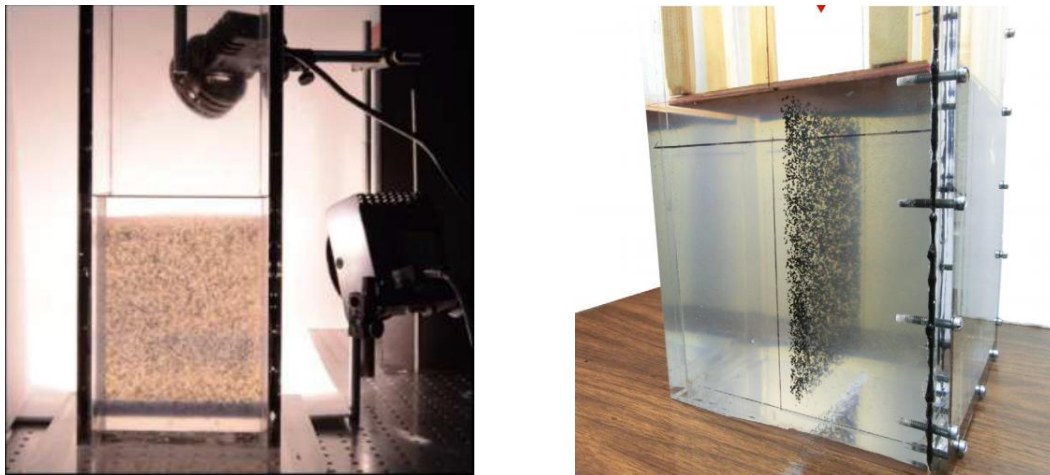


Figura 2.22. Amostra de solo transparente feita com o uso da técnica da camada opaca (Omidvar *et al.*, 2015).

### 2.5.2. Interferometria speckle

Devido à alta precisão apresentada em suas medidas, a *Interferometria Speckle* é uma técnica muito utilizada nos laboratórios de geotecnia em todo mundo, sendo fundada na caracterização não destrutiva, e tendo como base o efeito *speckle*. Tem-se demonstrado como uma técnica óptica adequada para a investigação de propriedades mecânicas e de deformações de materiais sob a influência de tensões, calor ou vibrações, onde o efeito é comparado a um estado de referência bem definido.

De acordo com o princípio de Huygens-Fresnel, quando um raio de luz atinge uma superfície, cada ponto desta atua como um emissor de novas pequenas ondas. No caso em que tal superfície é opticamente rugosa, com os centros espalhadores distribuídos ao acaso, estas pequenas ondas são espalhadas com fases iniciais variando aleatoriamente. Em um plano de observação qualquer, a superposição coerente de ondas originadas em pontos distintos da superfície da origem a uma distribuição de máximos e mínimos na intensidade da luz. O agrupamento destes padrões de interferência, cujas intensidades variam ao acaso, é usualmente conhecido como padrão de granulado ou *speckle* (Da Silva, 2007).

Para aplicação da técnica, é necessário que um plano de laser de alta potência “corte” opticamente o modelo. Para tal, uma lente é utilizada para transformar o feixe de laser em um plano de laser. O “corte ótico” gera o efeito *speckle* na seção de interesse, as imagens são capturadas com o auxílio de uma câmera e, posteriormente são processadas, como esquematizado na Figura 2.23.

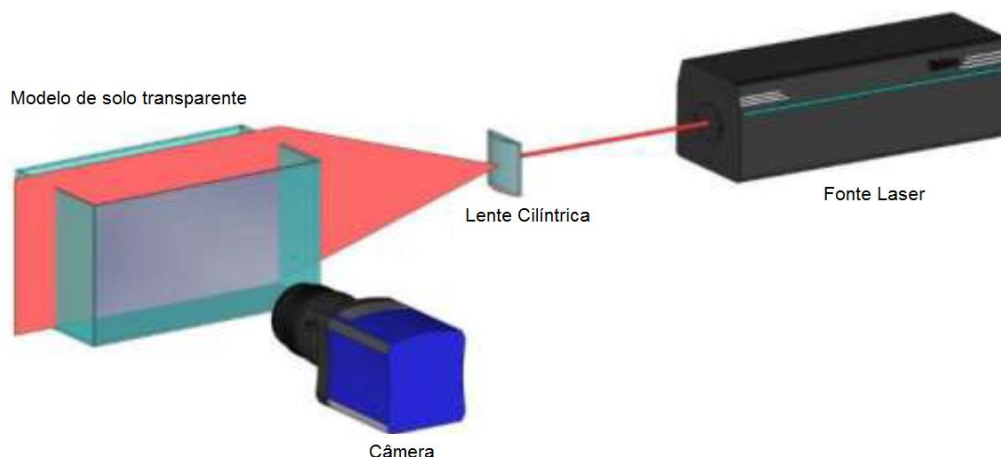


Figura 2.23. Representação da técnica da interferometria *speckle* (Carvalho, 2015).

A Figura 2.24, tirada durante os ensaios realizados por Black (2015), mostra o efeito *speckle* gerado pela aplicação do laser no solo transparente, que permitiu a análise dos deslocamentos das partículas de solo no modelo. Black (2015) utilizou modelagem em centrífuga para estudar a relação de interação existente entre solo e fundação rasa.

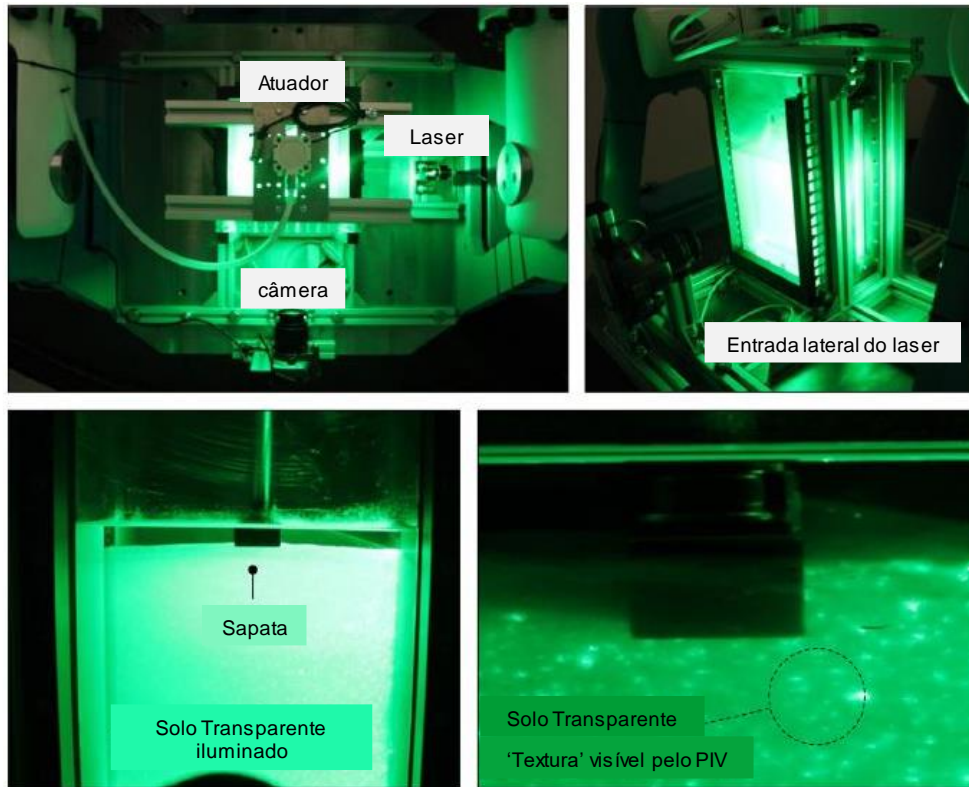


Figura 2.24. Sistema de ensaio e padrão *speckle* (Black, 2015 - modificado).

Liu e Iskander (2010) também aplicaram a técnica de *interferometria* para estudar deformações em um modelo de solo transparente feito em sílica gel em 2D e 3D. Neste estudo, concluiu-se que há grande semelhança e concordância no comportamento geotécnico do solo transparente e da areia natural. Liu e Iskander (2010) ressaltam, ainda, que os solos transparentes sintéticos são substitutos adequados para modelagem do comportamento de solos naturais em ambiente de laboratório. Na Figura 2.25, o padrão *speckle* atingido por Liu e Iskander (2010) é mostrado.

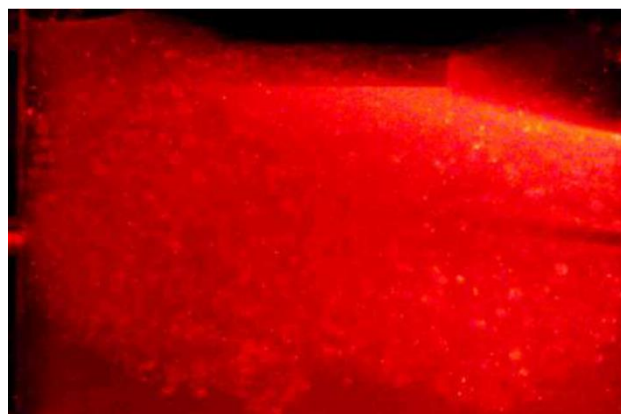


Figura 2.25. Padrão *speckle* típico de solo transparente de sílica gel (Liu e Iskander, 2010).



As deformações internas em uma pasta de solo transparente são medidas relacionando imagens de “manchas” geradas antes e depois da deformação do solo. Isto é obtido empregando a técnica de correlação de imagem combinado com fotogrametria avançada e o uso de fonte de luz laser para cortar opticamente o solo, que são analisados a partir dos *speckle* formados pela interface entre o laser e o solo (Kong *et al.*, 2015).

## 2.6. Técnica de processamento e análise de imagens

A principal técnica de processamento imagem usada é a correlação de imagens digitais (DIC) onde os pares de imagens são divididos em subconjuntos com precisão de subpixel e os campos de deslocamento são calculados comparando esses subconjuntos de imagens. A adoção de métodos de correlação de imagens digitais pela comunidade de engenharia geotécnica ao longo dos últimos 15 anos proporcionou aos pesquisadores uma ferramenta transformadora para a visualização de mecanismos de ruptura e a quantificação do comportamento de interação solo – estrutura em experiências de modelos físicos (Take, 2015). Em aplicações de mecânica de fluidos, as técnicas de correlação de imagens baseadas em princípios DIC são mais comumente referidas como velocimetria de imagem de partículas (PIV), pois a técnica é geralmente usada para medir a velocidade das partículas no modelo.

A técnica DIC baseia-se no uso de funções de correlações para localizar a melhor posição correspondente entre as duas imagens. Iskander *et al.* (2015) explica, em sua pesquisa, que o processo matemático de identificação da posição deslocada dos subconjuntos de imagens envolve a otimização de um coeficiente de correlação na forma de correlação cruzada (CC) ou soma da diferença quadrática (SSD). A qualidade das correlações é afetada por textura, variações de intensidade e contraste nas imagens adquiridas.

A imagem de referência, que é retirada antes do ensaio ser iniciado, é sobreposta a uma grade de medição virtual. O deslocamento é calculado em cada interseção da grade, usando a correlação de imagem mais adequada. O tamanho dessa janela é definido de acordo com o contraste usado na imagem, o gradiente de deslocamento e o tempo de computação.

Vários aprimoramentos foram introduzidos nos cálculos para contabilizar esses recursos. A Figura 2.26 esquematiza o fluxograma de um modelo de algoritmo usado para o cálculo de deslocamento entre duas imagens.

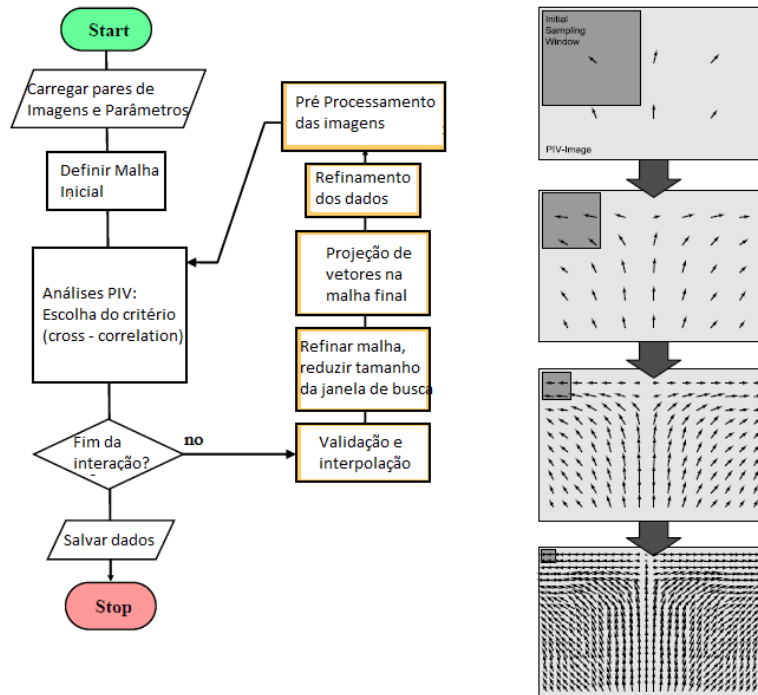


Figura 2.26. Fluxograma de um algoritmo avançado PIV (Manual do software PIVTEC).

Para ilustração, empregou-se o critério da soma de diferenças quadradas (SSD), que é o critério matemático mais utilizado nesses processos. Mazhar *et al.* (2017) consideraram um subconjunto de comprimento  $L$  selecionado na imagem de referência. A distribuição do nível cinza da imagem de referência é definida pela função  $f(x, y)$ . Após um deslocamento de  $(u, v)$ , a função  $f(x, y)$ , já deformada, é interpolada e passa a ser a função  $g(x, y)$ .

Em seguida, formulações matemáticas são utilizadas para determinar o menor deslocamento nesse espaço. Para o vetor de deslocamento real  $(u, v)$ , o coeficiente de correlação  $C(x, y)$  será mínimo. O processo de correlação é mostrado graficamente na Figura 2.27.

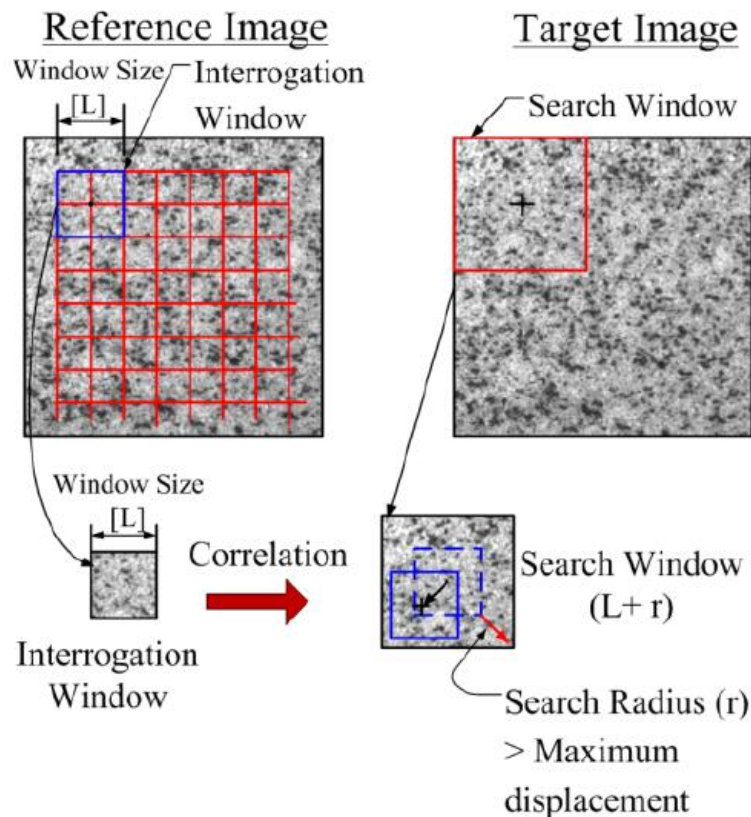


Figura 2.27. Processo de correlação de imagem digital (Mazhar *et al.*, 2017)

Para que as fotos possam ser submetidas ao algoritmo de processamento de imagens, é necessário que os valores dos *pixels* estejam identificados por uma escala de cinza. Para os *pixels* cujo valor corresponde ao preto, o nível de cinza é zero e, para *pixels* cujo valor corresponde ao branco, o nível de cinza é 255. A Figura 2.28 apresenta uma escala de cinza com 8 bits que é comumente utilizada durante esses processos.

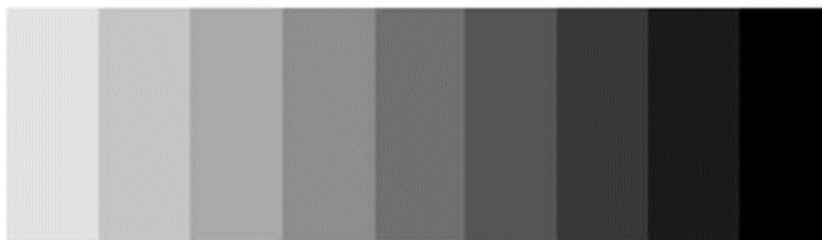
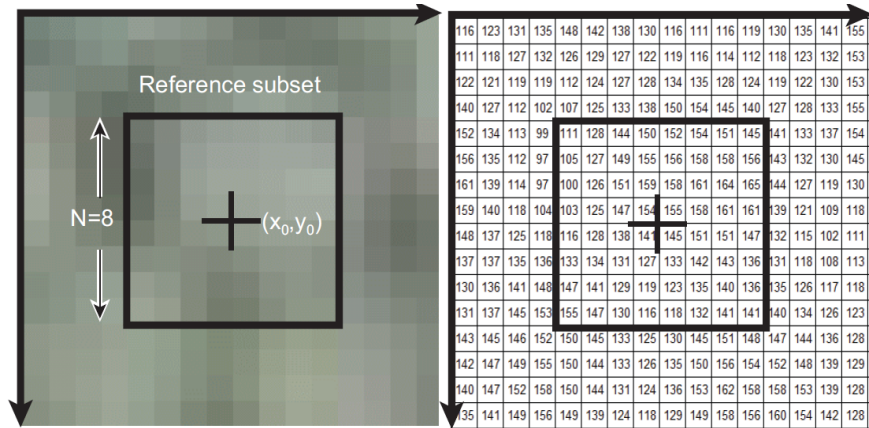


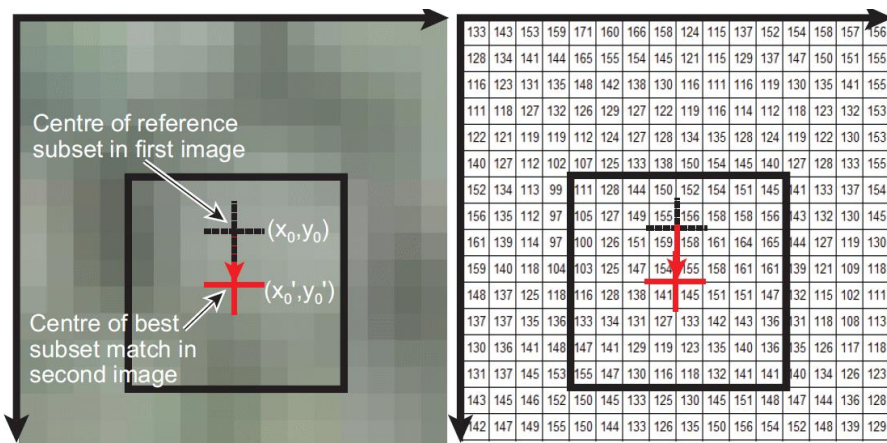
Figura 2.28. Escala de cinza típica (Carvalho, 2015).

Em seguida, a imagem é transformada em uma matriz de *pixel* monocromática que varia conforme a intensidade da luz, onde cada elemento da imagem, ou seja, cada *pixel* é localizado na imagem por suas coordenadas no plano. Um exemplo de matrizes geradas em cada enquadramento (subconjunto) foi proposto por Take (2015). A Figura 2.29 explica que cada imagem digital é simplesmente uma matriz de

valores que varia conforme a intensidade de cor, e que as regiões rastreadas são subconjuntos selecionados de dentro da matriz maior de valores, que nada mais é que a imagem completa.



(a) Imagem de referência expressa como matriz de intensidade de pixel.



(b) Imagem alvo após dois pixels de movimento descendente.

Figura 2.29. Matriz geradas a partir de imagem com valores variando conforme a intensidade da luz (Take, 2015).

Qi *et al.* (2018) apresentam a zona analítica usada em sua pesquisa, a malha inicial selecionada e o campo de *speckle* obtidos em condições escuras (Figura 2.30). Para uma melhor análise, os autores optaram por colocar pontos de controle na imagem inicial para o teste do modelo de solo transparente. A zona analítica inclui 1290 correções, o tamanho de cada malha era de 60px x 60px. Qi *et al.*, (2018) compararam os campos de deslocamento desenvolvidos por solos transparentes e areias naturais com mesma granulometria.

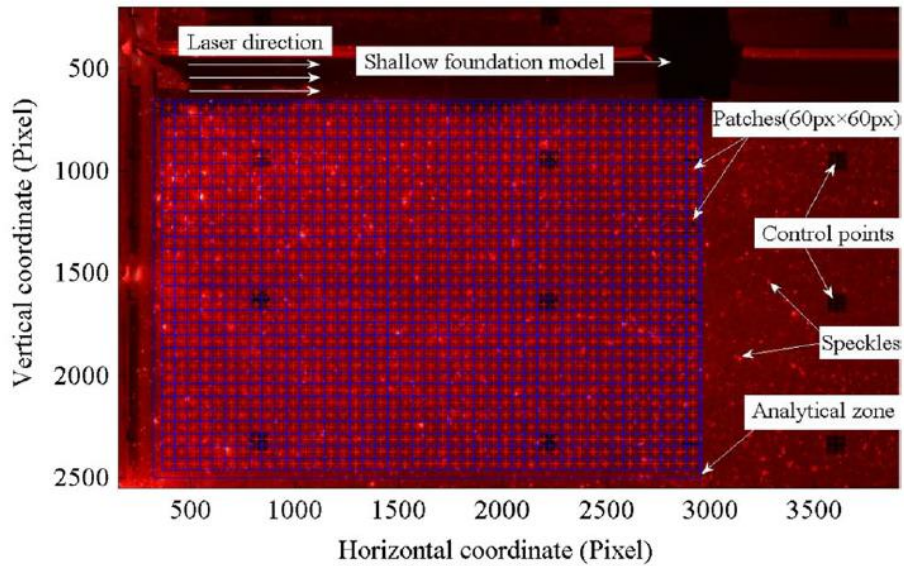


Figura 2.30. Zona analítica usada e padrão *speckle* desenvolvidos (Qi *et al.*, 2018).

A Figura 2.31 ilustra o resultado típico de uma análise DIC. Guzman e Alfaro (2016) utilizaram a modelagem física em escala reduzida para estudar o comportamento de um aterro ferroviário utilizando solo transparente.

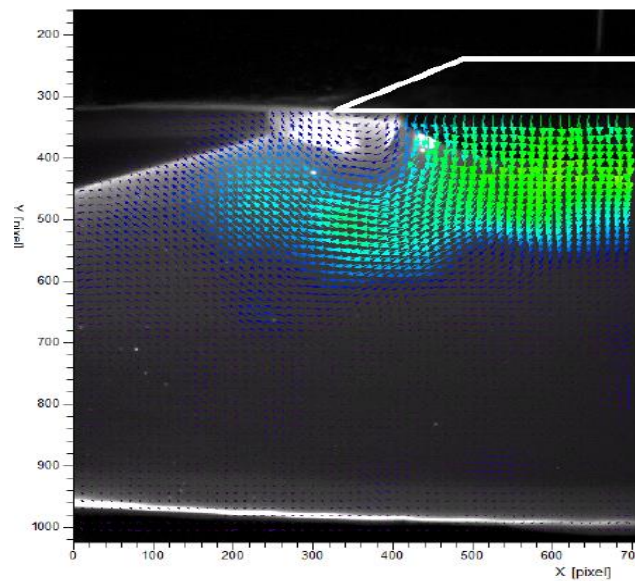


Figura 2.31. Resultado Típico de uma análise DIC (Guzman e Alfaro, 2016).

Carvalho (2015) destaca, ainda, que alguns parâmetros básicos devem ser previamente estabelecidos para o bom processamento dos dados, entre eles, a escolha ideal do formato digital da imagem. Entre os formatos de imagens conhecidos, cinco são amplamente usados. São eles: BMP, os TIFF, NEF, RAW e JPEG. Para que o arquivo possa representar todas as características da imagem capturada, evitando,

assim, erros nos resultados, o formato TIFF é o mais indicado, pois esse tipo de formato não permite a compressão da imagem.

Há uma variedade de *softwares* para a realização de análises DIC. Carvalho (2015) lista os *softwares* de código aberto e comerciais disponíveis mais usados no meio científico, conforme Tabela 2.11.

Tabela 2.11. *Softwares* PIV/DIC comerciais disponíveis atualmente (Carvalho, 2015).

<b>Software</b>	<b>Código Aberto</b>	<b>Funções Adicionais, Anotações</b>	<b>Uso Primário</b>
OPEN PIV (Taylor et al, 2010)	sim	Sucessor do software URAPIV (Primeiro software usado em análises DIC para solos transparentes)	Dinâmica de fluidos
Dynamic Studio (Dantec)	não	PIV Avançado (Multi-Grid), ferramentas de processamento de imagens incorporada, calibração de imagens, processamento em lotes de imagens	Dinâmica de fluidos e mecânica de sólidos
Geo PIV (White et al. 2003)	sim	Cálculo de deformações, módulo de calibração de imagens incluso	Mecânica dos solos
geoMAGIC (Iskander et al. 2015)	sim	Dinâmica em microescala, rastreamento de partículas, DIC Lagrangiano, cálculo de deformações, linguagem MATLAB	Mecânica dos solos
PIV VIEW 2D e 3D (PIVTec)	não	PIV Avançado (Multi-Grid), ferramentas de processamento de imagens incorporada, calibração de imagens, processamento em lotes de imagens	Dinâmica de fluidos
ProVISION (IDT)	não	PIV Avançado (Multi-Grid), processamento de imagens incorporada, processamento em lotes de imagens	Dinâmica de fluidos
MATPIV	sim	Processamento em lotes de imagens, linguagem MATLAB	Dinâmica de fluidos
Flow Master e Strain Master (LaVision)	não	PIV Avançado (Multi-Grid), processamento em lotes de imagens	Dinâmica de fluidos
PIVlab	sim	PIV Avançado (Multi-Grid), processamento em lotes de imagens, linguagem MATLAB	Dinâmica de fluidos
VidPIV	não	-	Dinâmica de fluidos
VIC-2D e VIC-3DC	não	PIV Avançado (Multi-Grid), ferramentas de processamento de imagens incorporada, cálculo de grandes deformações	Mecânica dos sólidos e dinâmica dos fluidos

Após a realização de uma vasta revisão bibliográfica, algumas conclusões podem ser tomadas com referência aos principais temas abordados:

- (i) A respeito da utilização de materiais geossintéticos como elemento de reforço, com destaque às geogrelhas, nota-se que é um tema consagrado na bibliográfica de forma geral. Não se há dúvida quanto aos benefícios da utilização desse material como elemento de reforço de solos, principalmente, quando se fala de ganho de capacidade de carga e de redução dos esforços de tração desenvolvidos no maciço de solo. Entretanto, ainda há poucos trabalhos em modelagem física que exploram o campo de deslocamento de modelos reduzidos reforçados;
- (ii) Quando se fala de modelagem física 1g, entende-se que, para que seja possível obter resultados satisfatórios e coerentes, o modelo deve ser cuidadosamente planejado. Devem-se ter bem definidos os objetivos da pesquisa e o que se espera como resposta dos ensaios realizados, além de se conhecer a infraestrutura disponível no laboratório. Nesse item, se destaca a utilização de geogrelhas em modelagens 1g, que são pouco usadas, devido à dificuldade de o pesquisador encontrar materiais adequados, de realizar sua modelagem e sua instrumentação.
- (iii) A respeito da utilização de solos transparentes em modelagem física, percebe-se que é uma ferramenta extremamente útil e eficaz, quando se deseja visualizar o que ocorre no interior dos modelos sem a influência de dispositivos externos, utilizados para medição de tensão e deslocamento. Devido à transparência das amostras do solo sintético, as análises podem ser feitas de forma não intrusiva, por meio da correlação de imagens digitais (DIC), sendo essa a principal vantagem de se utilizar solos transparentes. A utilização de técnicas de medição não intrusivas evita, por exemplo, que ocorram erros de conformidade durante a interpretação dos resultados dos campos de deslocamento.

## Capítulo 3 - MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo aborda a metodologia utilizada na construção de um modelo físico, em escala reduzida 1g, para avaliar a interação solo, geossintético e estrutura de uma sapata, assentada sobre um maciço de fundação de solo arenoso transparente reforçado e não reforçado. Foram realizados ensaios de carga do tipo tensão controlada, com aplicação do carregamento por incrementos de valor constante (aproximadamente 3N). Adotou-se tal procedimento, tendo em vista que o carregamento de fundações no campo é por tensão controlada e incremental com patamares de carga constante.

Seguem, abaixo elencadas, as etapas processo:

- i. Caracterização completa dos materiais utilizados na fabricação do solo transparente;
- ii. Preparação das amostras de solo transparente, baseada na densidade relativa desejada;
- iii. Montagem dos ensaios, que inclui: enchimento do *container* de ensaio, ajuste do foco da câmera e enquadramento com *container*, calibração dos *softwares* usados na aquisição de dados (tensão e deslocamento) e fotos, nivelamento e alinhamento do modelo de fundação, laser e base do modelo;
- iv. Ensaios de carga nos modelos de referência, realizados sem geogrelha com densidades relativas,  $D_r$ , iguais a 30% e 50%.
- v. Ensaios de carga no modelo reforçado com geogrelha, realizados com densidade,  $D_r$ , iguais a 30% e 50%;
- vi. Ensaio de carga nos modelos com material equivalente, realizado para simular um maciço de solo fofo,  $D_r$  30%, nas camadas inferiores e, solo compacto acima com densidade de aproximadamente 80%, realizado com e sem reforço;
- vii. Processamento das imagens, realizado com o *software PivView 2C/3C* versão 2.4;
- viii. Análise e discussão dos resultados (Capítulo 4).



Em resumo, foram realizados seis ensaios de carga, sendo:

- (i) 2 ensaios de referência, sem reforço, com densidades relativas,  $D_r$ , de 30% e 50%;
- (ii) 2 ensaios com maciço de solo reforçado, com  $D_r$  de 30% e 50%;
- (iii) 2 ensaios com a substituição do solo transparente por material equivalente, reforçado e não reforçado. No ensaio realizado com modelo reforçado, o solo transparente foi colocado acima da camada do material equivalente atingiu uma densidade relativa de 76%.

Nos próximos itens desse capítulo, serão apresentados os processos de montagem e escolha dos materiais adequados para confecção dos modelos.

### **3.1. Determinação do tipo de modelo geotécnico e fator escala**

Quando se trabalha com modelagem física, para que se consiga representar da melhor forma possível o que de fato acontece no campo, alguns cuidados devem ser tomados durante o planejamento e execução dos modelos reduzidos.

Dois fatores que se destacam em uma modelagem física reduzida são a determinação do tipo de modelo que será confeccionado e o fator escala utilizado.

#### **3.1.1. Modelo geotécnico utilizado**

É muito importante a definição do tipo de modelo que se pretende trabalhar pois, cada um apresenta características distintas que devem ser levadas em consideração durante o processo de planejamento do modelo.

Existem vários tipos de modelos aplicáveis a problemas geotécnicos quando se utiliza modelagem física reduzida. De acordo com a classificação sugerida por Gomes (2003), Tabela 2.3, o modelo físico reduzido utilizado nessa pesquisa é referente ao item II, modelo com similitude restrita, cujo princípio básico é utilizar materiais equivalentes ao usado em protótipo.

### 3.1.2. Fator escala dos modelos

Os principais parâmetros físicos que influenciam a resposta de sistema de solos reforçados com geogrelha podem ser resumidos como: deslocamento ( $\delta$ ), parâmetros geométricos ( $B$ ,  $U$  e  $L$ ), ângulo de atrito do solo ( $\phi$ ), aceleração da gravidade ( $g$ ), massa específica do solo ( $\rho$ ), densidade relativa do solo ( $D_r$ ), rigidez da geogrelha ( $J$ ).

A respeito do fator escala cinético, calculado pela Equação 2.2, como não foi utilizada gravidade induzida (centrífuga), a aceleração de gravidade do modelo reduzido é igual à aceleração de gravidade do protótipo, logo, o modelo reduzido apresenta gravidade natural, 1g.

Para determinação do fator escala geométrico, os parâmetros físicos  $B$ ,  $U$  e  $L$  foram utilizados, mais especificamente o  $B$ , menor dimensão da fundação. Nessa pesquisa, um modelo reduzido de sapata com  $B$  igual a 20 mm foi utilizado para representar uma sapata em escala real (protótipo) com  $B$  igual a 600 mm.

Baseada na Equação 2.3, o fator geométrico ( $\lambda$ ) que será utilizado nessa pesquisa é igual a 30. Portanto, os parâmetros  $B$  (referentes à fundação),  $U$  e  $L$  (referentes às dimensões do reforço) e  $\delta$  (referentes aos deslocamentos presentes no modelo), serão  $\lambda$  vezes menor do que os utilizados em protótipo.

Salienta-se que a determinação de  $B$  igual a 600 mm foi feita com base na norma NBR 6122/2010, que fala que a menor dimensão que uma fundação rasa pode ter é 600 mm.

Quanto à aplicação do fator escala no parâmetro referente à rigidez da geogrelha ( $J_g$ ), o estudo sobre o efeito escala de geogrelhas realizado por Viswanadham e Konig (2004) foi levado em consideração. Segundo a Tabela 2.8, retirada de Viswanadham e Konig (2004), a rigidez da geogrelha do modelo reduzido deve ser  $\lambda^2$  vezes menor que a do protótipo.

Evidencia-se que o efeito escala foi usado, nessa pesquisa, para manter a proporção adequada dos parâmetros empregados no modelo em relação ao protótipo, visto que, estudos sob a ação da gravidade normal (1g), via modelagem reduzida, apresentam uma série de limitações que impedem a extrapolação dos resultados. Basicamente, estas restrições se devem ao pequeno nível de tensões impostas nos modelos, em razão do uso da gravidade normal.

Essas limitações, entretanto, não inviabilizam esta pesquisa. A abordagem dos mecanismos de interação que ocorrem entre solo, geossintético e fundação será feita de forma qualitativa, e os modelos serão comparados entre si. Ressalta-se que o estudo é altamente capaz de representar o comportamento de fundações rasas reforçadas e não reforçadas.

### 3.2. Estado plano de deformações

Os modelos foram construídos para simular uma condição de estado plano de deformações. O estado plano de deformação é definido quando as deformações, segundo um dos eixos, podem ser consideradas nulas. Para assegurar este estado, Sadoglu *et al.* (2009) afirmam que duas condições que devem ser garantidas. São elas:

- i. A deformação longitudinal do sistema é “zero”  $\varepsilon_y = 0$ . Sendo  $\varepsilon_y = \frac{dW}{W}$  a deformação na direção longitudinal, onde  $dW$  é a deformação total lateral da caixa e  $W$  a largura da caixa. Isso implica que os planos frontais e traseiros do modelo têm que ser suficientemente rígidos para garantir tal condição.
- ii. O atrito entre o solo e as faces internas frontais e traseiras do modelo é zero. Isso implica que as faces internas não podem oferecer nenhum atrito com o solo.

Com base nas condições apresentadas, todos os cuidados foram tomados para que o modelo fique concebido de forma a chegar o mais próximo possível de tais condições.

### 3.3. Aparato experimental

Os principais elementos utilizados na construção dos modelos foram: *container* de ensaio, fundação rasa, solo transparente, geogrelha, material equivalente, sistemas de carregamento, sistema de aquisição de dados, laser e sistema de aquisição de imagem. Tais elementos encontram-se descritos a seguir.

### 3.3.1. *Container* de ensaio

Para a realização dos ensaios, foi fabricado um *container* em acrílico transparente, cujas dimensões internas são de 200 mm de comprimento, 50 mm de largura e 180 mm de altura.

As considerações para o tamanho total do *container* incluíam a capacidade do sistema de carregamento, o custo dos materiais necessários para enchimento do *container* em cada ensaio e o tempo de montagem.

Em testes preliminares realizados, verificou-se que havia degradação da transparência da sílica gel saturada, que é o material granular utilizado na fabricação do solo transparente, para profundidades maiores de 25 mm. Nesse caso, então, se limitou a largura do *container* em 50 mm, onde o plano de laser “corta” opticamente o modelo no eixo, ou seja, mantendo 25 mm em cada lado do plano de laser.

Com relação ao comprimento vertical do *container*, durante os testes preliminares, notou-se significativa perda da qualidade da textura que é criada quando o laser entra em contato com o solo transparente, padrão *speckle*, para uma distância superior a 100 mm. Nesse caso, então, optou-se por utilizar uma caixa de 200 mm de comprimento, onde o modelo de fundação é colocado no eixo do comprimento vertical e os resultados são expostos em meia seção, utilizando a seção onde o laser incide primeiro.

Foi utilizado acrílico com 12 mm de espessura nas paredes do *container*, na parte traseira e na lateral direita. Nas laterais esquerda e frontal, por onde seria feita a incidência do laser e o registro fotográfico do ensaio, respectivamente, foi utilizado acrílico com 7 mm de espessura. As paredes mais finas visam diminuir a interferência do acrílico na transmissividade do laser, aumentando a nitidez dos registros fotográficos.

As paredes mais espessas servem para aumentar a rigidez da caixa, evitando a deflexão lateral durante o processo de carregamento. Na Figura 3.1, é possível visualizar o *container* de teste já preenchido com solo transparente.

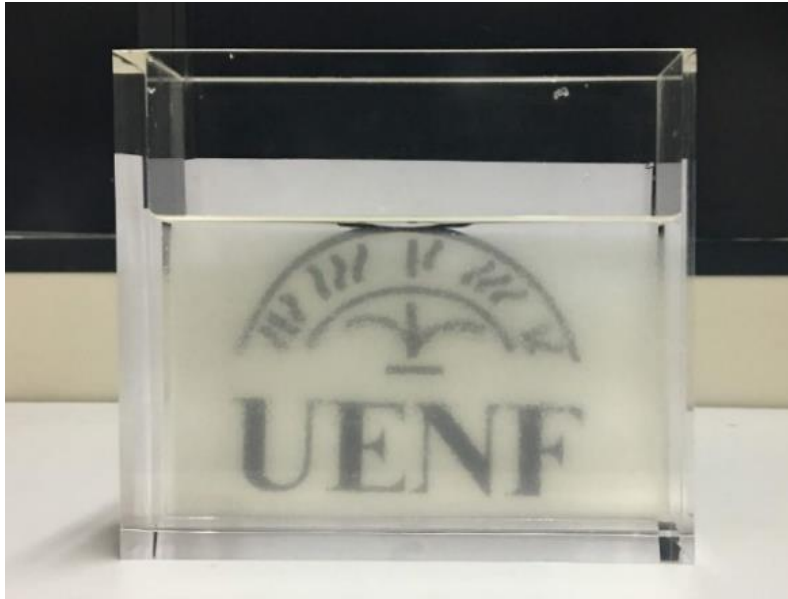


Figura 3.1. *Container* de acrílico usado nos ensaios com solo transparente produzido na UENF.

### 3.3.2. Geometria e material constituinte da sapata

O projeto do modelo da sapata foi concebido para ter boas rigidez e aderência no contato com o solo transparente. A rigidez é definida pelo tipo de material constituinte e pela altura da sapata. Já a aderência é estabelecida pela rugosidade da base da sapata.

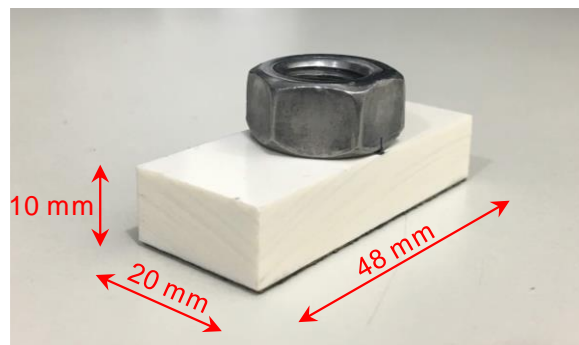
Para isso, o modelo de sapata foi construído a partir de uma chapa de PVC densa e rígida,  $\gamma = 1,46 \text{ g/cm}^3$ , com 10 mm de espessura. Para dar rugosidade na interface solo-fundação, foi fixada lixa d'água P80, conforme Figura 3.2b, na base da sapata.

Atentou-se, também, aos efeitos de contorno. Deve-se evitar atrito com as paredes frontal e traseira do *container* e manter o campo de deslocamentos do solo transparente dentro dos limites laterais.

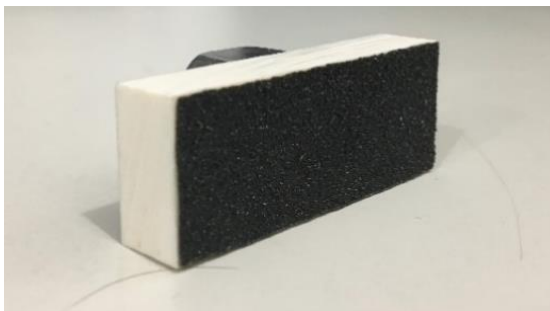
Para evitar o atrito da sapata com as paredes frontal e traseira, adotou-se na dimensão longitudinal, uma pequena folga em relação à caixa de ensaio. A dimensão longitudinal adotada foi igual a 48 mm. A definição da largura do modelo de fundação ( $B$ ) foi realizada com testes preliminares, adotando diferentes dimensões: 20, 30 e 50 mm. Essas dimensões de teste foram escolhidas em função da observação de modelos experimentais similares sugeridos na bibliografia. Notou-se acentuado efeito de contorno para  $B$  igual a 50 mm, pequeno para 30 mm e praticamente nenhum para

20 mm, adotando-se deste modo a dimensão transversal do modelo da sapata igual a 20 mm. (Figura 3.2 a).

Para condução correta do ensaio, fez-se necessário que o modelo de sapata fosse fixado ao pistão atuador. Isso se justifica para que se faça o registro do comportamento tensão vs. deformação da fundação desde a fase inicial de contato da sapata com o maciço. Para tanto, o modelo é atarraxado na ponta do pistão do atuador utilizando uma porca fixada na parte superior. O aperto e o nivelamento da sapata são feitos com contraporcas.



(a) Dimesões da modelo de fundação



(b) Destaque para lixa d'água colada na base do modelo de fundação.



(c) Vista superior

Figura 3.2. Modelo de fundação usado nos ensaios.

### 3.3.3. Geogrelha

A escolha do modelo reduzido de geogrelha levou em consideração as seguintes características de interesse: geometria (malha quadrada), abertura da grelha, matéria prima, rigidez e padrão de deformação, buscando se assemelhar ao máximo das geogrelhas comerciais utilizadas em reforço de solo.

Devido ao modelo ser consideravelmente pequeno, o fator de redução exposto na Tabela 2.8, que pode ser encontrada no item 2.3.5 dessa dissertação, não pode ser aplicado na abertura da geogrelha, pois, as aberturas ficariam extremamente pequenas, fazendo com o que o material se comportasse com o geotêxtil.

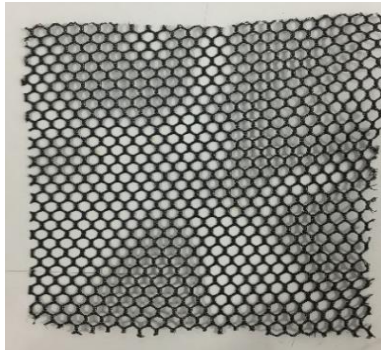
Sendo assim, com relação ao tamanho da abertura da grelha, foi levado em consideração o estudo sobre efeito escala de geogrelhas realizado por Tavakoli Mehrjardi e Khazaei (2017). Esses autores concluíram que o tamanho da abertura ótima para garantir uma boa interação entre solo/geogrelha e, conseqüentemente maior capacidade de carga, seria cerca de 4 vezes o tamanho médio dos grãos ( $D_{50}$ ).

Para representar a geogrelha reduzida, vários materiais foram investigados: telas de tecido (Figura 3.3 a), tela de nylon (Figura 3.3 b), confecção da grelha utilizando filamentos de uma geogrelha de tamanho real (Figura 3.3 c), tela garça, material usado em artesanato (Figura 3.3 d), geogrelha Hate produzida pela empresa Huesker (Figura 3.3 e), tela de proteção utilizada em fachada de prédios, produzida pela empresa Paganine (Figura 3.3 f) e impressão da geogrelha, já com a abertura pré-definida, utilizando a impressora 3D do laboratório de solo transparente do LECIV (Figura 3.3 g, h).

Esses materiais foram avaliados levando em conta as características de interesse citadas. Dentre os materiais avaliados, o que melhor atendeu a essas características foi a geogrelha Hate 23.142 GR (Figura 3.4), produzida pela empresa Huesker.

A Hate 23.142 GR é uma geogrelha bidirecional, produzida através de um procedimento tecido, fabricada em poliéster (PET), utilizada para fins de filtração e separação em estruturas de drenagem.

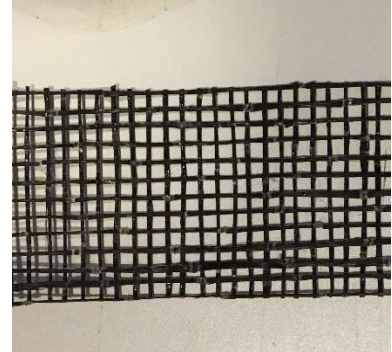
A caracterização da geogrelha foi feita a partir do ensaio de tração em faixa larga, segundo a norma NBR 10319/2013, onde os seguintes parâmetros foram determinados: rigidez secante em 2 e 5% de deformação ( $J_i$ ), resistência a tração ( $T$ ) e deformação máxima ( $\epsilon$ ).



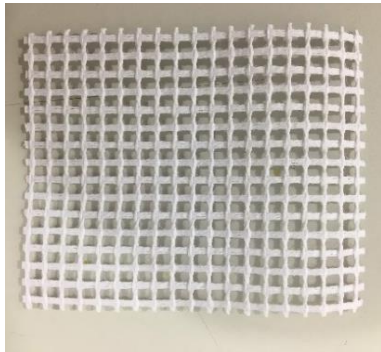
(a) Telas de tecido



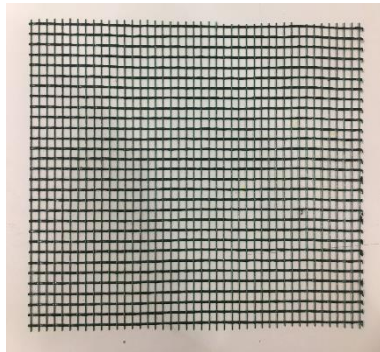
(b) Tela de nylon



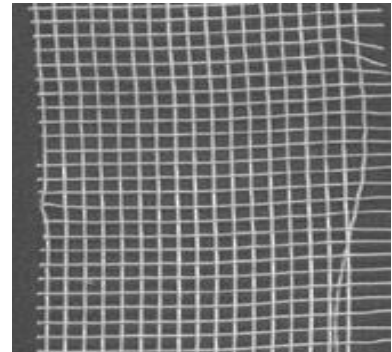
(c) Confeção da grelha utilizado filamentos de uma geogrelha de tamanho real



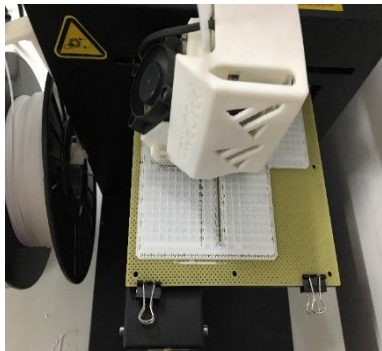
(d) Tela garça



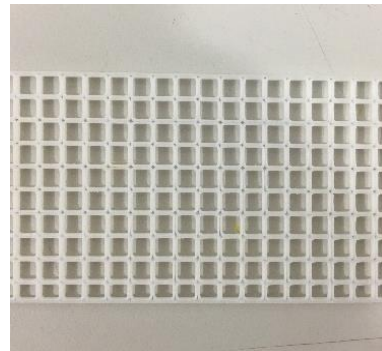
(e) Geogrelha Hate produzida pela empresa Huesker



(f) Tela de proteção utilizada em fachada de prédios



(g) Impressão da geogrelha já com a abertura pré-definida utilizando a impressora 3D do laboratório



(h) Geogrelha produzida pela impressora 3D

Figura 3.3. Grelhas testadas durante o processo experimental.

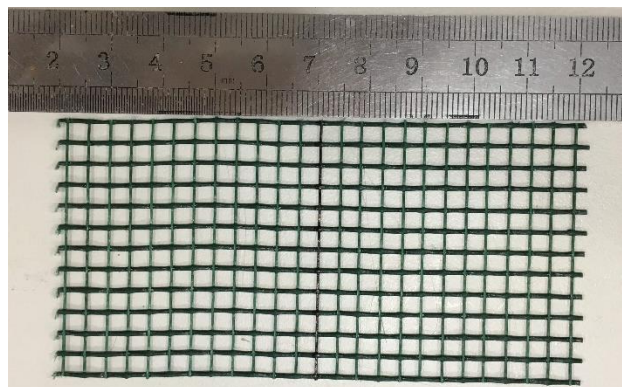


Figura 3.4. Geogrelha Hate 23.142 GR.



Na Figura 3.5, está exposto o comportamento típico tensão vs. deformação da geogrelha Hate 23.142 GR sob ensaios de tração direta. Salienta-se que a curva apresentada é uma média de 5 ensaios, que revelaram dispersão da ordem de 4%.

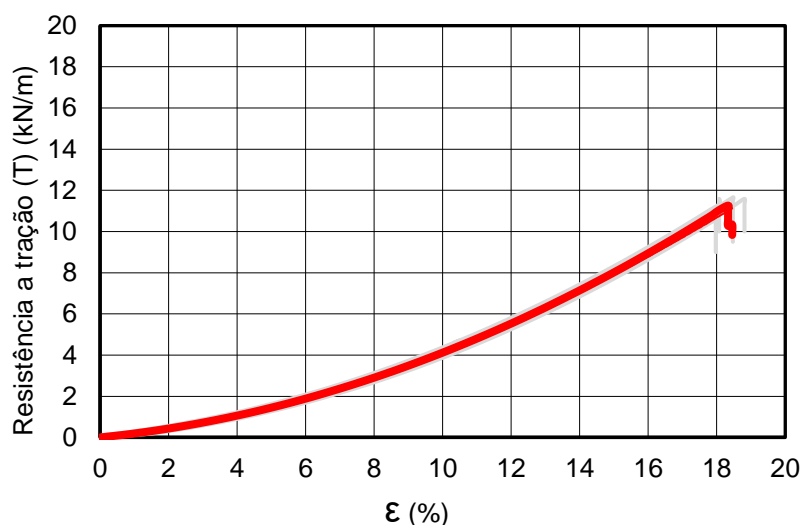


Figura 3.5. Comportamento de tração de uma amostra geogrelha Hate 23.142 GR.

A Figura 3.6 ilustra a realização de um ensaio de tração direta em faixa larga na geogrelha. Os resultados foram determinados pela técnica de fotogrametria, utilizando o *software* PIVTEC 2C/3C. A técnica de fotogrametria para obtenção dos resultados de ensaio de tração em geossintético foi utilizada pioneiramente por Leshchinsky e Fowler (1990) e Huang (1998). A Tabela 3.1 fornece os parâmetros obtidos.

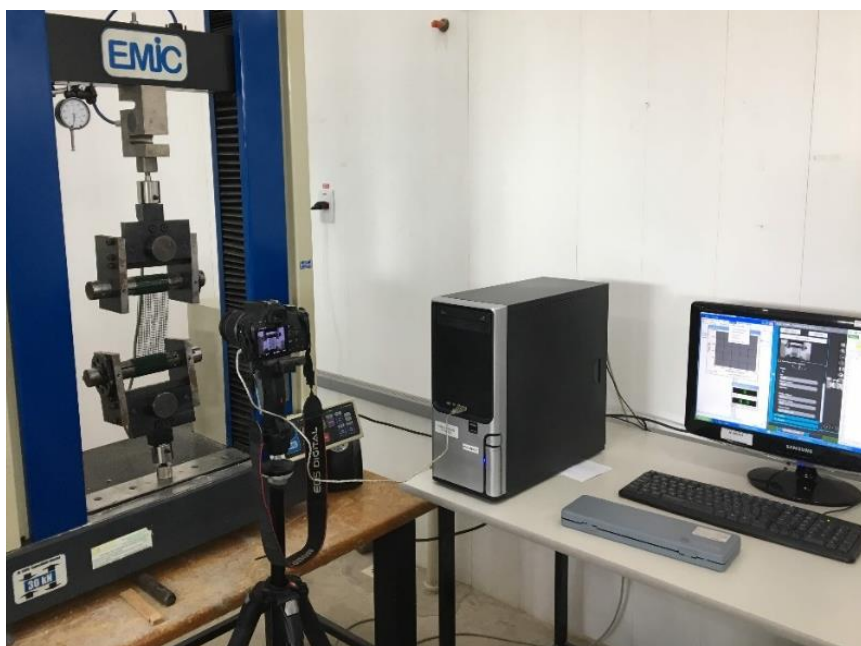


Figura 3.6. Realização do ensaio de tração em faixa larga segundo a NBR 10319/2013.

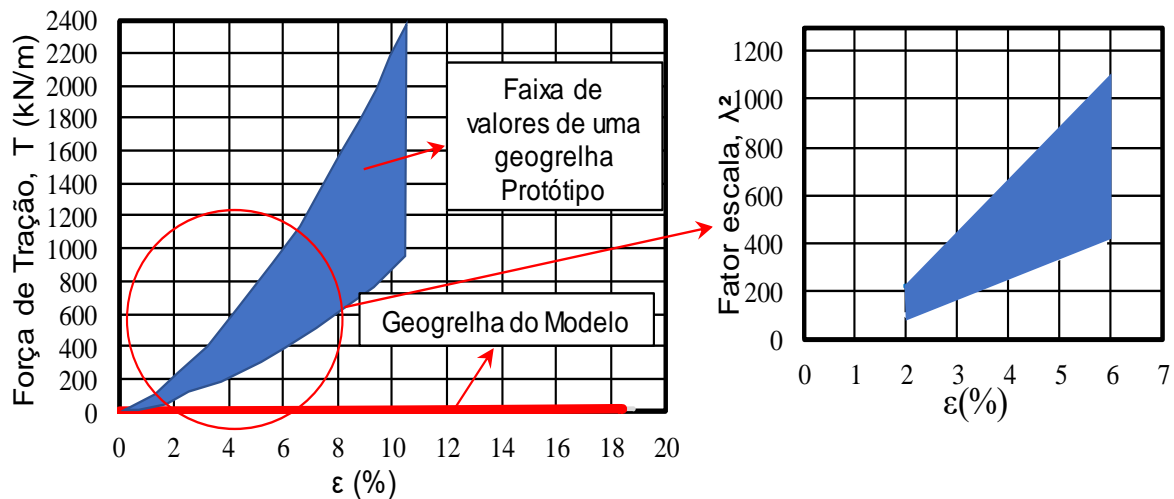
Ressalta-se que, durante os ensaios de carga nos modelos reforçados, baixos níveis de deformação são exigidos na geogrelha. Portanto, a geogrelha não vai atingir a ruptura durante os ensaios. Espera-se que a geogrelha trabalhe, nesse caso, com deformação variando entre 2% e 5%.

Tabela 3.1. Propriedade da Geogrelha Hate 23.142 GR.

Matéria prima	PET
Abertura (mm)	4
$T_{max}$ (kN/m)	12
$\epsilon_{max}$ (%)	18
$J_{2\%}$ (kN/m)	23
$J_{5\%}$ (kN/m)	30,5

A Figura 3.7a exibe uma faixa de valores de tensão vs. deformação de geogrelhas comerciais, normalmente utilizadas em reforços de solos em aplicações diversas, e da geogrelha Hate 23.142 GR.

Verifica-se que há uma significativa diferença entre a resistência das geogrelhas comerciais e a Hate 23.142 GR. A Figura 3.7b, destaca o fator escala para níveis de deformação aos quais a geogrelha será submetida nos ensaios de carga no modelo reforçado. Sabendo que o fator escala geométrico,  $\lambda$ , é igual a 30, para o modelo reduzido estudado, a resistência à tração da geogrelha deve ser  $\lambda^2$  vezes menor do que a do protótipo.



(a) Faixa de valores de tensão x deformação de geogrelhas comerciais

(b) Fator escala modelo /protótipo

Figura 3.7. Faixa de valores de tensão vs. deformação de uma geogrelha modelo/protótipo.

### 3.3.4. Solo transparente

A seleção dos materiais para fabricação do solo transparente levou em conta a intenção de se usarem produtos nacionais. Carvalho (2015), em sua pesquisa, iniciou a busca por materiais potenciais de marcas brasileiras para fabricação de solos transparentes. Posteriormente, Pova (2019), que possui uma tese de doutorado em andamento na UENF, testou uma série de materiais granulares e porofluidos.

Nessa investigação, baseado nos dados de Pova (2019), o material granular que melhor se ajustou para representar a areia transparente foi a sílica gel. Comercializada pela fabricante Sagaragi Indústria e Comercio Ltda, a sílica gel é um produto granular branco com índice de refração (IR) igual a 1,4420.

Iskander *et al* (2002 a, b) estudaram amplamente a sílica gel e concluíram que o material capaz de modelar o comportamento de areias médias e grossas, tendo propriedades mecânicas semelhantes à de areias naturais. Segundo Zhou e Ge (2014), a sílica gel é uma forma coloidal de sílica e é obtida por meio de desidratação de  $H_2SiO_3$ . A Figura 3.8a ilustra a sílica gel utilizada. Destaca-se, na Figura 3,8<sup>a</sup>, o alto nível de opacidade da sílica gel quando a mesma não está saturada.

Para a saturação da sílica gel, foi utilizado um novo poro fluido, o óleo mineral *Garden Light*, estudado amplamente por Pova (2019) para essa aplicação. O porofluido de saturação possui índice de refração (IR) igual a 1,447. A figura 3.8b mostra o óleo utilizado na forma como é encontrado comercialmente.



(a) Sílica em gel usada no projeto



(b) Óleo usado na saturação das amostras de sílica

Figura 3.8. Materiais usados para produção do solo transparente.

Ressalta-se que, para a mistura ficar transparente, o IR dos materiais selecionados tem que ser o mais próximo possível. Nesse sentido, destaca-se a proximidade dos valores do índice de refração (IR) da sílica gel (1,442) e do poro fluido de saturação (1,447).

### ***Caracterização do Material***

A caracterização geotécnica da sílica gel selecionada foi realizada em conjunto com Póvoa (2019), a fim de se conhecer detalhadamente o comportamento geotécnico da sílica gel e do óleo de saturação. Foram realizados ensaios de granulometria, cisalhamento direto, compressão confinada e permeabilidade no Laboratório de Engenharia civil da UENF, LECIV.

#### *(i) Granulometria e peso específico*

A curva granulométrica feita de acordo com norma NBR 7181 (2016) está exposta na Figura 3.9. Já na Tabela 3.2, encontramos o diâmetro das partículas.

O coeficiente de curvatura ( $C_c$ ) e a uniformidade ( $C_u$ ) também foram determinados e os valores são, respectivamente, 1,6 e 1,1.

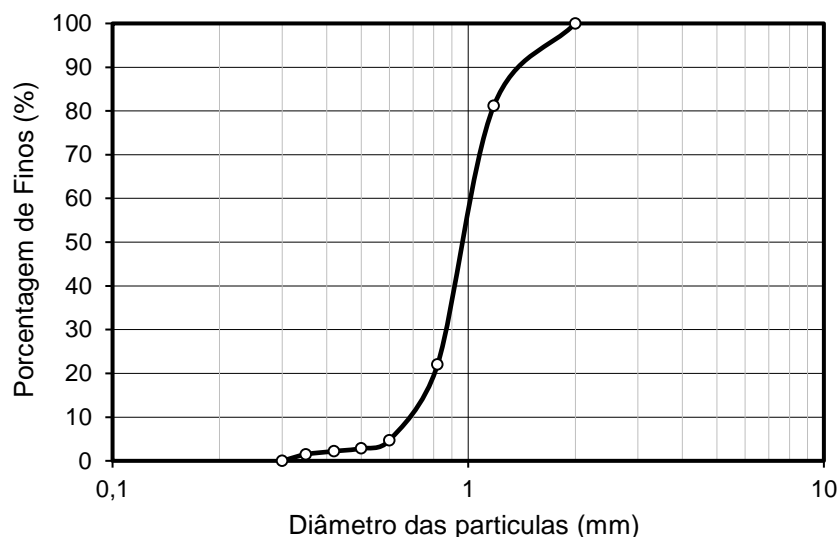


Figura 3.9. Distribuição granulométrica da sílica gel.

Tabela 3.2. Diâmetro das partículas de sílica gel em mm.

<b>D<sub>10</sub></b>	<b>D<sub>15</sub></b>	<b>D<sub>30</sub></b>	<b>D<sub>50</sub></b>	<b>D<sub>60</sub></b>	<b>D<sub>85</sub></b>
0,66	0,73	0,86	0,99	1,05	1,34

De acordo com a Tabela 3.3, com valores retirados da norma NBR 6502 (1995), o material se enquadra na categoria de areia grossa e seus grãos variam de 0,6 até 2 mm.

Tabela 3.3. Limites das frações do solo pelo tamanho dos grãos. (NBR 6502,1995).

<b>Material</b>	<b>Frações limites</b>
Areia Grossa	0,6 a 2 mm
Areia Média	0,2 a 0,6 mm
Areia Fina	0,06 a 0,2 mm
Silte	0,002 a 0,06 mm
Argila	Menores de 0,002 mm

A densidade real dos grãos foi determinada pelo método do picnômetro obtendo o valor de 2,14.

Os pesos específicos seco máximo ( $\gamma_{max}$ ) e mínimo ( $\gamma_{min}$ ) foram calculados levando em consideração duas situações:

- (a) material exposto à umidade natural do ar por um período de 24h;
- (b) material recém retirado da embalagem lacrada, ou seja, sem ser exposto à umidade relativa do ar.

Os valores são fornecidos pela Tabela 3.4.

Tabela 3.4. Massa específica seca da sílica gel.

	<b>Solo Exposto ao ar</b>	<b>Solo recém retirado do frasco</b>
$\gamma_{min}$ (kN/m <sup>3</sup> )	8,42	6,32
$\gamma_{max}$ (kN/m <sup>3</sup> )	10,33	7,84

Como se observa na Tabela 3.4, quando a sílica gel fica exposta ao ar por um período maior de tempo, sua massa específica aumenta. Essa variação pode ser associada ao fato de a sílica gel ser um material com alta capacidade de absorção de umidade, devido à sua composição química e alta porosidade interna.

Tendo ciência desse fato, tomou-se o cuidado de saturar a sílica gel assim que retirada da embalagem lacrada garantindo, que o mínimo de umidade possível fosse absorvido pelas amostras.

Na Tabela 3.5, encontramos a massa específica da mistura, sílica gel e fluido de saturação. Segundo a bibliografia, os valores de massa específica saturada podem variar de acordo com o fluido de saturação utilizado, ficando, entretanto, em um intervalo de 11 a 14 kN/m<sup>3</sup>. Os valores obtidos nessa pesquisa estão de acordo com a bibliografia.

Tabela 3.5. Massa específica da mistura sílica gel e fluido de saturação.

	<b>Massa específica saturada</b>
$\gamma_{min}$ (kN/m <sup>3</sup> )	11,27
$\gamma_{max}$ (kN/m <sup>3</sup> )	13,63

*(ii) Ensaios de Cisalhamento direto*

Para determinação do ângulo de atrito, foram realizados ensaios de cisalhamento direto nas condições fofa, média e densa. O procedimento foi feito de acordo com a norma americana ASTM D3080 (2011).

Os ensaios foram realizados em amostras secas e saturadas para diferentes tensões normais: 50, 100 e 200 kPa. A Figura 3.10. exibe o equipamento utilizado nos ensaios.



Figura 3.10. Equipamento de cisalhamento direto do laboratório de solos da LECIV/UENF.

A caixa de ensaio, onde a sílica gel foi colocada, é dividida horizontalmente em duas partes, cujas dimensões são 100 x 100 x 24 mm (comprimento, largura, altura, respectivamente). A força normal do corpo de prova é aplicada a partir do topo na caixa de cisalhamento. Os ensaios foram realizados com deformação controlada a uma taxa constante de deslocamento cisalhante igual a 0,5 mm/min, que foi aplicada a uma das metades da caixa por um motor atuador. A Figura 3.11 apresenta uma amostra de sílica gel seca antes do início da realização do ensaio de cisalhamento.

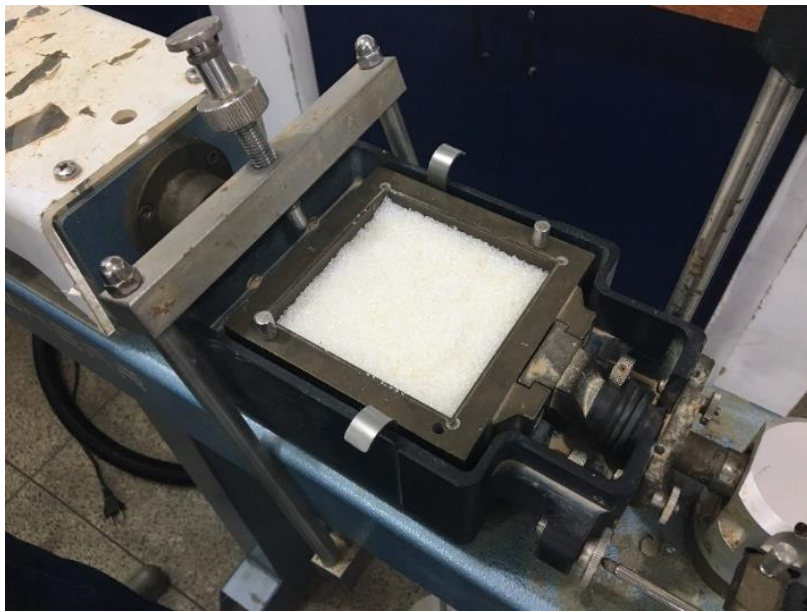
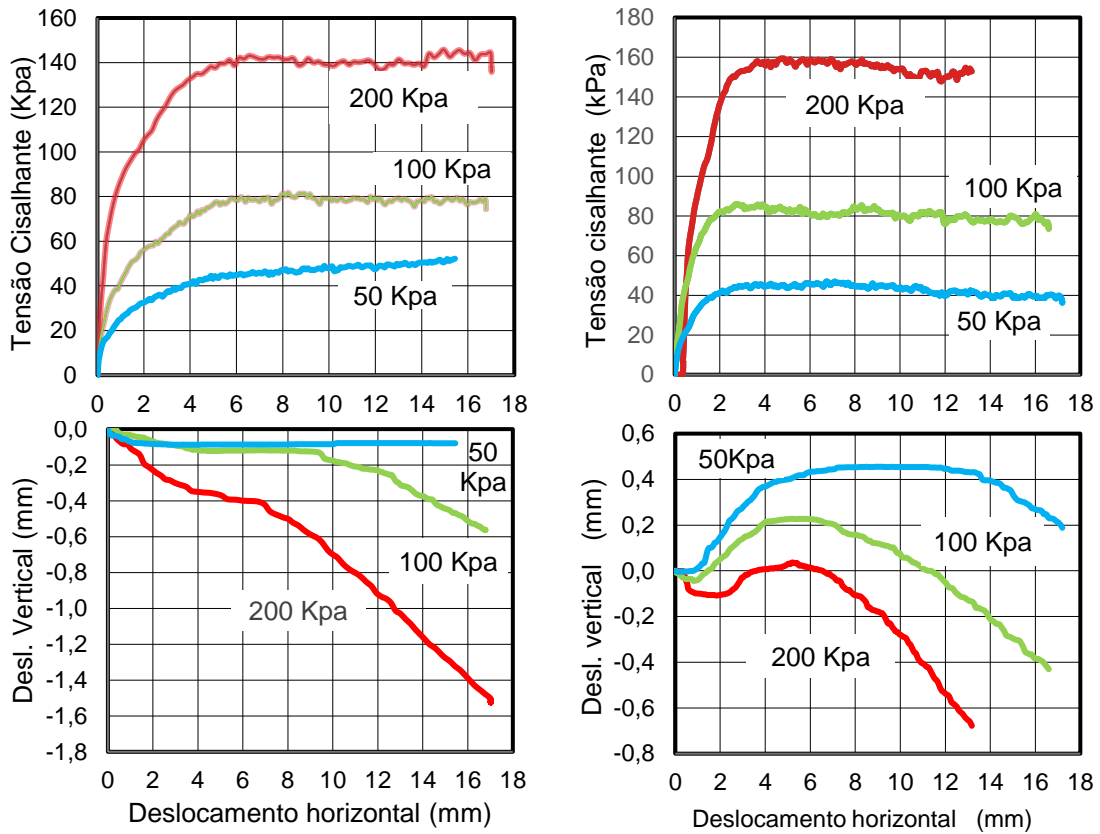


Figura 3.11. Amostra seca de sílica gel antes da realização do ensaio.

As figuras 3.12 e 3.13 apresentam os resultados dos ensaios realizados nas amostras secas e saturadas com óleo, respectivamente.

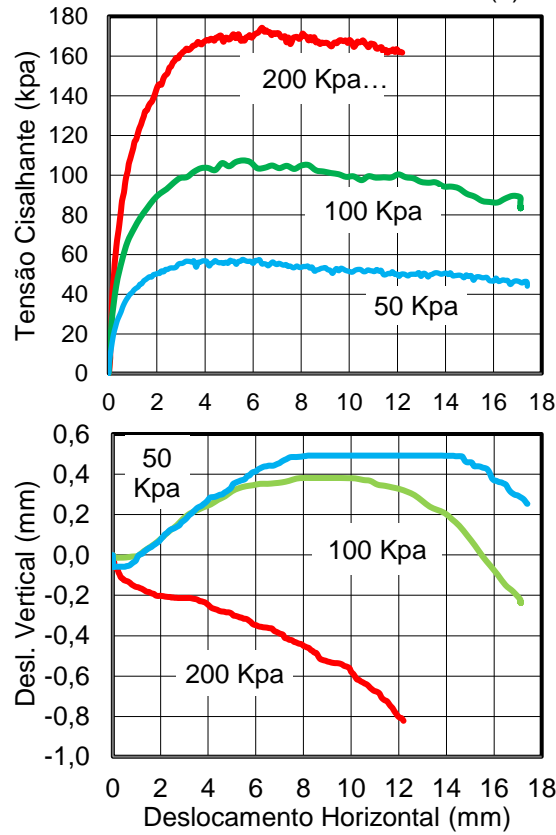
Na Tabela 3.6 são expostos os ângulos de atrito internos, calculados para cada ensaio a partir dos resultados obtidos. Assumindo que não há coesão, os ângulos de atrito variaram entre 34,1° a 41° para amostras secas e 33° a 42° para amostras saturadas. Os resultados obtidos são consistentes com os ângulos de atrito normalmente encontrados para areias grossas para as mesmas compacidades (Buzon *et al.* 2016; Das, 2016; Velloso e Lopes, 2010).

São apresentadas nas figuras 3.14 e 3.15 as envoltórias de resistência de pico ao cisalhamento nas condições seca e saturada, respectivamente. Avaliando os resultados, notou-se que a saturação das amostras não causou alteração significativa nos ângulos de atrito de cisalhamento.



(a) Fofo seco

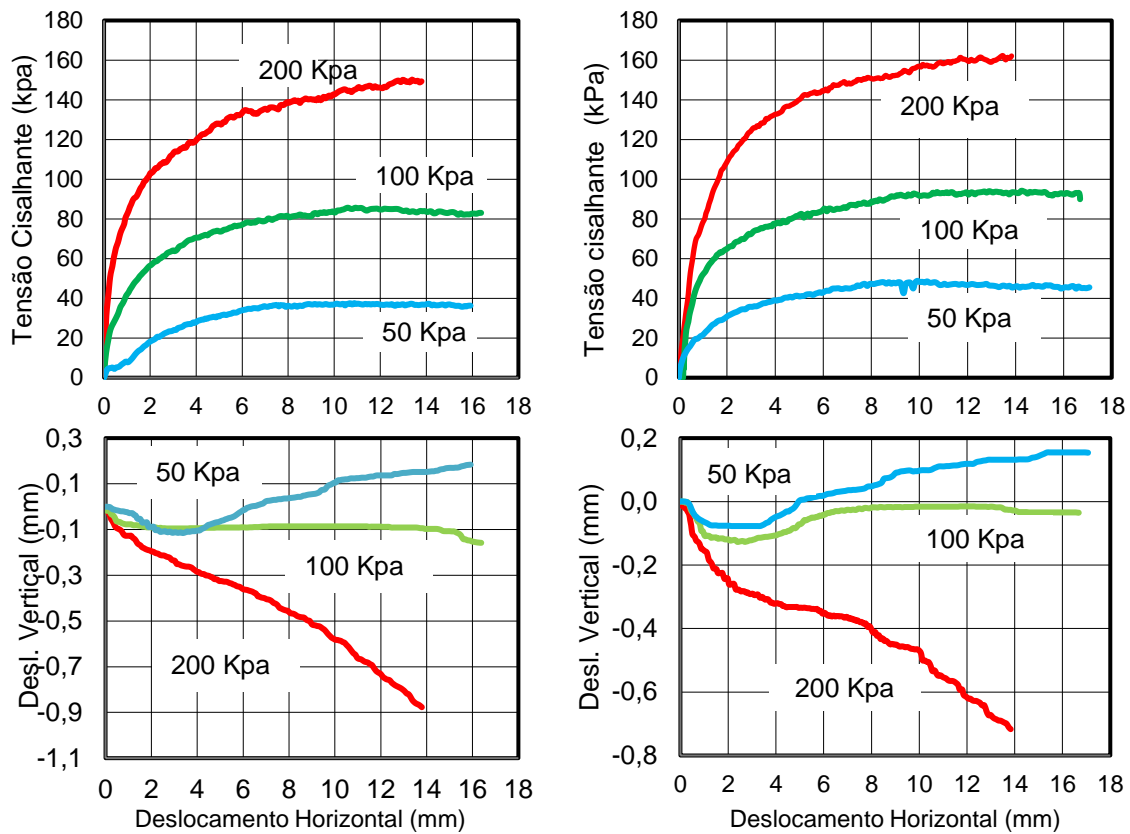
(b) Médio seco



(c) Denso seco

Figura 3.12. Resultados do ensaio de cisalhamento direto para sílica gel seca fofo, média e densa.





(a) Areia fofa

(b) Solo médio

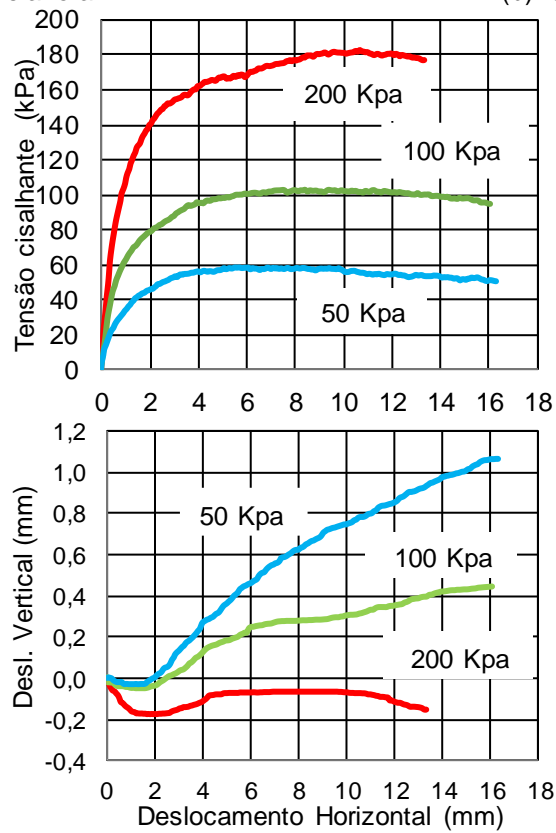


Figura 3.13. Resultados do ensaio de cisalhamento direto para sílica gel saturada fofo, média e densa.

Tabela 3.6. Resumo dos resultados dos ensaios de cisalhamento.

Condição do material	Densidade relativa (Dr)	Peso específico inicial (g/cm <sup>3</sup> )	Ângulo de atrito
Fofo - seco	30%	0,68	35,24°
Médio - seco	50%	0,71	36,22°
Denso - seco	80%	0,76	40,52°
Fofo - saturado	30%	1,21	35,7°
Médio - saturado	50%	1,26	34,42°
Denso - saturado	80%	1,33	42,39°

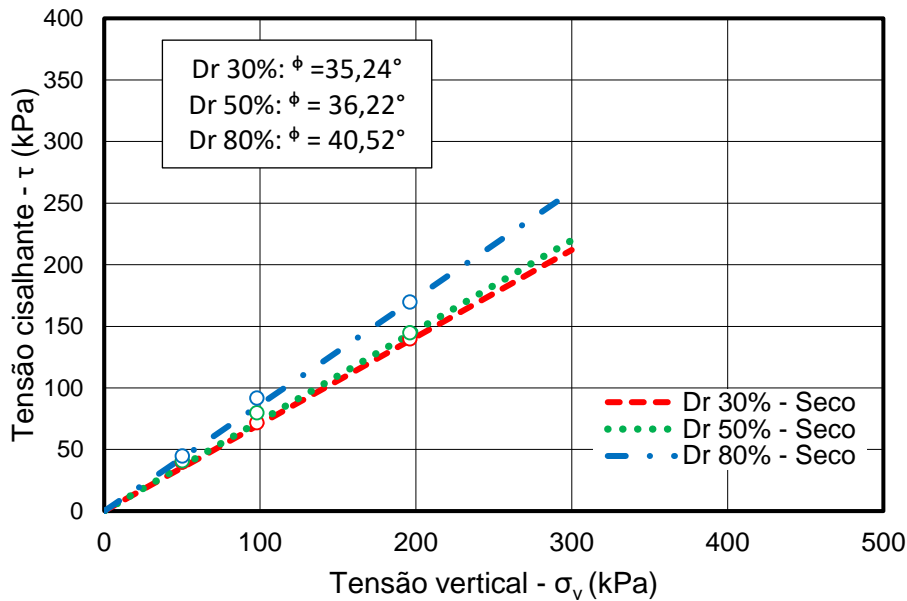


Figura 3.14. Envoltória de resistência de pico ao cisalhamento das amostras de sílica gel seca no ensaio de cisalhamento direto.

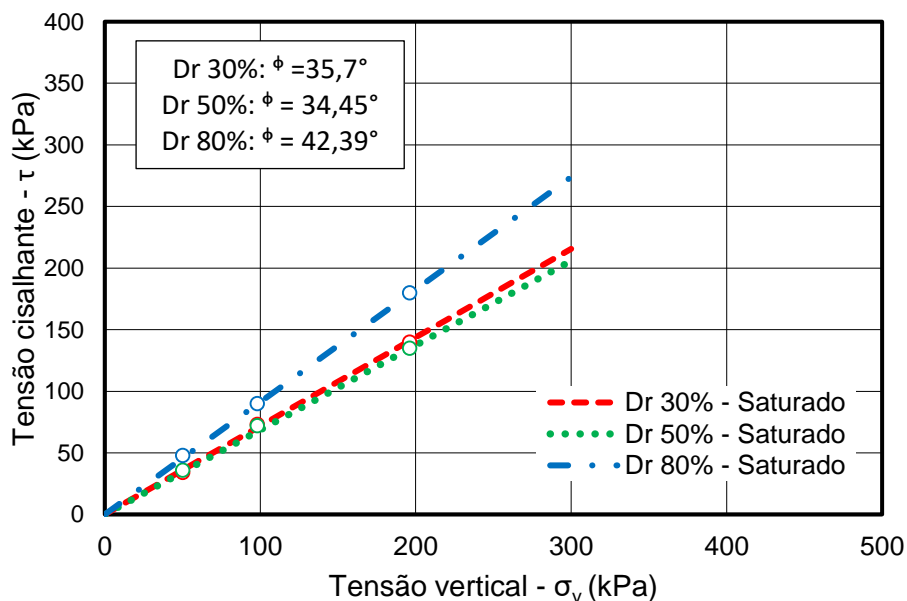


Figura 3.15. Envoltória de resistência de pico ao cisalhamento das amostras de sílica gel saturada no ensaio de cisalhamento direto.

(iii) *Compressão confinada;*

Os ensaios de compressão confinada foram realizados em amostras secas e saturadas, fofas (Dr 30%) e compactas (Dr 80%), conforme a norma NBR 12007, MB3336 (1990). Os resultados se encontram nas Figuras 3.16 e 3.17. Durante os ensaios, cada novo incremento de carga só era aplicado depois da estabilização da leitura realizada pelo extensômetro.

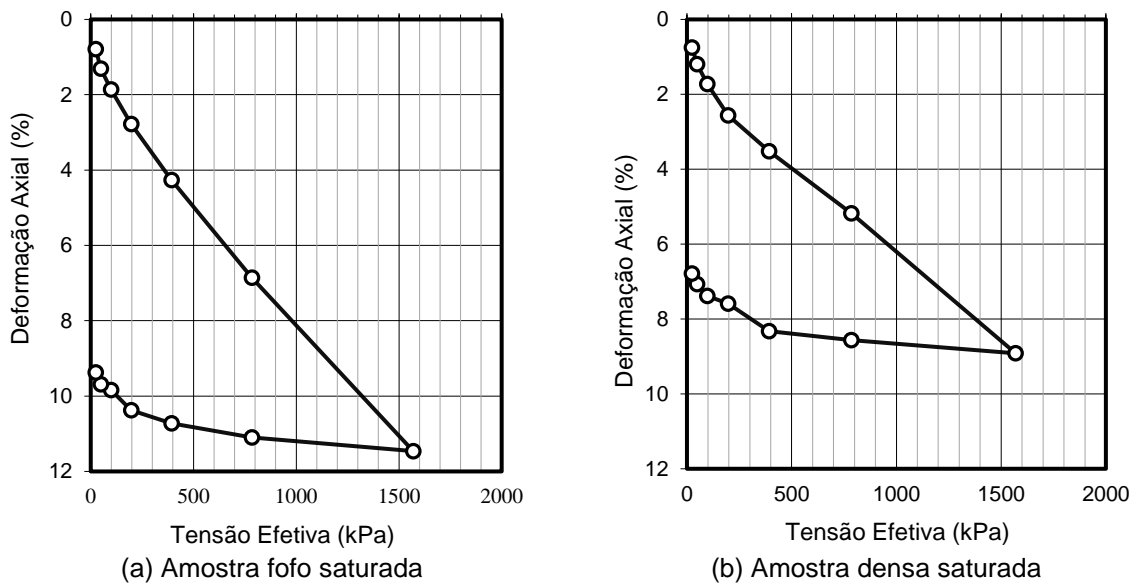


Figura 3.16. Resultados os ensaios de adensamento realizados na sílica gel saturada.

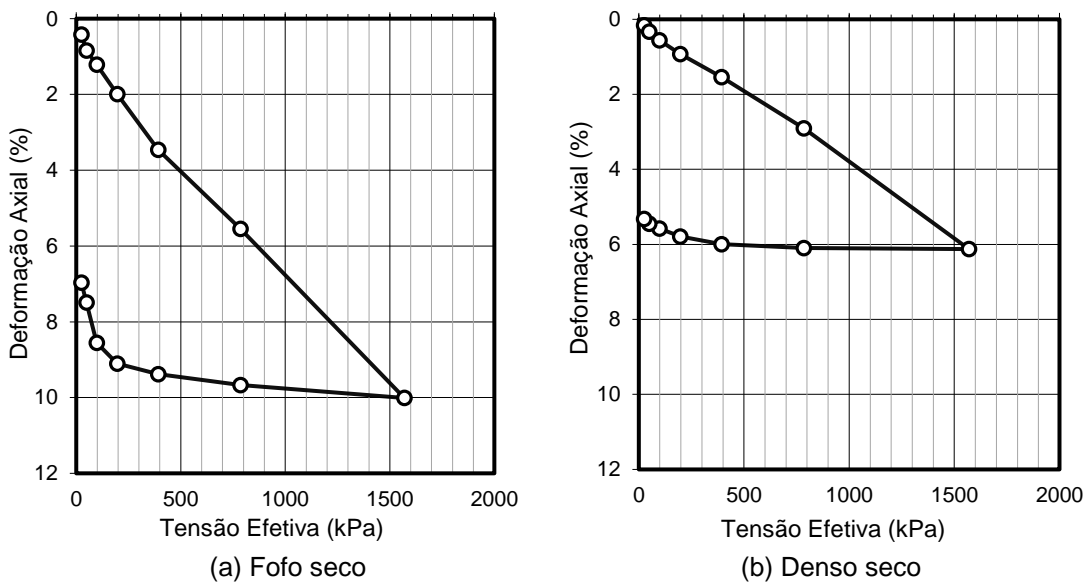


Figura 3.17. Resultados os ensaios de adensamento realizados na sílica gel seca.

É analisada a deformação axial vs. tensão dos ensaios de compressão confinada, conforme exposto nas Figuras 3.16 e 3.17. Para uma tensão de 1500 kPa, a deformação axial chegou a 10% na amostra seca fofa (Figura 3.17a) e 6% na amostra seca densa (Figura 3.17b).

Nota-se que as amostras de solo seco apresentaram menor deformação axial quando comparadas às amostras saturadas, independente do grau de compactação.

Os resultados encontrados foram comparados aos ensaios de compressibilidade realizados por Sadek *et al.* (2002) para sílicas géis fofas e densas. Em sua pesquisa, os autores encontraram deformações axiais de, aproximadamente, 14% para amostras fofas secas e de, aproximadamente, 8% para amostras densas secas para uma tensão de 1500 kPa.

Sadek *et al.* (2002) compararam seus resultados aos dados de Lamb e Whitman (1969) para areias calcárias com mesma compactação e concluíram que a sílica gel é muito mais compressível que as areias naturais. Os autores atribuem esse fato à quebra das partículas, o que é audível ao longo do ensaio e à alta porosidade interna das partículas de sílica gel.

Como esperado, as amostras densas, secas e saturadas foram menos compressíveis que as amostras fofas.

#### *(iv) Permeabilidade*

Foi realizado o ensaio de permeabilidade de carga de constante com as amostras saturadas com água. O ensaio foi realizado de acordo com a norma NBR 13292 (1995), obtendo o valor de  $9,3 \times 10^{-2}$  cm/s.

Os resultados da caracterização do solo transparente revelaram-se satisfatórios do ponto de vista de nível de transparência e comportamento do conjunto sílica + porofluido e, estão resumidos na Tabela 3.7.

Tabela 3.7. Resumo das propriedades geotécnicas da sílica gel utilizada nos ensaios.

Índice de refração	1,442
D <sub>10</sub> (mm)	0,66
D <sub>30</sub> (mm)	0,86
D <sub>50</sub> (mm)	0,99
D <sub>60</sub> (mm)	1,05
Cu	1,6
Cc	1,1
Peso específico saturado (g/cm <sup>3</sup> )	1,15 – 1,39
Peso específico seco (g/cm <sup>3</sup> )	0,644 – 0,801
Ângulo de atrito	33° - 42°
G <sub>s</sub>	2,14
Permeabilidade (cm/s)	9,3 x 10 <sup>-2</sup>
Módulo de elasticidade (Mpa)	15 a 80
Porosidade de saturação	Óleo de tocha Garden Light

### 3.3.5. Material equivalente

Uma das etapas executivas da técnica de reforço com geogrelha é o reaterro e compactação da camada de reforço. Para que o modelo reduzido seja representativo, é necessário manter o nível de densidade do material igual ao de uma areia natural que, nesse caso, varia de baixa a média. Entretanto, na construção do modelo, a compactação das últimas camadas que constituem o reforço, mudará a densidade das camadas inferiores de solo, que, a princípio, deveriam se manter com baixa densidade para representar a condição natural de campo.

Com objetivo de minimizar esse efeito, testes foram feitos em busca de um material que pudesse substituir o maciço fofo e que não fosse afetado pelo processo construtivo.

Para comparação do comportamento do material substituto com o do solo fofo, foi considerado que as tensões aplicadas são proporcionais, em relação escalar, aos deslocamentos mobilizados, representado pelo coeficiente de reação vertical ( $K_v$ ), de acordo com a teoria de Winkler (1967). O valor de  $K_v$  é obtido a partir da Equação (3.1), onde  $q$  é a tensão aplicada e  $w$  o deslocamento mobilizado. Os valores são retirados da curva tensão vs. deslocamento.

$$K_v = \frac{q}{w} \quad (3.1)$$

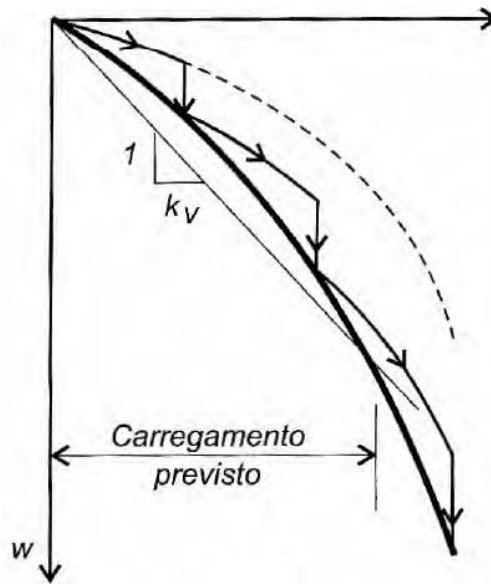


Figura 3.18. Ensaio de placa para obtenção do  $K_v$ , interpretação pelo trecho de interesse de um ensaio com estabilização. (Velloso e Lopes, 2010).

Segundo Velloso e Lopes (2010), o coeficiente de reação vertical obtido deverá ser corrigido em função da dimensão e da forma da fundação real, já que este parâmetro não é uma propriedade do solo estudado, mas sim da rigidez relativa entre a estrutura e o solo.

Segundo Antoniazzi (2011), muitos autores utilizam método de Winkler para representar a flexibilidade do solo, por se tratar de uma análise relativamente simples e de fácil implementação. Assim, são determinados valores de coeficiente de reação para cada tipo de solo e de sistema de fundação distintos. Considerando que, para direções distintas, há flexibilidade distintas e, por consequência, deslocamento distintos. Ou seja, é definida uma relação discreta (pontual) entre fundação e solo, mediante a definição de uma constante de mola que representa a rigidez do maciço.

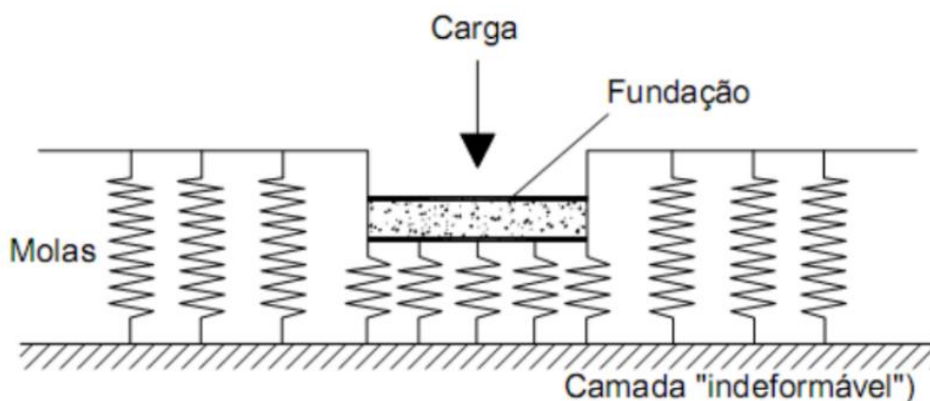


Figura 3.19. Hipótese de Winkler: deformação de solo através de molas discretas. (Antoniazzi, 2011).

Fez-se, então, a determinação do  $K_v$  do solo transparente fofo e de materiais diversos que pudessem ter mesmo comportamento. Tendo em vista o comportamento típico de solos fofos sob carregamento de uma fundação rasa, entendeu-se que seria necessário um material consideravelmente deformável. Admitindo que esse material deveria recuperar as deformações causadas durante a compactação da camada superior, conclui-se que deveria ter também forte componente elástica. Assim, foram testadas, basicamente, borrachas, espumas e poliestireno com diferentes gramaturas, alguns materiais que foram testados são expostos na Figura 3.20.

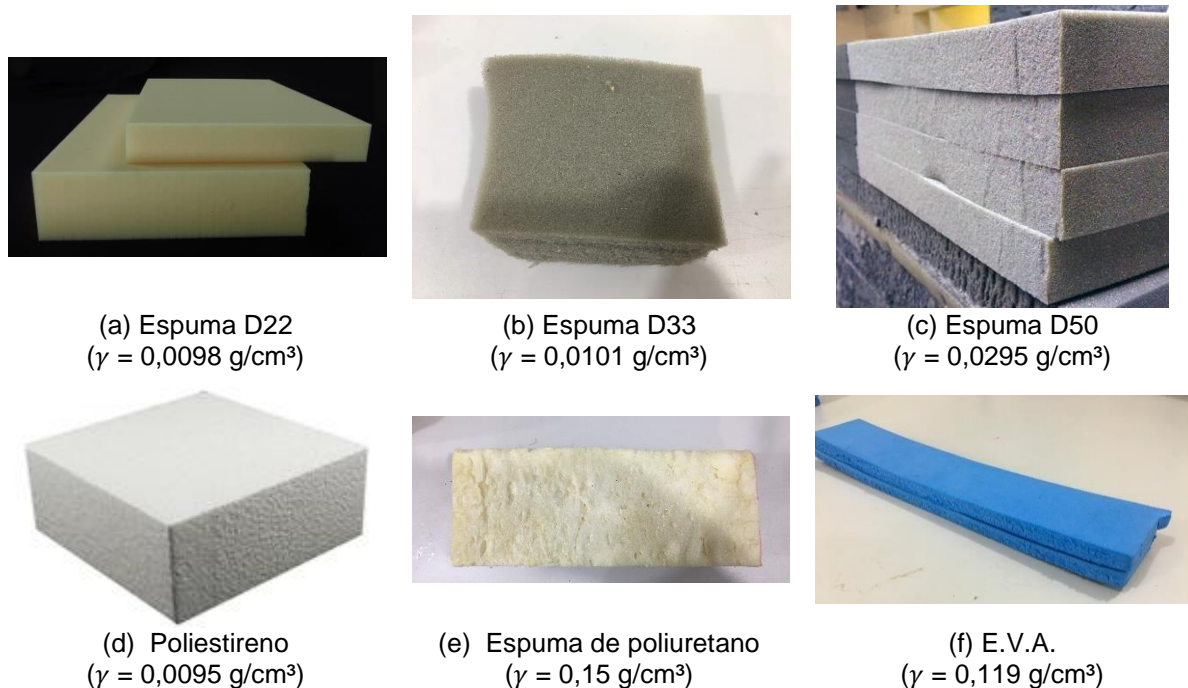


Figura 3.20. Diversos mais alternativos testados.

A Figura 3.21 exhibe o comportamento de carga vs. deslocamento de diversos materiais testados.

Já na Figura 3.22 mostra o resultado dos ensaios para determinação do  $k_v$  no solo transparente fofo. Para garantir a confiabilidade dos resultados, 6 ensaios foram realizados, entretanto, os 3 primeiros foram descartados, devido a falhas no processo de execução e inexperiência com o método. Os três ensaios finais são apresentados.

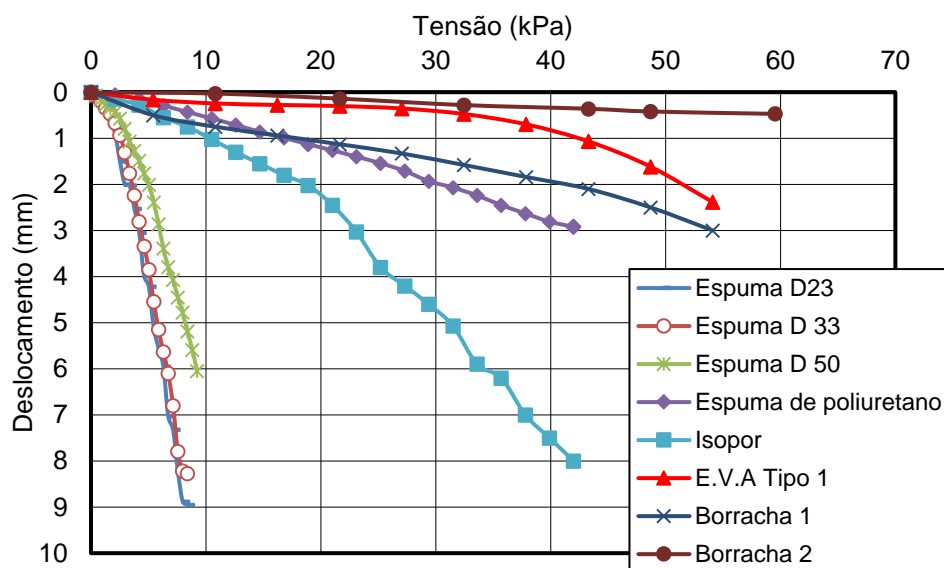


Figura 3.21. Ensaio de carga vs. deslocamento para diversos materiais alternativos testados.

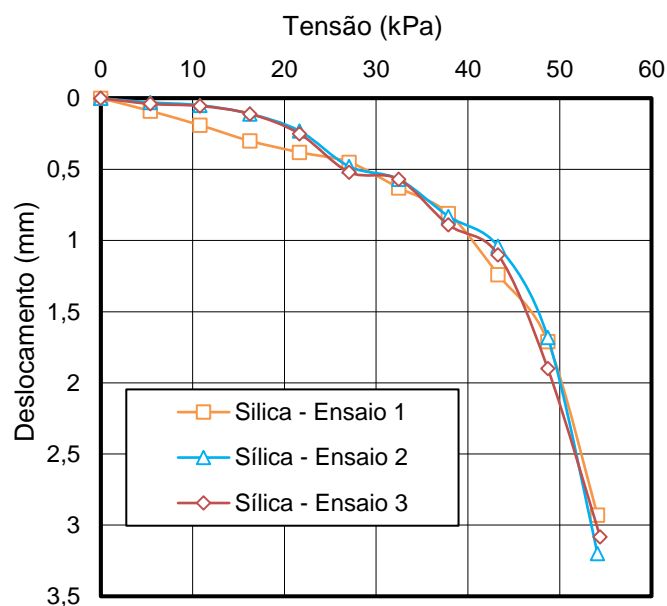


Figura 3.22. Determinação do  $K_v$ , sílica gel maciço fofo.

Dentre os materiais equivalentes ensaiados, o etileno acetato de vinila (E.V.A.), com peso específico da ordem  $0,11 \text{ g/cm}^3$ , apresentou valores de  $K_v$  consideravelmente similares aos do solo transparente fofo, conforme Figura 3.23. O valor de  $K_v$  foi calculado para o nível de tensão de 50 kPa onde, os valores de 28000 e 30000  $\text{kN/m}^3$  foram encontrados para solo transparente e material equivalente, respectivamente.



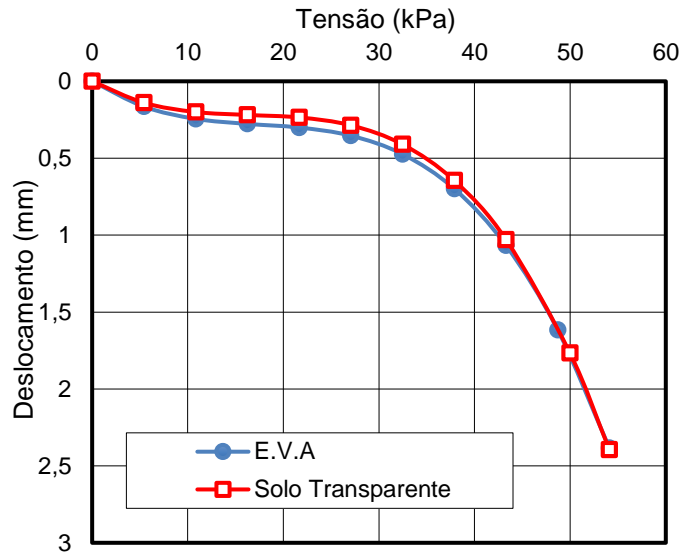


Figura 3.23.  $K_v$  para solo transparente e E.V.A., com DR 30%.

Sabendo que o E.V.A. e o solo transparente apresentam valores de  $K_v$  consideravelmente similares, foi realizado o ensaio de compressão confinada em amostras desses materiais, com o objetivo de definir até qual nível de deformação o E.V.A. apresentava comportamento de compressibilidade representativo de um solo fofo. A preparação da amostra para a realização do ensaio é exposta na Figura 3.24.

Devido à câmara do ensaio de compressão confinada ser circular, foi utilizada uma serra copo para o corte das amostras.

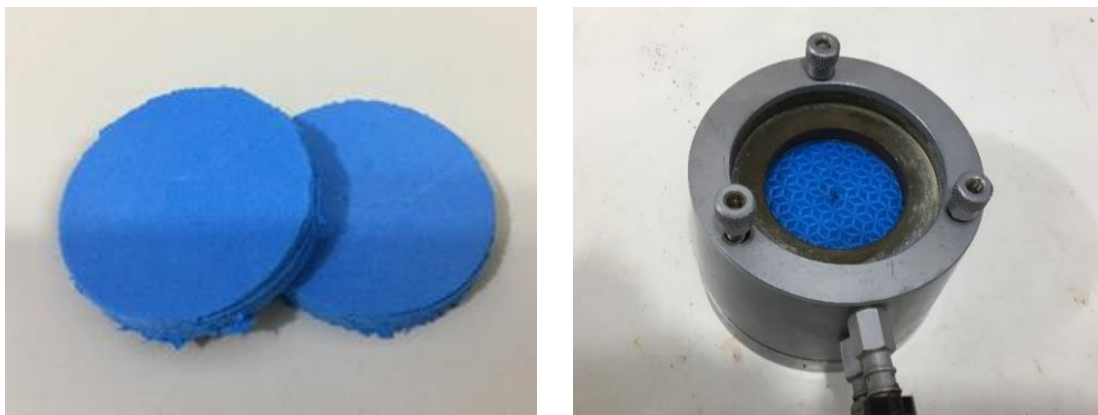


Figura 3.24. Preparação da amostra de E.V.A. para realização do ensaio de compressão confinada.

Pelos resultados do ensaio de compressão confinada realizados no solo transparente fofo e no material equivalente, exposto na Figura 3.25, é possível considerar um comportamento representativo entre esses materiais até uma deformação de 5% do material equivalente.

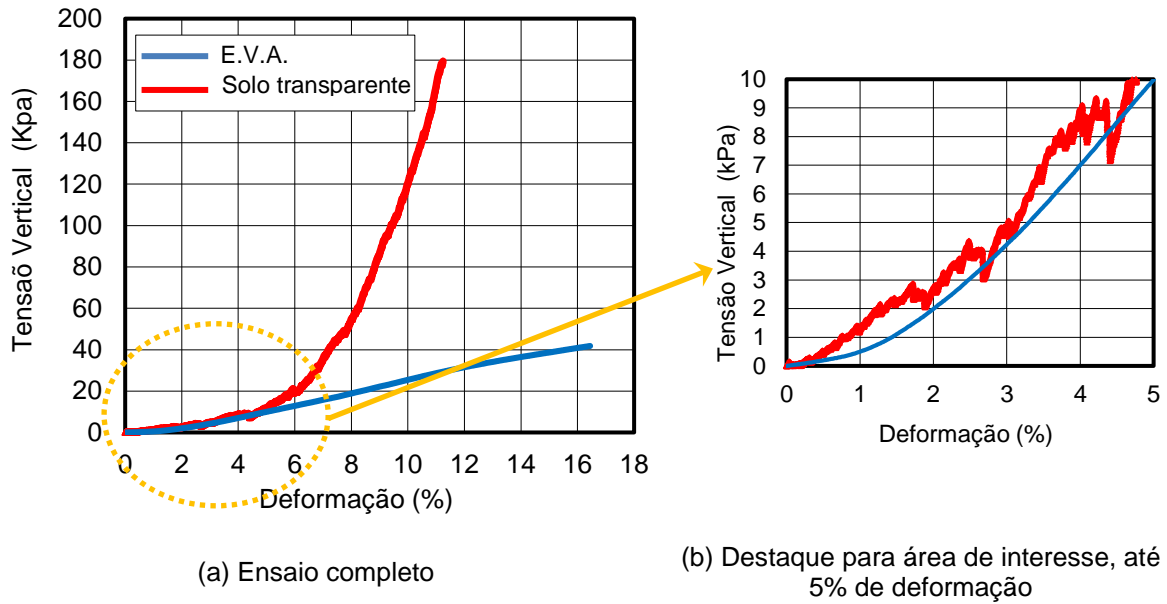


Figura 3.25. Resultado do ensaio de compressão confinada entre solo transparente e material equivalente.

### 3.3.6. Sistema de carregamento e de aquisição de dados

O sistema de carregamento é composto por um pistão atuador, cujo acionamento é feito por um painel de controle hidráulico-pneumático. O carregamento é feito por meio de tensão controlada. O painel de controle utilizado é exposto na Figura 3.26.



Figura 3.26. Painel de controle hidráulico – pneumático.

O pistão atuador foi fixado a uma estrutura de sustentação que está conectada à base do suporte por hastes rosqueadas (Figura 3.27). Essa base fica apoiada em uma mesa anti-vibração do fabricante *NewPort Corporation (USA)* que, tem como função principal, possibilitar a alta estabilidade e nivelamento da superfície. Isso garante que a captura de imagens, por fotografia digital, seja feita sem interferências da vibração da mesa.

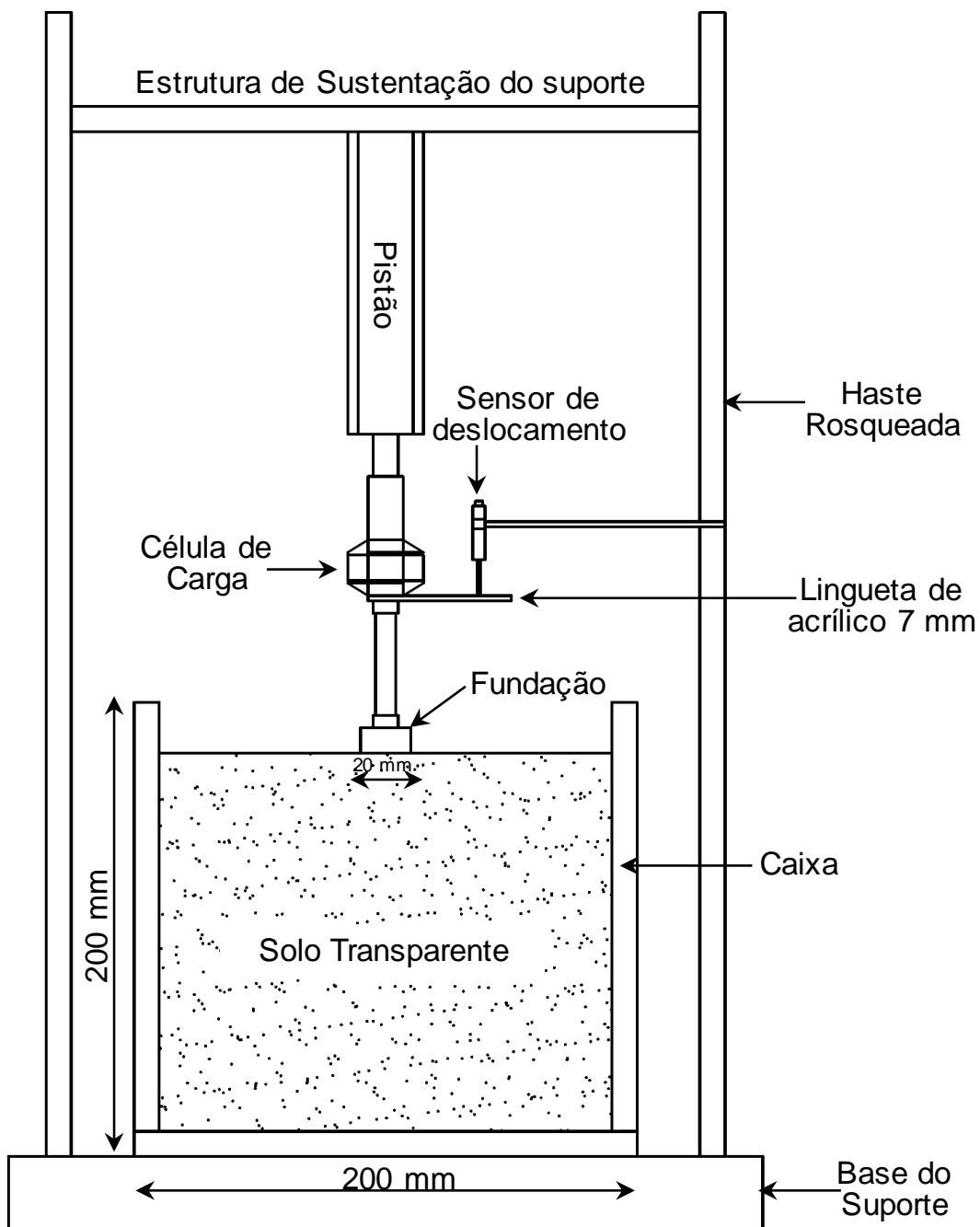


Figura 3.27. Esquema do sistema de carregamento utilizado.

A aquisição dos valores das cargas aplicadas foi feita a partir de uma célula de carga acoplada a haste do pistão. Os incrementos de carga são transmitidos à sapata através de uma haste onde a fundação é fixada por um sistema de porca e contraporca.

Já os deslocamentos foram medidos a partir de um sensor de deslocamento linear (SD) com cursor útil de 50 mm, preso à haste rosqueada do suporte. Para que as medições pudessem ser realizadas, foi fabricado um lingueta em acrílico 7 mm que foi conectado a haste do pistão.

A aquisição dos dados de carga e o deslocamento foram feitos através do equipamento na *National Instruments*, modelo PXI – 1052, com o módulo SCXI – 1321. A interface do *software* foi desenvolvida no *LabView* pela equipe de suporte do laboratório.

O maciço de fundação é constituído por solo arenoso que possui assentamento predominantemente instantâneo. Apesar disso, somente após a estabilização dos deslocamentos que se aplicou novo incremento de carga.

### Especificação e calibração sensores utilizados

- (i) Célula de Carga: a célula de carga utilizada foi do modelo SCR da MK Controles com capacidade de 500 Kg, cujas dimensões são apresentadas no esquema da Figura 3.28a. Sendo  $A$ ,  $B$  e  $C$  igual a 54 mm, 54mm e 19 mm, respectivamente, e a rosca ( $R$ ) para um parafuso M12.

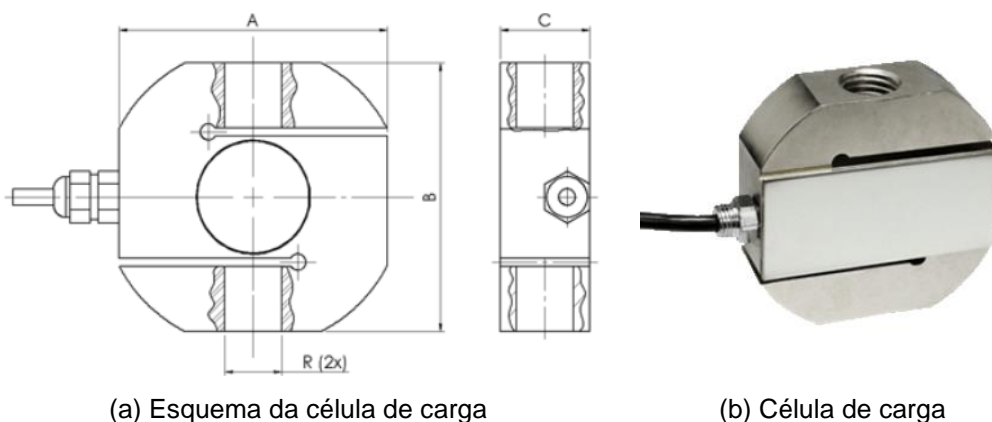


Figura 3.28. Célula de carga utilizada nos ensaios.

(ii) Sensor de deslocamento linear: os deslocamentos foram medidos com o auxílio de um sensor de deslocamento (SD) da marca Gefran com cursor útil de 50 mm, como pode ser observado na Figura 3.29. Para minimizar os eventuais erros de podem ocorrer durante o processo de calibração do SD, foi utilizado um micrômetro, como o da Figura 3.31b.

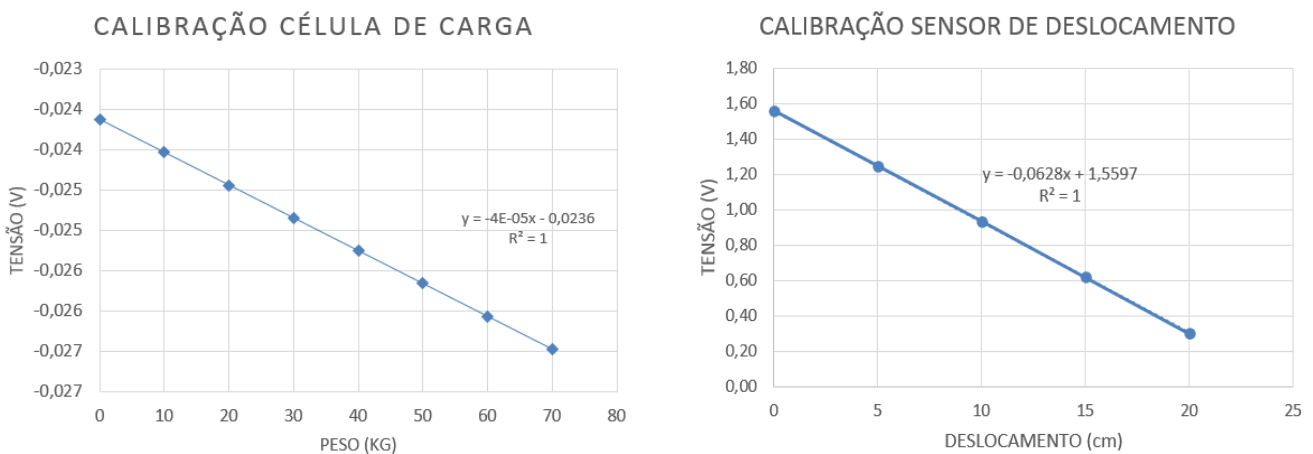


Figura 3.29. Sensor de deslocamento utilizado nos ensaios.

A calibração foi realizada a partir de um programa disponível na centrifuga geotécnica da UENF. Ao final da calibração, o *software* gerou um relatório onde foi possível verificar a linearidade ( $R^2$ ) e os coeficientes angulares de cada sensor (Figura 3.30 e Tabela 3.8). Os valores dos coeficientes angulares de cada sensor foram posteriormente inseridos no *software* de aquisição de dados utilizado.

Tabela 3.8. Coeficiente angulares dos sensores.

Sensor	Coefficiente angular
Célula de Carga	-0,000041
Sensor de deslocamento	-0,0628



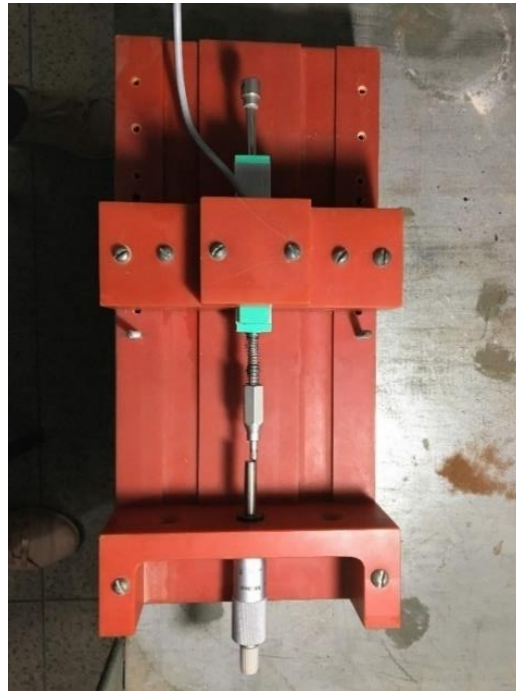
(a) Gráfico de calibração célula de carga

(b) Gráfico de calibração sensor de deslocamento

Figura 3.30. Gráficos de gerados a partir do relatório de calibração.



(a) Calibração da célula de carga



(b) Calibração do sensor de deslocamento

Figura 3.31. Calibração dos sensores.

### 3.3.7. Laser e sistema de aquisição de imagens

O equipamento de laser usado nessa pesquisa é do modelo 31425 *Helium – Neon red* do fabricante *Research Electro – Opticos, Inc.*, com nível de potência de 35 mW e comprimento de onda de 633 nm. Para que o ensaio possa ser realizado, é necessário que um plano de laser corte “ópticamente” o modelo. Entretanto, não é usual encontrar equipamentos de laser que gerem plano de forma direta. Portanto, quando o diâmetro do feixe de laser é suficientemente pequeno, como é o caso do equipamento utilizado nessa pesquisa, para que se possa transformar o feixe de laser em um plano de laser, uma lente cilíndrica deve ser utilizada.

Nesta pesquisa, uma lente cilíndrica com comprimento focal de 20 mm foi empregada para gerar o plano de laser que pudesse cortar “ópticamente” o modelo, como esquematizado na Figura 3.32.

A aquisição das imagens foi feita através de uma câmera *Canon EOS Rebel Tli* com lente de 25 mm e resolução de 15 megapixel. Para que as imagens fossem registradas de forma padronizada, utilizou-se o *software DigiCam Control*. Nesse estudo foi considerada a frequência de uma foto por segundo (fps). A disposição correta dos equipamentos é apresentada na Figura 3.32.

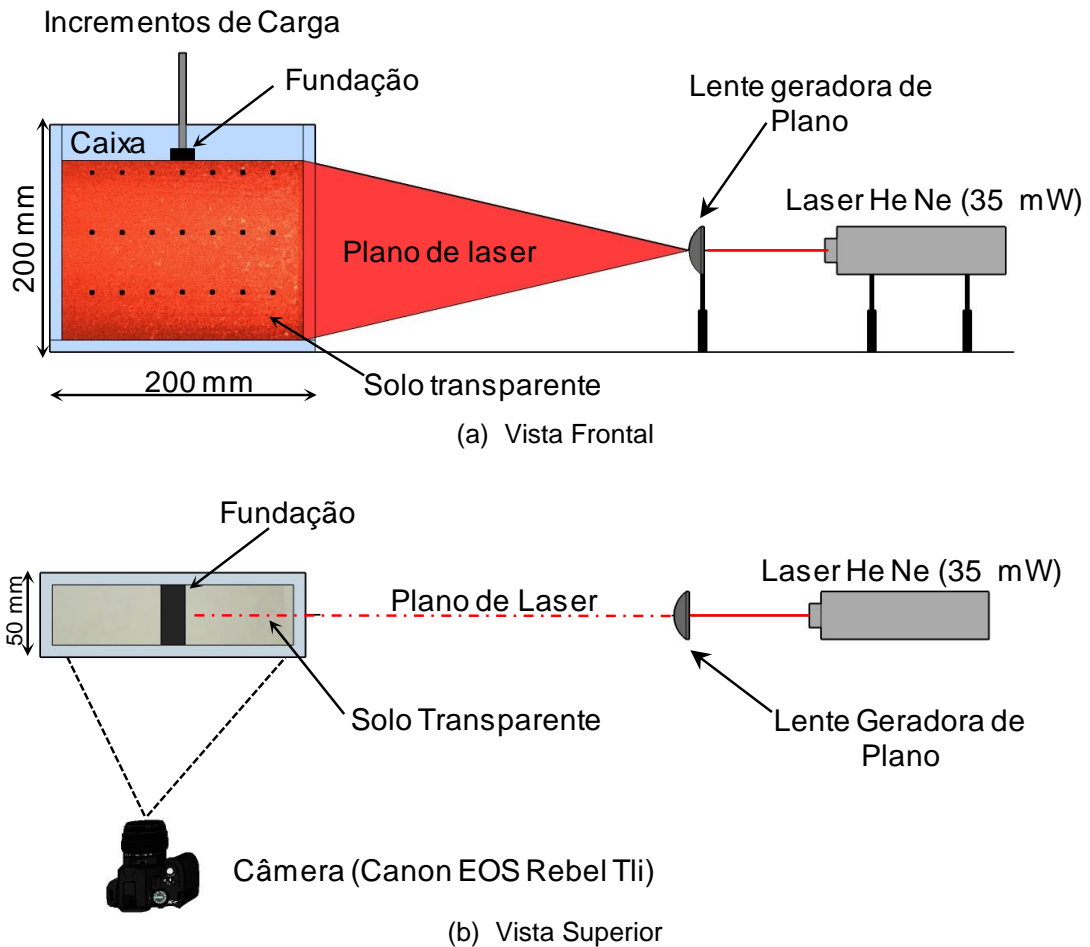
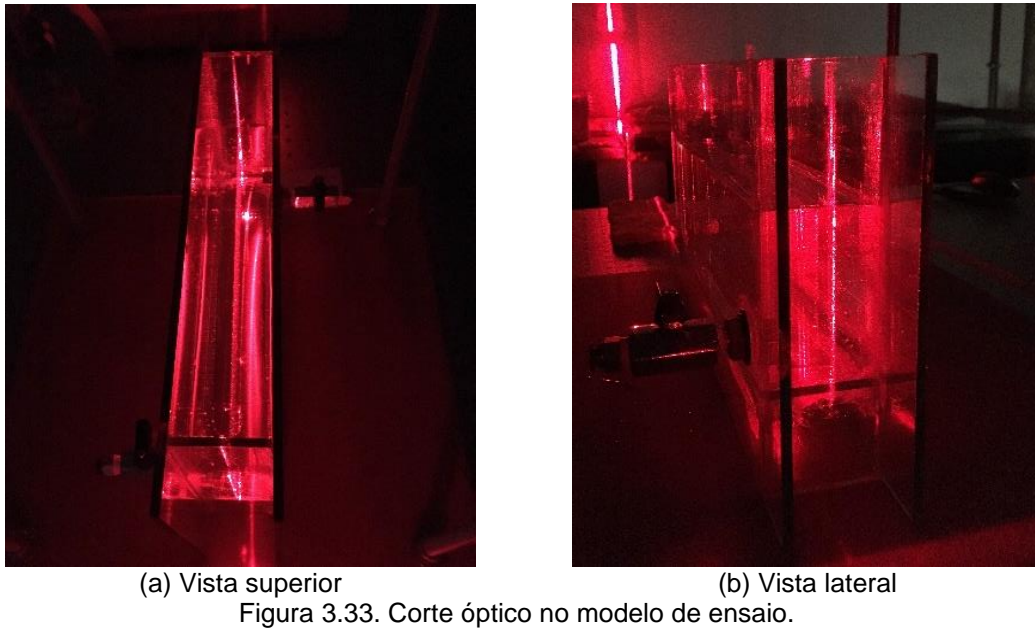


Figura 3.32. Posição adequada para o laser, câmera e lente geradora de plano.

Durante os ensaios, o laser é posicionado de modo que o “corte óptico” aconteça no eixo do modelo, minimizando assim, influência do atrito das partículas de solo com a face da caixa. Segundo Black (2015) o atrito das partículas de solo na interface ao longo da superfície dos *containers* utilizados em ensaios, gera influência no comportamento de deslocamento. Quando o plano de deslocamento pode ser avaliado sem essa influência, alguns erros de conformidade podem ser evitados. Um exemplo de corte óptico pode ser visto na Figura 3.33.



A fim de ser possível transformar as coordenadas de pixel em coordenadas geométricas, é necessário fornecer ao *software* distâncias conhecidas. Para tal, foram impressos, em uma transparência, pontos de controle, conforme Figura 3.34. Cada ponto de controle está espaçado horizontalmente a uma distância de 2,5 cm e, verticalmente a 5 cm. A transparência, com os pontos de controle, foi posicionada na frente do *container*. Na Figura 3.34, é possível também visualizar o padrão *speckle* gerado no pelo contato do laser com solo transparente durante os ensaios.

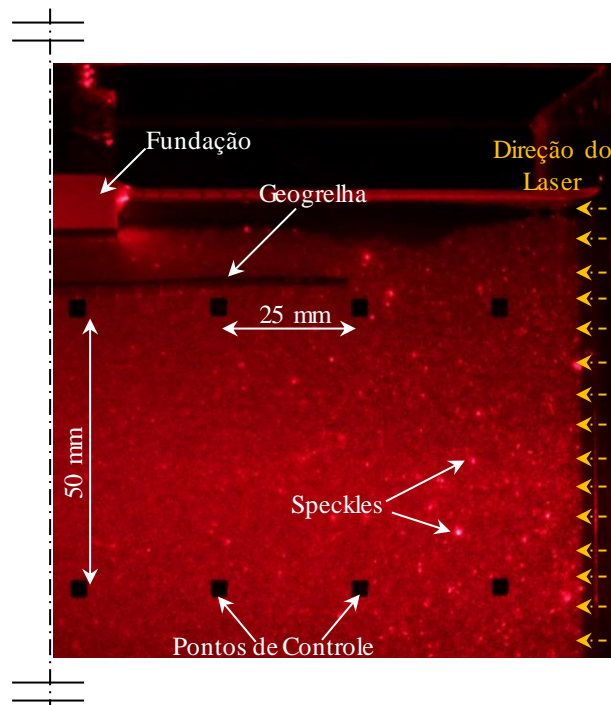


Figura 3.34. Padrão *speckle* produzido pelo laser no solo transparente fabricado na UENF.



Um das etapas mais importantes para o perfeito processamento das imagens, é o ajuste ideal do foco, ISO (sensibilidade do sensor de luz da câmera) e da velocidade do obturador da câmera. Inicialmente, tentou-se usar o foco automático do equipamento fotográfico, mas, tendo em vista que os ensaios necessariamente devem ser realizados no escuro, o foco automático não se ajustou ao procedimento.

Sendo assim, testes foram realizados na busca da configuração ideal da câmera fotográfica. Entre as configurações testadas, as que melhor se ajustaram às necessidades dos ensaios foram: ISO 800, Foco 4,5 e velocidade do obturador 1/30.

As imagens retiradas durante o teste foram processadas pelo *software* PIVTEC 2C/3C, tendo sido utilizado o critério de diferenças quadradas e uma malha inicial de 68 x 68 px. Para que as análises pudessem ser feitas, foi necessário transformar as imagens para a extensão BMP e, para tal, o *software* *IrfanView* foi empregado.

A Figura 3.35 apresenta o laboratório de solos transparentes da UENF, onde se encontra o aparato experimental citado anteriormente.

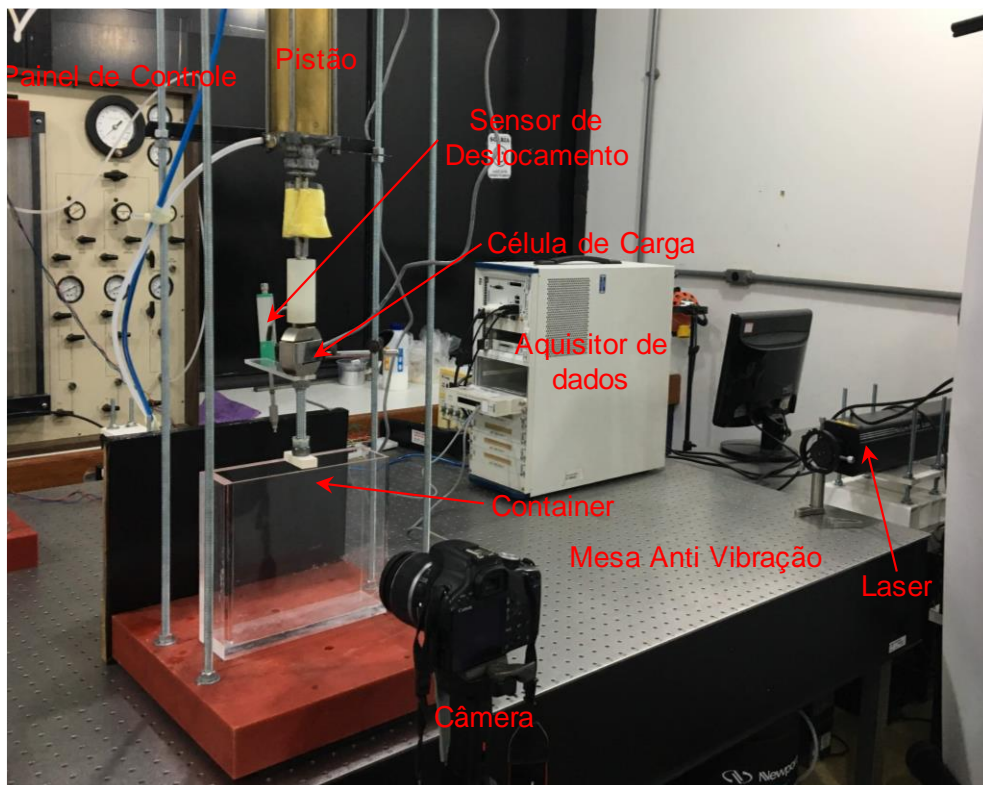


Figura 3.35. Laboratório de Solos Transparentes da UENF.

### 3.4. Considerações construtivas do processo experimental

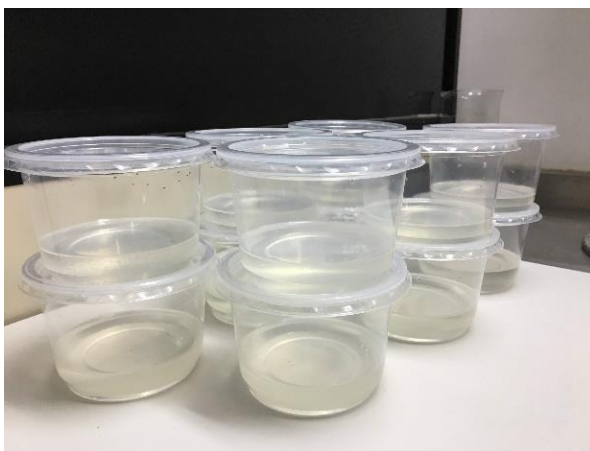
São apresentados os pontos relevantes na montagem do processo experimental, que incluem: preparação do solo transparente, parâmetros geométricos usados nos modelos e cuidados tomados na montagem dos ensaios com material equivalente.

#### 3.4.1. Preparação da amostra de solo transparente e enchimento do *container*

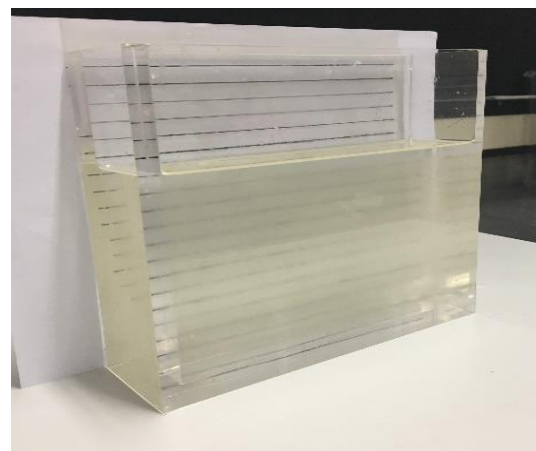
Na preparação do ensaio, a sílica gel é separada em recipientes e é pesada, ainda seca, levando em conta a densidade relativa desejada.

Em seguida, se inicia o processo de saturação, onde o material é coberto com poro fluido de saturação e permanece em repouso por no mínimo 24 horas (Figura 3.36a). Passado o tempo necessário para saturação, o material é colocado dentro do *container* de ensaio. Para auxiliar no enchimento, foi colocado um gabarito atrás do *container* com espaçamento de 1 cm (Figura 3.36b). Cada porção de material pesado deve preencher uma dessas camadas.

Durante o processo de enchimento do *container*, geralmente surgem bolhas de ar dentro no material. Essas bolhas foram retiradas utilizando uma pipeta graduada. É essencial, para o processo de ensaio, que todas as bolhas sejam eliminadas, pois a permanência delas, pode causar interferência na transmissividade do laser dentro do modelo.



(a) Separação do material em recipientes



(b) Enchimento do container com a guia

Figura 3.36. Preparação da amostra de solo transparente e enchimento do *container*.

Depois do ensaio realizado, é possível fazer o reaproveitamento da sílica gel e do poro fluido. O reaproveitamento é necessário dado o alto custo dos materiais. Além disso, é ecologicamente correto, visto que, o óleo e sílica gel, quando descartados de forma incorreta, podem contaminar o meio ambiente.

Ao fim do ensaio, o material é peneirado para retirada do excesso de óleo e, utilizando o peso específico saturado, é separado novamente em recipientes e pesado de acordo com a densidade desejada para o próximo ensaio.

### 3.4.2. Configuração geométrica do reforço

A configuração geométrica proposta para os modelos com reforço está ilustrada na Figura 3.37. Os ensaios foram realizados mantendo, inicialmente, os parâmetros geométricos  $U$  e  $L$  constantes, onde  $U$  é a distância entre a posição da geogrelha e a base da fundação e  $L$  é o comprimento do reforço.

Quanto à quantidade de camadas de reforço, optou-se por usar somente uma. Dessa forma, a camada de geogrelha foi inserida no maciço com  $U$  igual à  $0,4B$  e  $L$  igual à  $5B$ . Os parâmetros geométricos de reforço foram definidos com base na literatura, conforme item 2.2.4 desta dissertação.

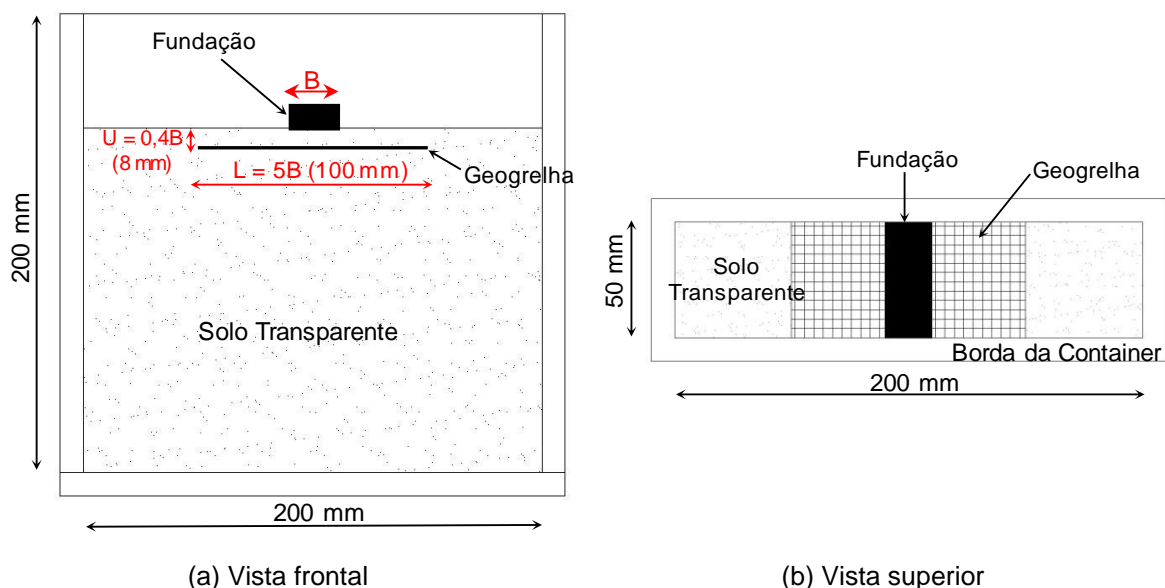
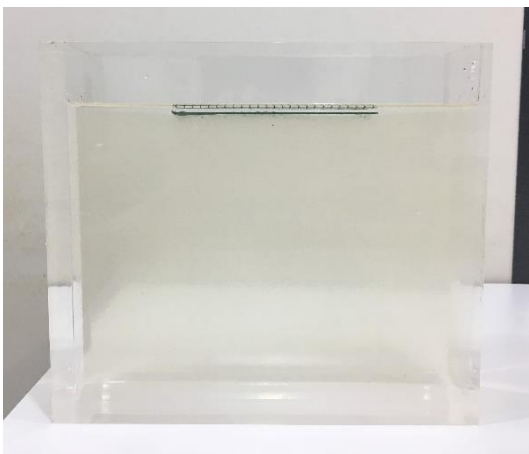


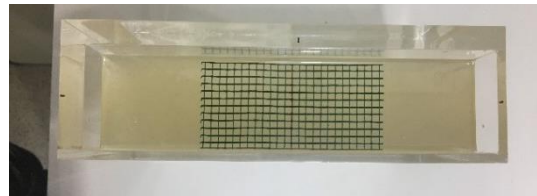
Figura 3.37. Parâmetros geométricos do esquema de reforço.

Na Figura 3.38, é possível visualizar, com riqueza de detalhes, o modelo reduzido reforçado utilizando areia transparente.

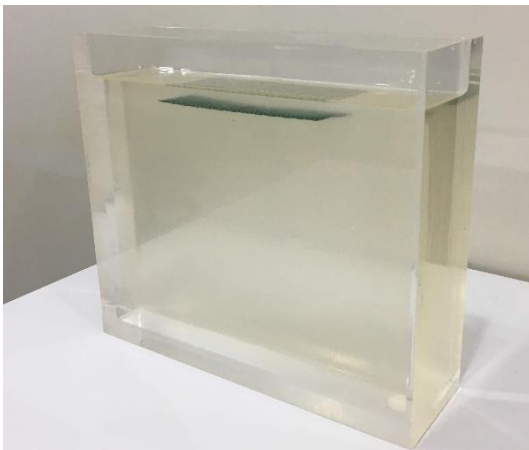
Como pode ser observado na Figura 3.38d, quando finalizada a etapa de enchimento do container e inserção do reforço, a sapata é conectada a haste do pistão e o *container* de ensaio é posicionado na base do suporte. Nessa etapa, o alinhamento do container com a base do suporte é feito com auxílio de um nível a laser e o nivelamento da sapata, por meio de nível bolha. É verificada também a ortogonalidade e a centralidade do equipamento de laser com o *container*, sensor de deslocamento e câmera fotográfica.



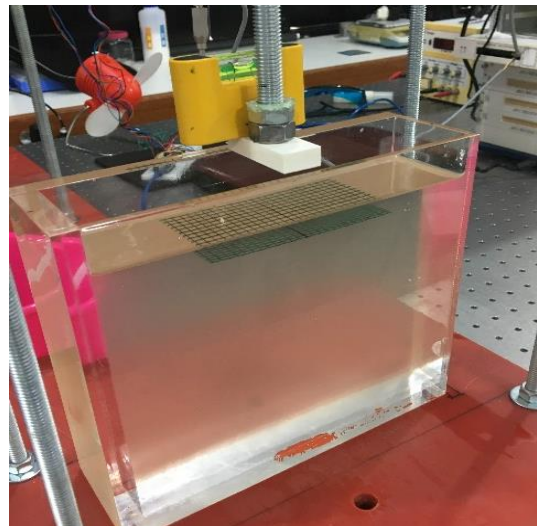
(a) Momento da colocação da geogrelha no solo



(b) Centralidade de geogrelha com a caixa



(c) Camada de solo colocada acima da geogrelha



(d) Conferência do nivelamento da sapata

Figura 3.38. Etapas finais no enchimento do *container* com geogrelha.

A Figura 3.39 exibe a geometria em nível de protótipo, aplicando o fator escala,  $\lambda$ , igual a 30. Considerando uma sapata com  $B$  igual a 60 cm, o comprimento da geogrelha ( $L$ ) deve ser 300 cm e a distância entre a base da sapata e a camada de geogrelha ( $U$ ) deve ser 24 cm.

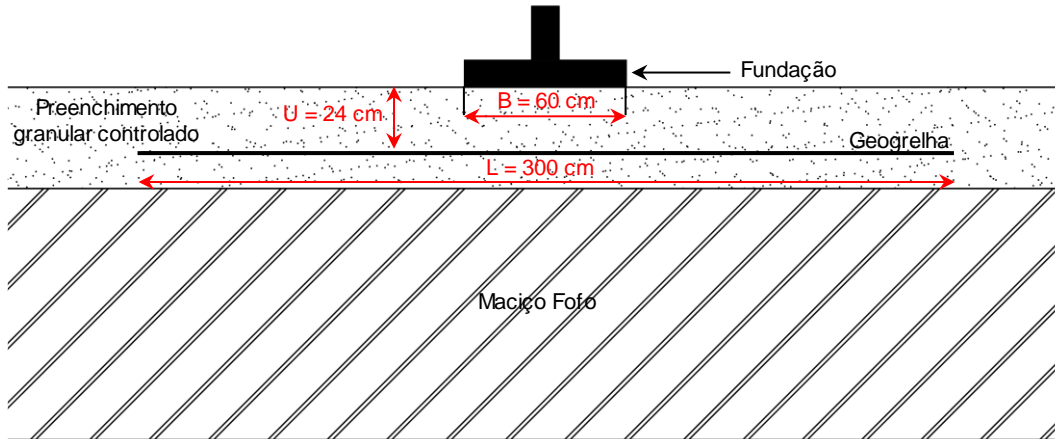


Figura 3.39. Geometria do protótipo.

### 3.4.3. Montagem do ensaio com material equivalente

A Figura 3.40 mostra a geometria dos ensaios realizados com material equivalente, os valores de  $U$  e  $L$  são mantidos fixos conforme o item 3.4.2 desta dissertação. Uma camada de 3 cm de solo foi colocada acima do E.V.A.

A folha de E.V.A. utilizada possui espessura de 10 mm. Assim, para atingir a altura necessária para realização do ensaio, o material foi recortado e colado com cola de contato.

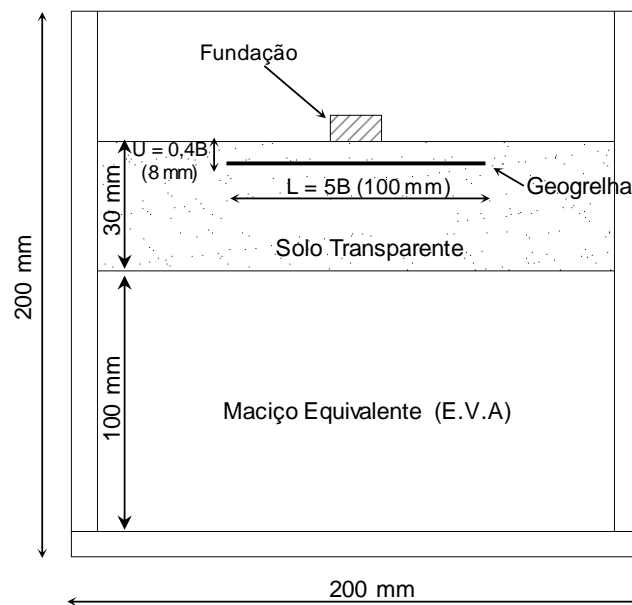


Figura 3.40. Configuração experimental modelo com material equivalente.

Os pedaços de E.V.A. foram cortados com 2 mm de folga em relação ao tamanho do *container*. Para manter a ortogonalidade, durante o corte das amostras de material um esquadro foi utilizado, conforme Figura 3.41. Em seguida, as partes foram coladas umas sobre as outras, formando um bloco. Para dar acabamento nas faces do bloco de E.V.A., as mesmas foram niveladas em uma serra de mesa. (Vide Figura 3.44d).



Figura 3.41. Corte da folha de E.V.A. no comprimento e largura do container de ensaio.

Em razão do material equivalente utilizado ser opaco e não reflexivo, quando o plano de luz de laser entra em contato com esse material, a luz é absorvida e não consegue se propagar na superfície.

Como o ensaio deve, necessariamente, ser realizado no escuro pelo uso do laser, foi utilizada uma tinta fotoluminescente para criar uma textura que pudesse ser captada pela câmera. A escolha dessa tinta se baseou no fato de que o material não fosse afetado pelo contato com o poro fluido de saturação. A tinta selecionada é apresentada na Figura 3.42.

Segundo informações do fabricante, a tinta fotoluminescente deve receber um estímulo de luz solar ou elétrica por um período 15 minutos ou mais. Após o estímulo ser cessado, o material será capaz de refletir a luz por um longo período, podendo chegar a 10 horas, perdendo a intensidade com o passar do tempo.

Sendo assim, para ativação da tinta fotoluminescente, a face do material equivalente cuja tinta foi aplicada, foi exposto a um refletor *PhotonBeam 1000* com lâmpada halogênica da 1000 W e temperatura da cor 3200 K, ou seja, luz quente. O

material foi exposto à luminosidade dessa lâmpada por cerca de 1 hora (Figura 3.43) e, em seguida, a montagem do ensaio foi iniciada.



Figura 3.42. Tinta fotoluminescente utilizada, foto retirada no escuro.

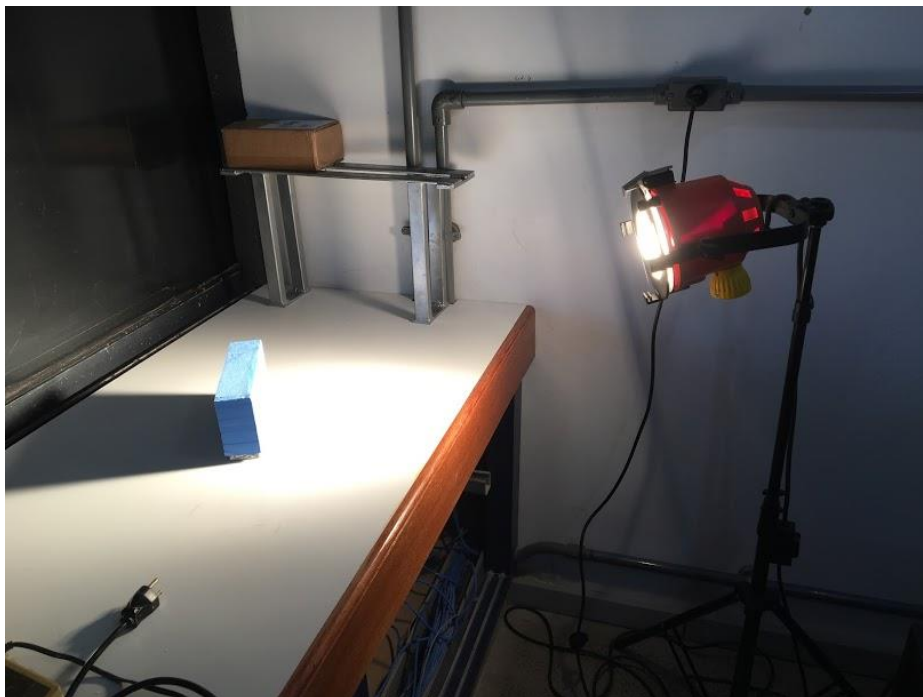
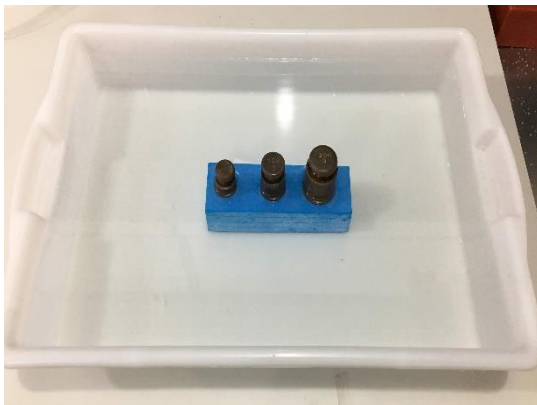


Figura 3.43. Ativação da tinta antes da montagem do ensaio.

Como a densidade do material equivalente é menor que a do fluido utilizado, ocorreu um efeito de empuxo vertical. Portanto, foi necessário incluir uma placa de chumbo na base do bloco de material equivalente.

Para saber a quantidade de chumbo necessária para anular o efeito de empuxo, um teste simples foi realizado. Colocou-se um bloco de E.V.A. com volume conhecido dentro de um recipiente com água e verificou-se o quanto de peso era necessário para deixar esse volume submerso. (Figura 3.44a). Sabendo que o peso específico da água é de  $1 \text{ g/cm}^3$ , do poro fluido de saturação é de  $0,85 \text{ g/cm}^3$  e do chumbo é de  $11,31 \text{ g/cm}^3$ , o peso necessário para anular o empuxo foi determinado.

A Figura 3.44 mostra as etapas realizadas para a fabricação da placa de chumbo. Confeccionou-se uma forma de gesso com o molde desejado (Figura 3.44b). Em seguida, o chumbo foi derretido e colocado dentro da forma (Figura 3.44c). Esperou-se um período de, aproximadamente, 12h para secagem do material. Posteriormente, a placa de chumbo foi desinformada e colada com cola de contato na base do bloco de material equivalente (Figura 3.44d).



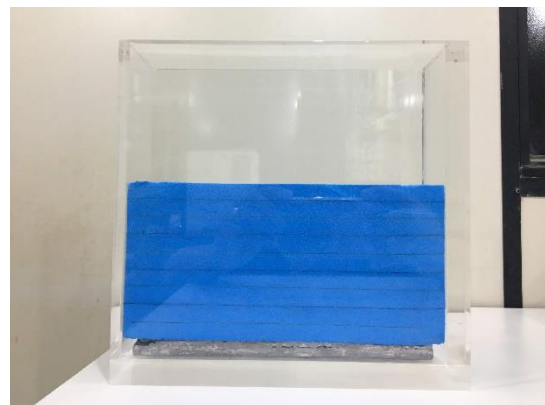
(a) Processo para determinação do peso de chumbo necessário para eliminar o empuxo



(b) Forma de gesso para moldar o chumbo



(c) Chumbo derretido sendo colocado dentro da forma



(d) Bloco de material equivalente com placa de chumbo na base dentro do *container* de teste

Figura 3.44. Preparação do material equivalente para realização do ensaio.



Na etapa seguinte, o solo transparente foi colocado acima do material equivalente e, posteriormente, foi compactado e nivelado, atingindo um peso específico de  $1,32 \text{ g/cm}^3$ , que representa uma densidade relativa de 76%. As próximas etapas de montagem foram análogas as dos ensaios anteriores, realizados somente com solo transparente.

Considerando que, após a densificação da camada superior, não houve alteração da espessura do material equivalente, pode-se concluir que o processo de densificação não gerou efeito no material fofo abaixo. Nesse caso, espera-se que a representatividade do material equivalente seja satisfatória da condição de campo.

Finalizado o processo de montagem do ensaio, observou-se que a fotoluminescência da tinta utilizada havia perdido significativa intensidade. Esse fenômeno pode ser associado ao fato de a tinta estar em contato direto com o poro fluido de saturação. Sendo assim, antes do ensaio ser iniciado, uma nova ativação da tinta foi necessária, conforme Figura 3.45.

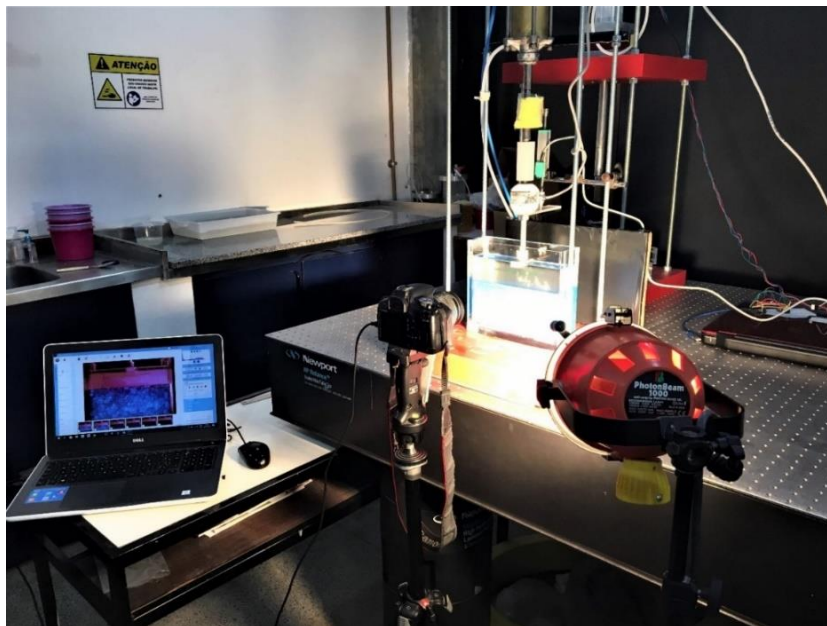


Figura 3.45. Realização do ensaio com material alternativo.

Como a lâmpada utilizada na ativação da tinta possui temperatura de cor quente, o solo transparente utilizado nesses ensaios não pode ser reaproveitado, visto que, o nível de transparência do solo transparente está diretamente associado à temperatura da amostra, que deve ser em torno de  $25^\circ$ , como estudado por Black e Take (2015).

Como pode ser verificado na Figura 3.45, as fotos retiradas durante os ensaios nesses modelos capturam dois planos diferentes ao mesmo tempo. Um plano no eixo do modelo, referente à parcela que contém solo transparente e, um plano de face do modelo referente à parcela que contém material equivalente. Para que não houvesse qualquer interferência de atrito do material equivalente com a face do *container*, o material equivalente foi cortado com largura 2 mm menor do que a largura do *container*, garantindo assim, que não houvesse contato lateral entre o *container* e o material equivalente.

Para que as partículas de sílica gel não caísse entre o material equivalente e a face do *container*, uma folha de acetato transparente foi cortada exatamente com as dimensões do *container* e colocada como divisa entre o material equivalente e o solo transparente. Na Figura 3.46, o modelo com material equivalente e solo reforçado antes do início do ensaio é exibido. Destaque-se que foi necessário criar uma textura com a tinta fotoluminescente sob o material equivalente, simulando efeito *speckle*. O objetivo é fazer com que o deslocamento do material equivalente fosse captado com nitidez pela câmera fotográfica.

Para que a textura criada pela tinta fotoluminescente e padrão *speckle* do solo transparente acima pudesse ser captado com nitidez, a configuração da câmera fotográfica teve que ser modificada.

Depois de uma série de teste, a configuração de melhor se adaptou as texturas dos ensaios com material equivalente foram: ISO 1600, Foco 3,5 e velocidade do obturador 1/13.

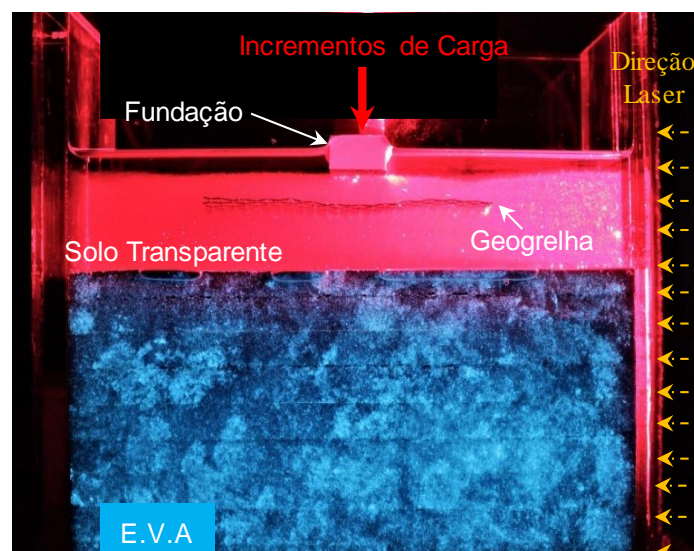


Figura 3.46. Padrão *speckle* gerado pelo laser e textura da tinta fotoluminescente.

## Capítulo 4 - ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

As discussões a seguir são feitas analisando a influência da densidade do maciço, a inserção da camada de reforço e a substituição do solo transparente por maciço equivalente. Todos os ensaios foram realizados até um deslocamento ( $s$ ) de 25% da menor largura da base de fundação ( $0,25B$ ).

Para uma melhor visualização, os campos de deslocamentos horizontais e verticais foram analisados separadamente e por estágios de deslocamento, referentes aos recalques de  $0,05B$ ,  $0,1B$  e  $0,25B$ . Ressalta-se que, na prática, os recalques diferenciais admitidos em uma fundação rasa, a nível de distorção angular ( $\beta$ ), sem que haja danos a estrutura são da ordem de  $1/800$ . Nessa pesquisa, como o intuito é avaliar o campo de deslocamento, maiores recalques foram induzidos.

Faz-se a normalização das tensões, a partir da capacidade de suporte da sapata, correspondente ao deslocamento de  $0,25B$  do modelo não reforçado com densidade relativa igual a 30% ( $25,95 \text{ kN/m}^2$ ).

Para avaliar os benefícios da utilização do reforço com geogrelha em fundações rasas, além da análise dos campos de deslocamentos, dois termos foram usados:

- i. Taxa de capacidade de carga (BCR): segundo Cicek **et al** (2015) é um termo comumente utilizado na literatura para comparar valores de tensão medidos em solos reforçados e não reforçados. É definido pela razão entre a tensão de contato do modelo reforçado e não reforçado;
- ii. Fator de redução de deslocamento (FRD): é definida como a razão entre o deslocamento do modelo reforçado e não reforçado.

Como será observado, o comportamento das curvas de tensão vs. deformação dos modelos não deixa bem definido o ponto de ruptura.

Sendo assim, o BCR será definido para um deslocamento específico (BCRs) e, o FRD será então avaliado para uma tensão específica. A Figura 4.1 expõe como as definições de BCR e FRS serão feitas.

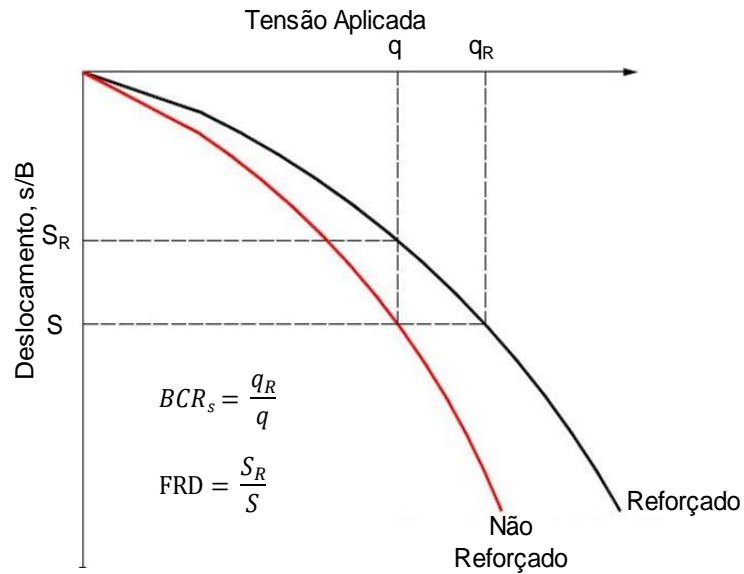


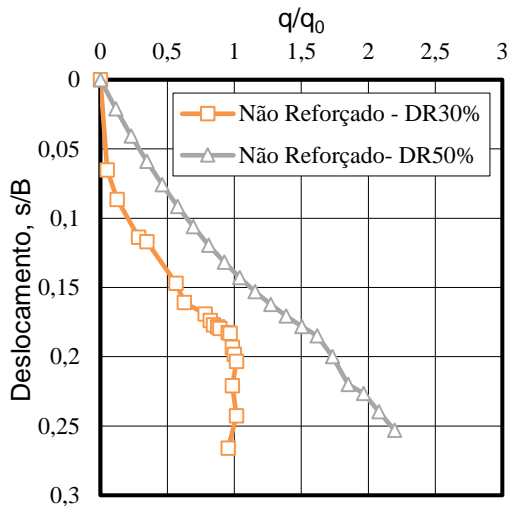
Figura 4.1. Definição do BCR e FRD.

#### 4.1. Efeito da densidade relativa (Dr) nos modelos não reforçados

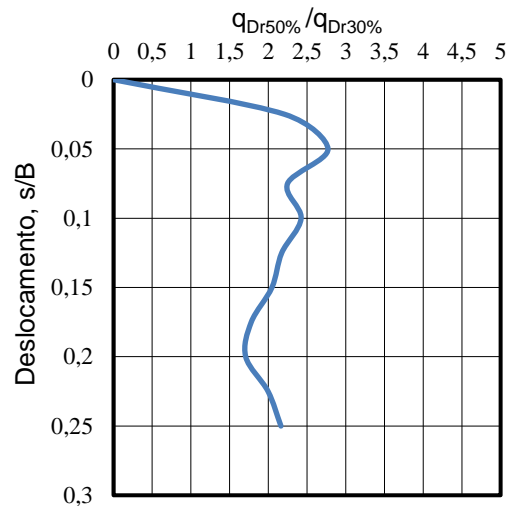
Os modelos com Dr 30% e Dr 50% não reforçados são analisados. A Figura 4.2a mostra as variações da carga mobilizada pelo deslocamento dos modelos não reforçados. Quando se analisa o modelo fofo, Dr 30%, nota-se que deslocamentos consideráveis foram atingidos com pequenos incrementos de carga. Essa ocorrência pode ser associada ao alto índice de vazios presentes em solos arenosos com baixa densidade relativa que, conseqüentemente, tem baixa resistência a compressão.

Já a Figura 4.2b exibe a relação entre a carga mobilizada dos modelos com Dr 50% e Dr 30%,  $q_{Dr50\%}/q_{Dr30\%}$ . Como pode ser observado, o modelo com Dr 50% alcançou, em média, o dobro de capacidade de carga quando comparado ao modelo com Dr 30%.

Uma análise de redução de deslocamento é feita quando  $q/q_0$  é igual a 1. Para essa relação, um fator de deslocamento (FRD) igual a 0,6 foi encontrado. Portanto, nota-se que, somente alterando a densidade relativa do maciço, nesse caso, de Dr 30% para Dr 50%, uma redução de 40% dos deslocamentos foi alcançada.



(a) Carga mobilizada dos ensaios não reforçados, carga de normalização:  $q_0=25,95$  kPa.



(b) Relação entre a carga mobilizada do modelo com Dr 50% e Dr 30%.

Figura 4.2. Tensão x deslocamento dos modelos não reforçados.

As Figuras 4.3 e 4.4 permitem analisar os campos de deslocamentos horizontais ( $u/B$ ) e verticais ( $v/B$ ) dos modelos não reforçados com Dr 30% e 50%, sendo  $u$  o deslocamento horizontal e  $v$  o deslocamento vertical que foram medidos dentro das malhas determinadas pelo *software* PIV 2C/ 3C. A magnitude dos deslocamentos foi normalizada pela menor dimensão da fundação rasa ( $B$  igual a 20 mm). Os eixos dos gráficos também foram normalizados por  $B$ .

Analisando somente os de campos de deslocamentos horizontais, Figura 4.3a e Figura 4.4a, uma área de influência horizontal de abrangência similar, da ordem de  $4,5 B$ , foi observada em ambos os modelos.

Já quanto às áreas de influência verticais dos campos de deslocamento horizontais, nas Figuras 4.3a e 4.4a, nota-se que, no modelo com Dr 30%, a área de influência chegou a  $2B$  e, no modelo com Dr 50%, a profundidade dos deslocamentos com maior magnitude atingiu  $2,5B$ . A partir desse limite, pequenos deslocamentos, da ordem de  $0,02$ , foram se dissipando ao longo da profundidade. Nos modelos com Dr 50%, percebeu-se um levantamento acentuado acima da superfície do solo, próximo à fundação de aproximadamente  $0,2B$ . Nos modelos com Dr 30%, não foram verificados levantamentos acima da superfície do solo.

Quando os campos de deslocamento verticais são analisados, nas Figuras 4.3b e 4.4b, verifica-se que a área de influência vertical foi similar e de aproximadamente  $2B$  em ambos os modelos. Entretanto, deslocamentos com maiores magnitudes ao longo da profundidade foram percebidos novamente no modelo com Dr 30%.

Ressalta-se que o critério utilizado para definir as áreas de influência foram deslocamentos mínimo de  $0,02B$ , para os deslocamentos horizontais e verticais.

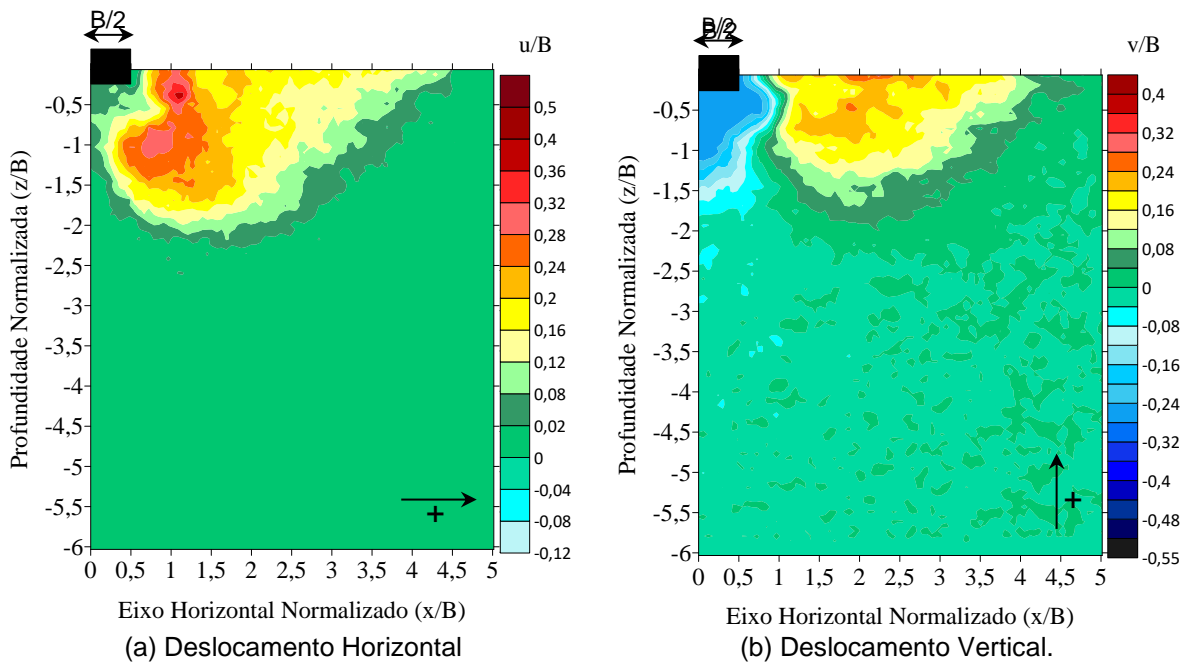


Figura 4.3. Campo de deslocamento correspondente ao assentamento de  $0,25B$  do modelo não reforçado com  $D_r$  30%.

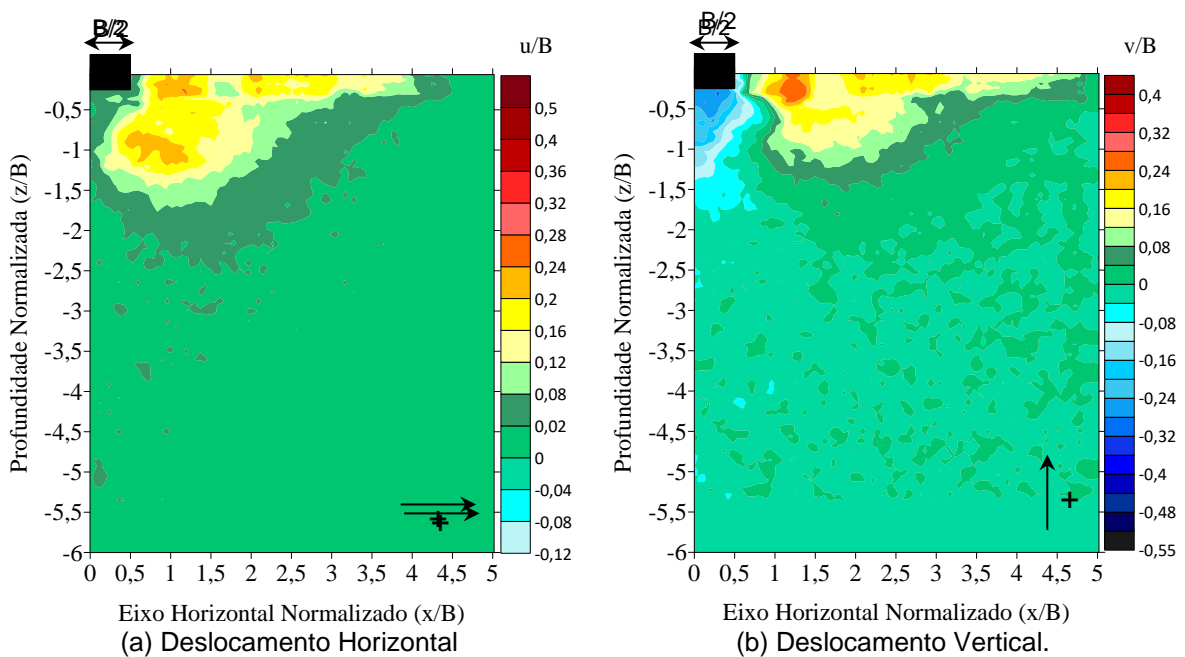


Figura 4.4. Campo de deslocamento correspondente ao assentamento de  $0,25B$  do modelo não reforçado com  $D_r$  50%.

Como ilustrado nas Figuras 4.3 e 4.4, diferenças são observadas na distribuição dos campos de deslocamentos de acordo com a densidade relativa dos modelos. Vesic (1963), em seus estudos, associa o modo de ruptura com a

compacidade relativa das areias, conforme Figura 4.5. Já Lopes (1979) apresenta os campos de deslocamento relacionados como cada modo de ruptura, conforme Figura 4.6.

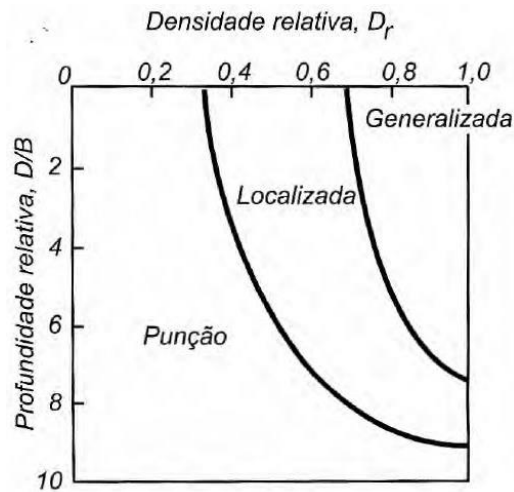


Figura 4.5. Condições de ruptura que ocorrem em areias (Vesic, 1963 *apud* Velloso e Lopes, 2010).

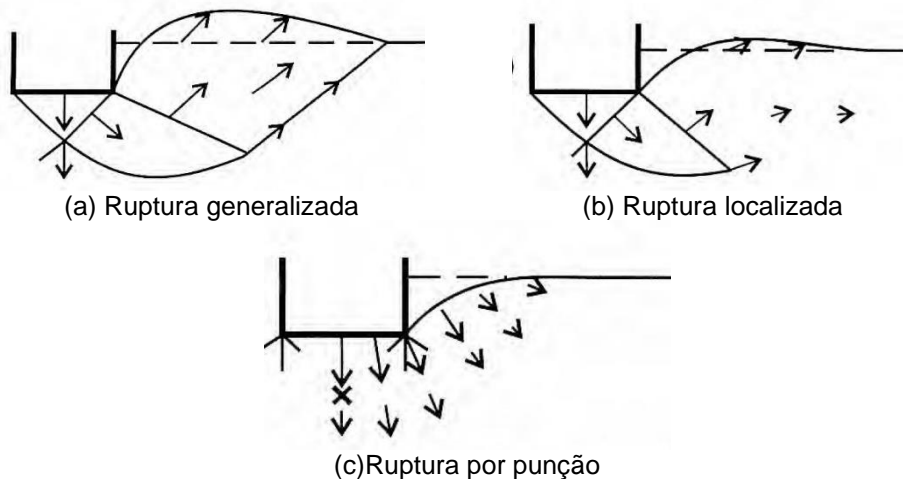


Figura 4.6. Campos de deslocamento das rupturas (Lopes, 1979 *apud* Velloso e Lopes, 2010).

Nas Figuras 4.7a e 4.7b, a análise é feita com destaque aos campos de deslocamento verticais dos modelos não forçados. Ressalta-se que esse fato pode fornecer uma ilustração do papel de densidade relativa no modo de ruptura do maciço de fundação.

No modelo com  $D_r$  30%, uma concentração de deslocamentos verticais com mesma magnitude foi observada imediatamente abaixo da fundação (Figura 4.3b e 4.7a). Provavelmente, os deslocamentos dos grãos foram facilitados pelos vazios existentes no solo com baixa densidade relativa, o que fez com que esses

deslocamentos fossem mais intensos imediatamente abaixo da fundação. Solos com baixos valores de densidade relativa, podem oferecer maior espaço intergranular e, por consequência, menos atrito intergranular, permitindo assim, que ocorra maior cisalhamento.

O modelo com  $D_r$  30% apresenta características de ruptura por punção que seriam: ausência de levantamento da superfície do solo e, acentuada compressão do solo logo abaixo da fundação, entretanto, também apresenta características de ruptura local, com formação de cunha, que pode ser observada entre  $x/B = 0,5$  e  $x/B = 4$ , tendo um levantamento de solo dentro do maciço da ordem de  $0,16B$ . Esses fatos podem estar associado ao grande recalque (s) que foi induzido ao modelo,  $0,25B$ .

Quando se observam as condições de rupturas sugeridas por Vesic (1963), Figura 4.5, para uma densidade relativa de 30% e uma profundidade,  $D$ , igual a  $0,25B$ , a ruptura está próxima da fronteira entre punção e localizada, o que está de acordo com os resultados encontrados. Devido ao fato de o modelo com  $D_r$  30%, não reforçado, apresentar características de ambas as condições de ruptura, pode-se concluir que a ruptura ocorreu na fronteira entre punção e ruptura localizada.

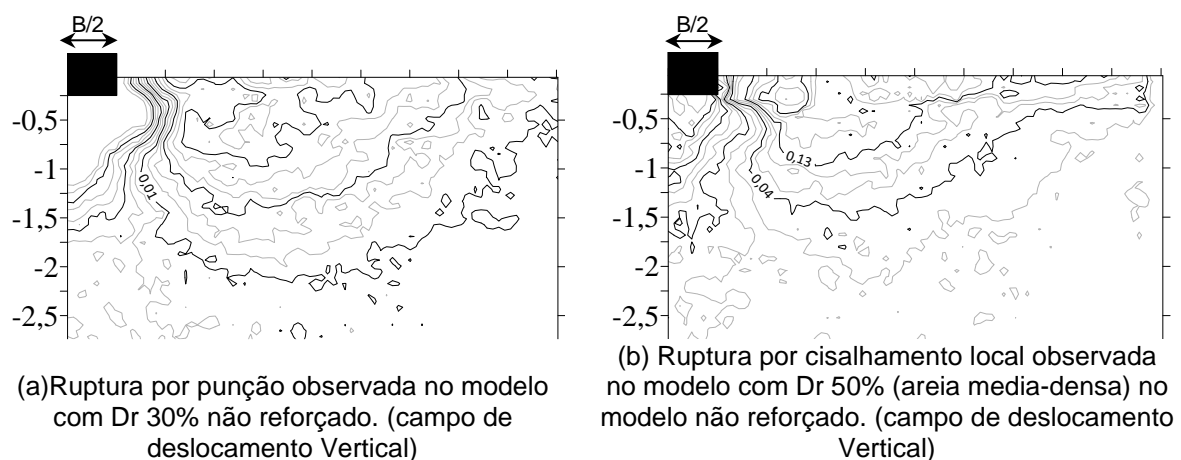


Figura 4.7. Comparação entre os modos de ruptura dos modelos ensaiados com os modos de ruptura encontrados na literatura.

Quando o modelo com  $D_r$  50% é analisado, devido à maior densidade relativa do maciço de fundação, há menos espaço vazio intergranular disponível entre as partículas de solo. Esse fato pode ter contribuído para melhor distribuição da carga aplicada entre os grãos do maciço. As consequências dessa melhor distribuição da carga no solo, podem ser visualizadas quando o campo de deslocamento horizontal do modelo com densidade média,  $D_r$  50% é observado, Figura 4.4a, onde



deslocamentos com menor magnitude são notados em uma maior área de influência, quando comparado ao campo de deslocamento horizontal dos modelo com  $D_r$  30%. Entendeu-se então, que cada grão deslocou menos que o anterior, fazendo com o que a formação das cunhas ficasse melhor definida.

A distribuição mais gradual da carga aplicada nas partículas de solo por assim dizer, poderia explicar o mecanismo pelo qual um solo mais denso oferece mais resistência ao carregamento e ao cisalhamento, produzindo padrões de ruptura local como proposto por Terzaghi (1943) e posteriormente Vesic (1963).

Esse fato pode ser observado também quando uma seção vertical no eixo da sapata, ou seja, no ponto onde o eixo  $x$  é igual a zero, do campo de deslocamento vertical é feita ao longo da profundidade ( $z$ ), como na Figura 4.8. Os deslocamentos sofrem uma melhor distribuição no modelo com  $D_r$  50%. No modelo com  $D_r$  30% até a profundidade  $z/B$  igual a -1, os deslocamentos apresentam a mesma magnitude, na ordem de  $0,25B$  e, ao passar dessa profundidade, tendem a zero, o que está de acordo com os campos de deslocamentos verticais (Figura 4.3b e Figura 4.4b).

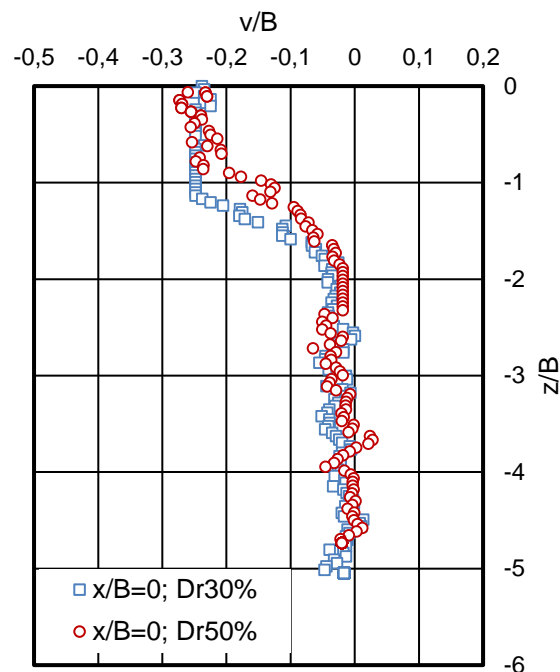


Figura 4.8. Deslocamento vertical dos modelos não reforçado quando  $x/B=0$  (eixo da fundação).

## 4.2. Efeito da inserção da camada de reforço nos modelos

As variações de BCR para os modelos com Dr 30% e Dr 50% são apresentadas na Figura 4.9. Como pode ser visto, o BCR aumenta ao longo da profundidade independente de densidade relativa. Verifica-se que a inclusão do reforço fez com que o aumento da capacidade de carga fosse de 4 vezes no modelo com Dr 30% e de 3,5 vezes no modelo com Dr 50%.

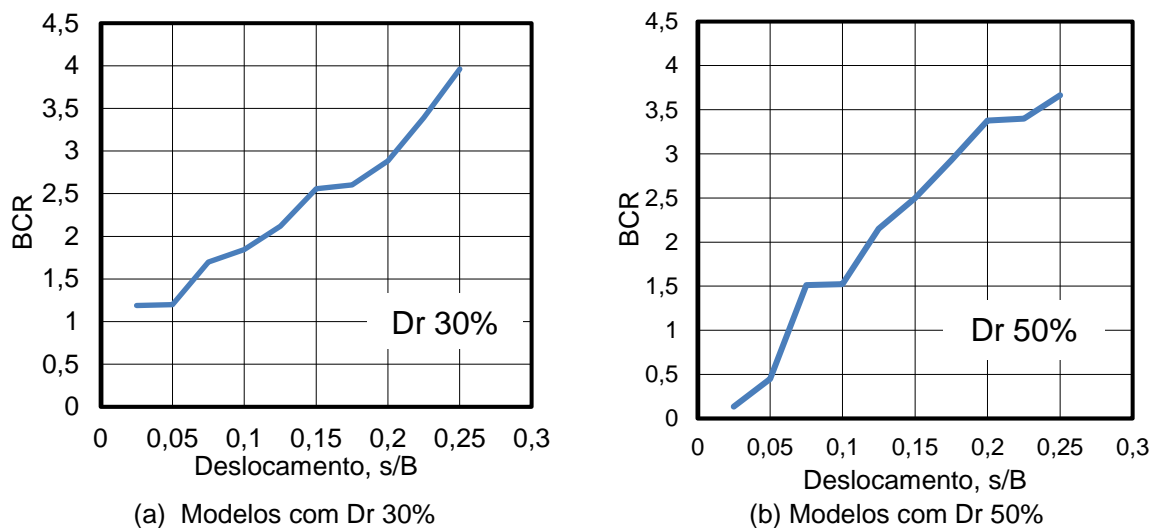
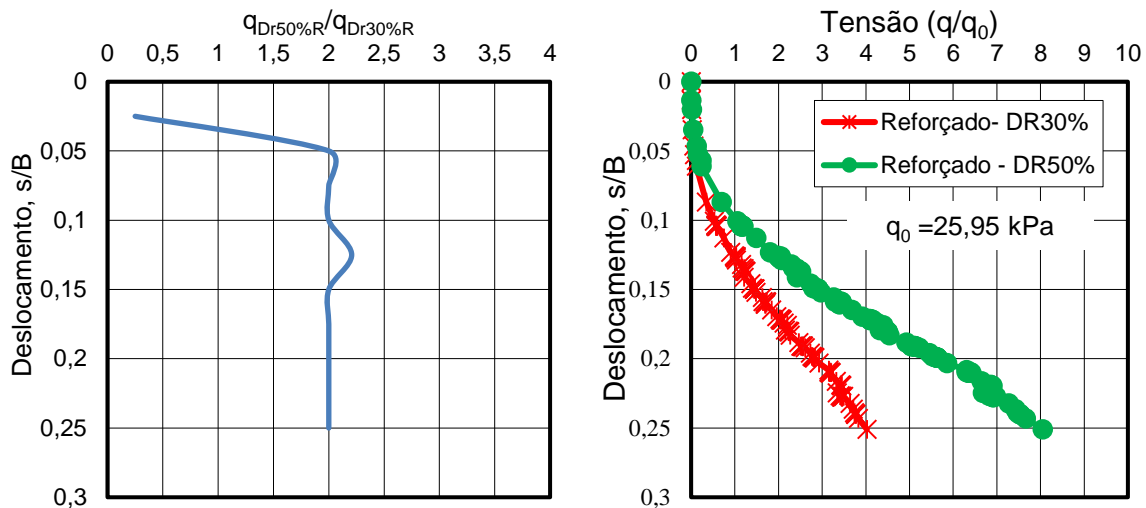


Figura 4.9. BCR dos modelos reforçados ao longo do deslocamento.

Quando analisados somente os modelos reforçados, Figura 4.10a, avaliando nesse caso, a influência da mudança de densidade no maciço reforçado, observa-se que, em média, o dobro de tensão foi mobilizada no modelo com reforço com Dr 50%.

Nota-se que os modelos reforçados reagiram de forma similar aos incrementos de carga aplicados ao longo do ensaio, como exibido na Figura 4.10b, onde é observado um deslocamento inicial  $0,05B$  para uma tensão próxima de zero e, a partir desse ponto, a capacidade de carga aumenta ao longo da profundidade em ambos os modelos reforçados representados.

Fez-se, também, uma análise para verificar a redução de deslocamentos quando a densidade relativa aumentou de 30% para 50% nos modelos reforçados. O FRS foi determinado quando  $q/q_0$  foi igual a 4. Nesse caso específico, o modelo com Dr50%R deslocou 30% menos, quando comparado ao modelo com Dr 30% R.



(a) Relação entre a carga mobilizada do modelo com Dr 50% e Dr 30%

(b) Carga mobilizada dos ensaios reforçado.

Figura 4.10. Análise da influência da densidade nos maciços reforçado.

As figuras 4.11 e 4.12 permitem analisar a evolução dos campos de deslocamentos horizontais,  $u$  e, verticais,  $v$ , normalizados pela menor dimensão da sapata,  $B$ , dos modelos com solo reforçado com Dr 30% e 50%, correspondentes aos deslocamentos de  $0,05B$ ,  $0,1B$ ,  $0,25B$ , respectivamente.

Para o recalque da fundação correspondente a  $0,05B$ , os campos de deslocamentos permaneceram inalterados pela camada de reforço e seguem o modelo de deslizamento, conforme Prandtl (1982). Variações nos campos de deslocamentos são notados quando o recalque da fundação atinge  $0,1B$  em ambos os modelos (com densidades relativas distintas).

Quando comparamos os campos de deslocamento dos modelos não reforçados e reforçados, Figuras 4.3 e 4.11, para densidade Dr 30% e as Figuras 4.4 e 4.12, para densidade de Dr 50%, vê-se que, ocorrem alterações significativas nos campos de deslocamento dos modelos reforçados a partir do recalque de  $0,05B$  da fundação, causado pela presença da camada de reforço e sua respectiva interação com as partículas de solo. Sendo estas alterações mais evidente no campo de deslocamento horizontal do que no campo de deslocamento vertical.

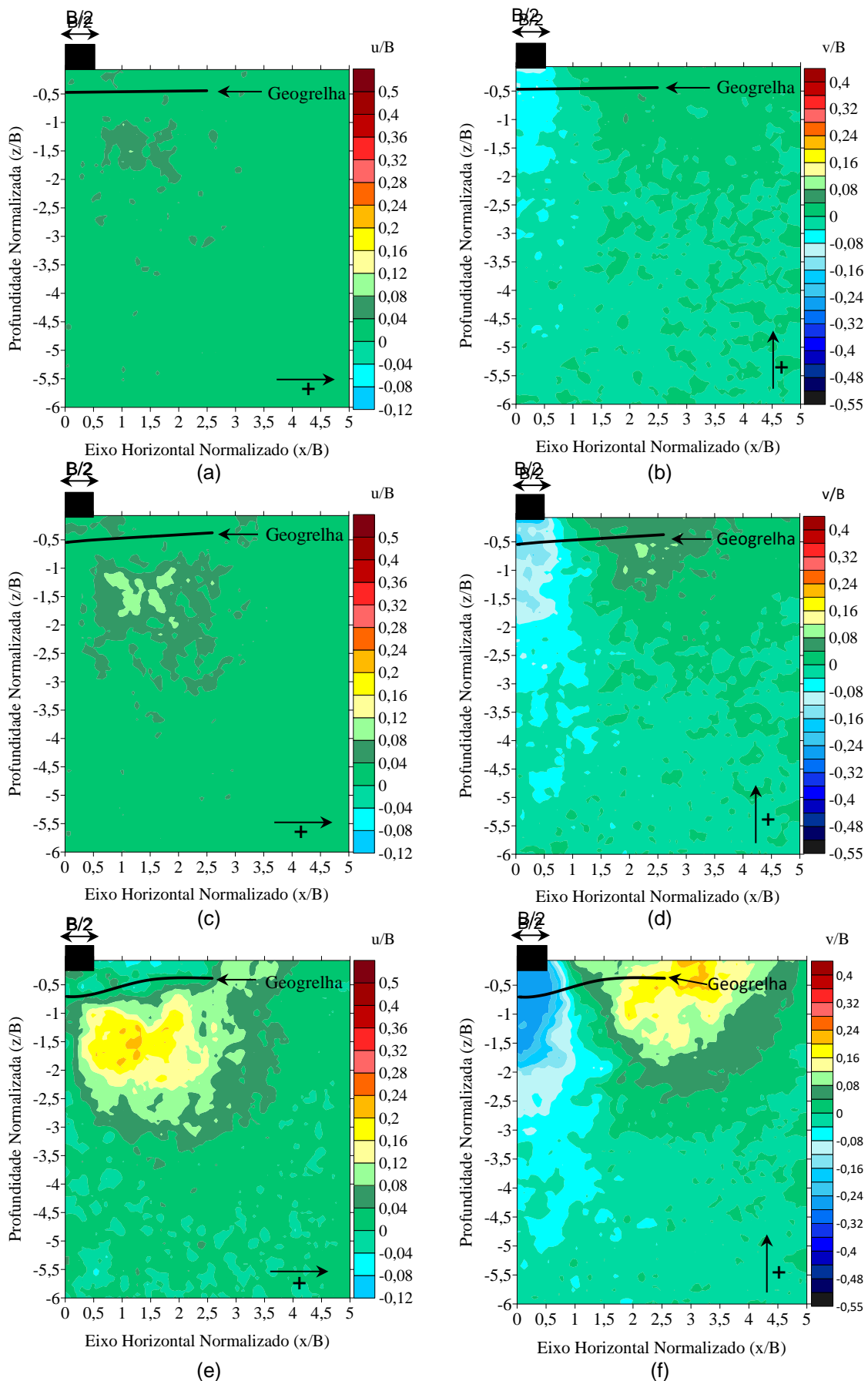


Figura 4.11. Campos de deslocamentos referente ao recalque de  $0,05B$ ,  $0,1B$  e  $0,25B$  respectivamente do modelo reforçado com  $D_r$  30%. (a), (c), (e): campos de deslocamento Horizontal; (b), (d), (f): campo de deslocamento Vertical.

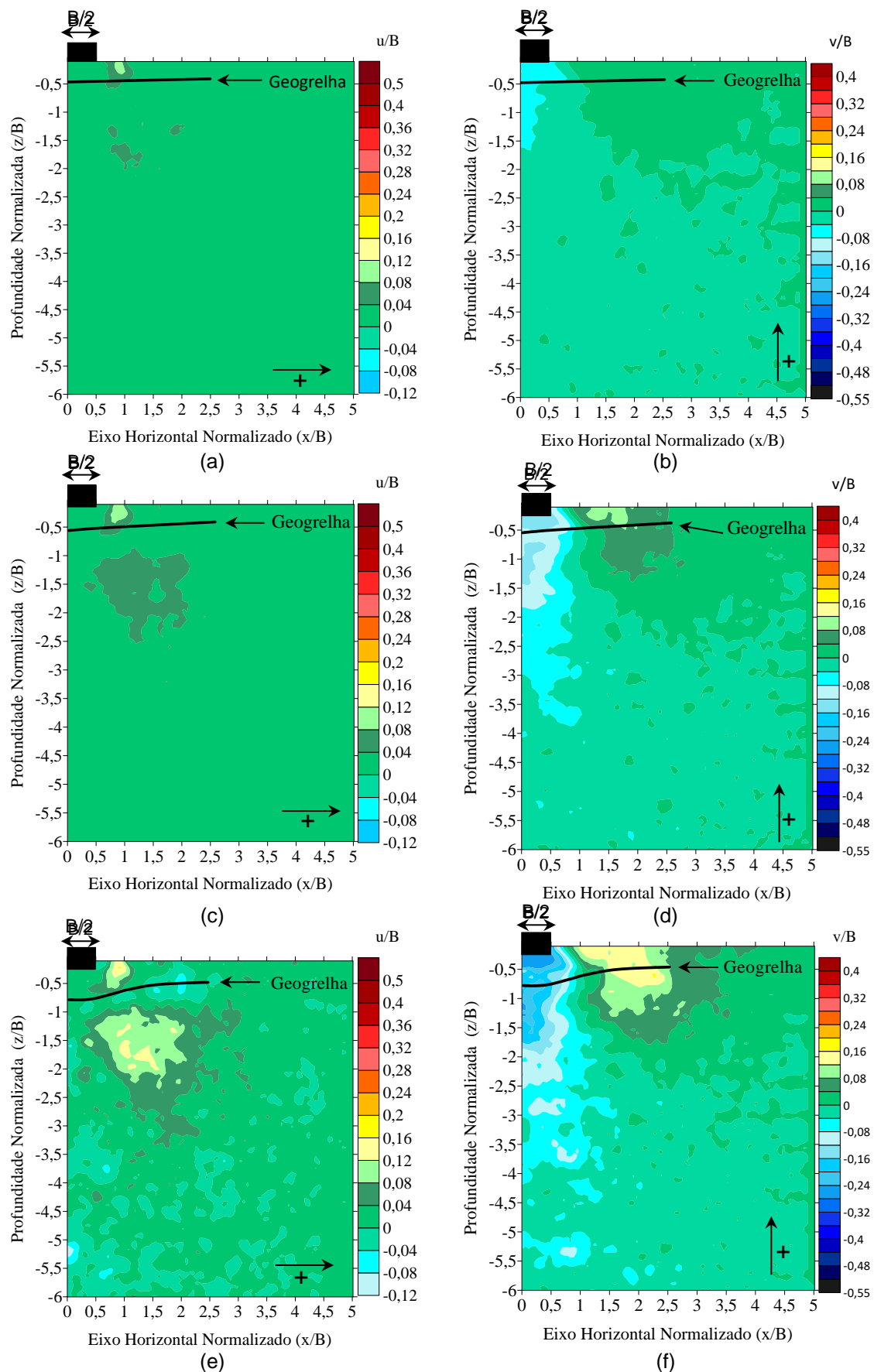


Figura 4.12. Campos de deslocamentos referente ao recalque de  $0,05B$ ,  $0,1B$  e  $0,25B$  respectivamente do modelo reforçado com  $D_r$  50%. (a), (c), (e): campos de deslocamento Horizontal; (b), (d), (f): campo de deslocamento Vertical.

Constata-se que a inclusão da geogrelha redistribui os deslocamentos abaixo da geogrelha de forma mais uniforme. Tal aspecto é fundamental e justifica o reforço, tendo em vista que o maciço que será reforçado (terreno natural), sofre significativa deformação quando solicitado. Com a melhor redistribuição das tensões, proporcionada pela introdução da camada de reforço, menos recalques foram induzidos para uma mesma tensão aplicada.

Observando os campos de deslocamentos tanto horizontais como verticais dos modelos reforçados (Fig. 4.11 e 4.12), nota-se que, assim como nos modelos não reforçados (Figuras 4.3 e 4.4), a magnitude dos deslocamentos foi menor no modelo com densidade relativa igual a 50%, o que confirma a influência da densidade relativa no comportamento do maciço de fundação, mesmo com a inclusão da camada de reforço.

Para representação fiel do deslocamento da geogrelha, uma foto que representa o limite de cada estágio de carregamento foi colocada atrás do campo de deslocamento correspondente e a deformação da geogrelha foi reproduzida, como na Figura 4.13.

Esse procedimento foi realizado em todos estágios de carregamento e está representado nas Figura 4.11 e 4.12.

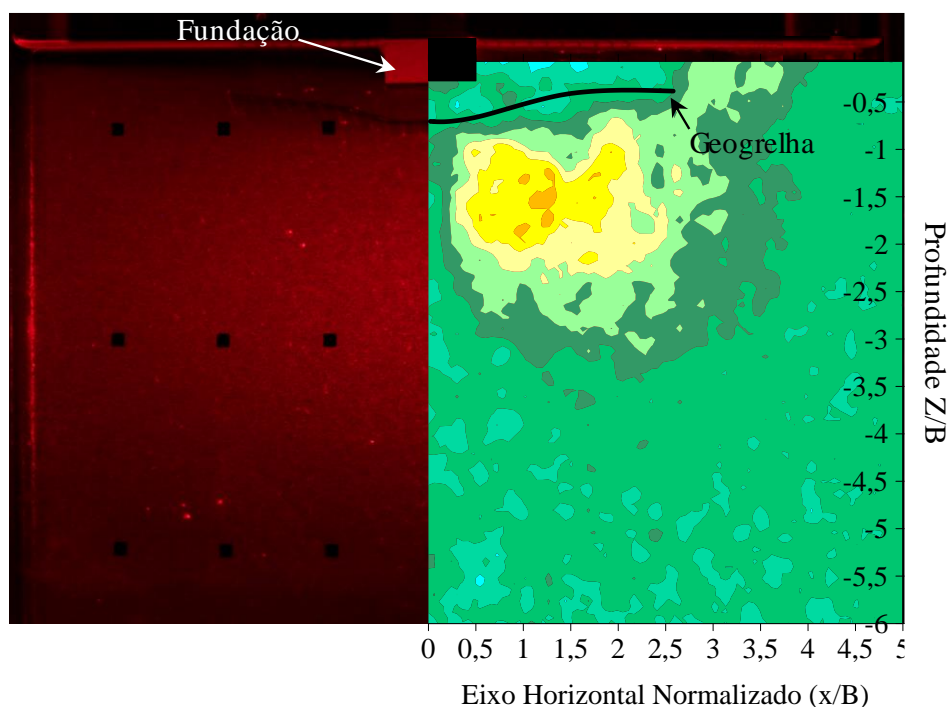


Figura 4.13. Representação do campo de deslocamento horizontal do modelo com  $D_r30\%$  reforçado e foto do ensaio referente.

A Figura 4.13 ilustra o campo de deslocamento horizontal referente ao deslocamento de  $0,25B$ , de aproximadamente 5 mm, da fundação do modelo reforçado com  $D_r$  30%. Como observado, a deformação da geogrelha ficou coerente com os campos de deslocamentos calculado pelo *software* PIVTEC 2C/3C.

#### 4.3. Efeito da substituição do solo transparente por material equivalente nos modelos reforçados e não reforçados

A Figura 4.14 exibe os deslocamentos verticais ao longo de uma seção transversal horizontal localizada na profundidade de  $1,5B$ . Nos modelos com maciço equivalente (M.E.), a profundidade de  $1,5B$  representa a interface entre solo transparente e material equivalente. Ressalta-se que a espessura da camada de solo acima do material equivalente, nesse caso,  $1,5B$ , foi definida com o objetivo de garantir que a área de influência dos campos de deslocamentos chegasse ao material equivalente. A espessura da camada de solo foi definida baseada nos ensaios realizados nos modelos reforçados somente com solo transparente. Durante os ensaios, notou-se que, para um recalque da fundação de  $0,1B$ , uma área e uma influência vertical da ordem de  $2,5B$  foram definidas.

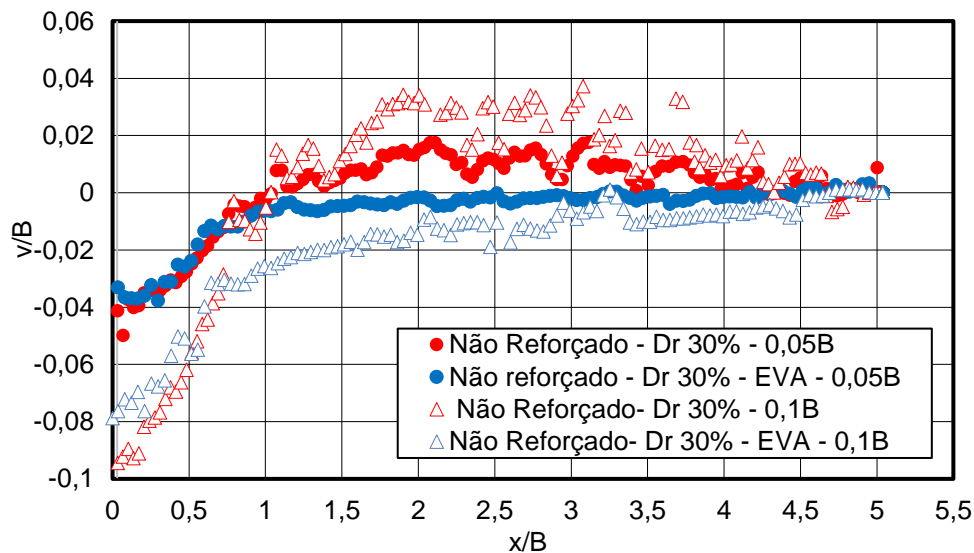


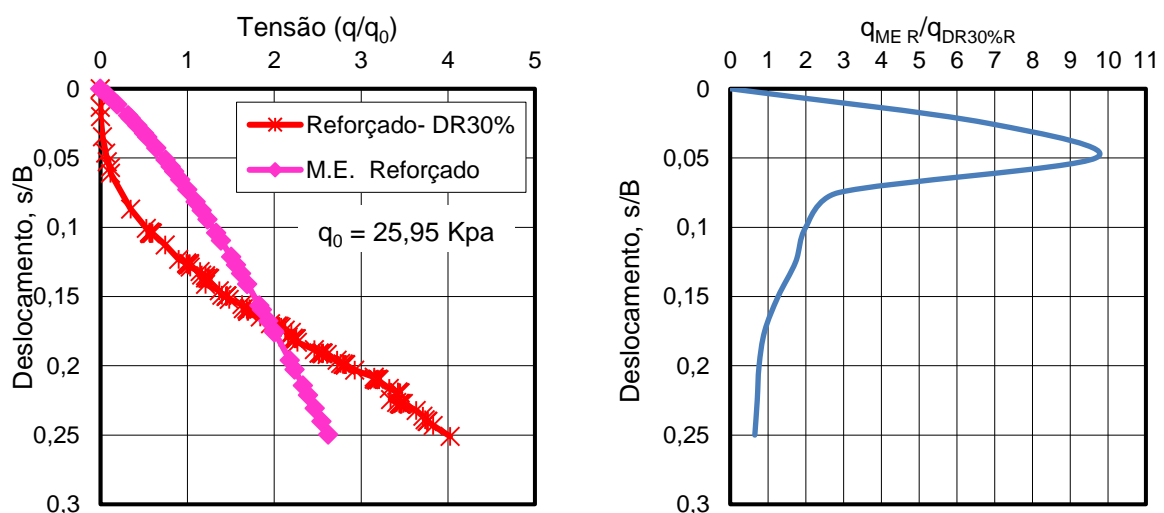
Figura 4.14. Comparativo do deslocamento vertical na interface do solo transparente e material equivalente do modelo com maciço equivalente e solo transparente referente ao recalque de  $0,05B$  e  $0,1B$  da fundação dos modelos fofos não reforçados.

Como já comprovado pelos ensaios para determinação do  $K_v$  e compressão confinada para baixas deformações, apresentados na seção 3.3.5 desta dissertação,

o material equivalente selecionado é representativo. A Figura 4.14 reforça essa premissa, visto que os deslocamentos do modelo com maciço equivalente e do solo transparente fofo, seguem mesma tendência até  $x/B$  igual a 1,5. Depois disso, a tendência diminuiu. Esse fato pode estar associado ao efeito de confinamento do material. Os deslocamentos são referentes ao assentamento de  $0,05B$  e  $0,1B$  da fundação dos modelos não reforçados fofos.

Avaliando a variação da tensão vs. deslocamento do modelo com maciço equivalente reforçado (M.E. R) e modelo Dr 30% R, Fig. 4.15a, observa-se que no modelo Dr 30% R, há uma deformação acentuada na fase inicial, revelando que a camada de reforço ainda não está atuando. Quando o deslocamento da fundação atinge, aproximadamente,  $0,1B$ , há a contribuição da camada de reforço, onde o conjunto solo e geogrelha atuam juntos.

Já no modelo como maciço equivalente reforçado (M.E. R), a geogrelha começa atuar junto com o solo compactado logo nos primeiros estágios de carregamento e, posteriormente, quando o recalque da fundação atinge, aproximadamente,  $0,175B$  os esforços passam a ser transferidos para a parte inferior do maciço, que permaneceu fofo.



(a) Carga mobilizada dos ensaios com ME R e Dr 30%R.

(b) Relação entre a carga mobilizado do modelo com ME R e Dr 30% R.

Figura 4.15. carga vs. deslocamento dos modelos reforçados com maciço equivalente e solo reforçado com Dr 30%.

Esse fato fica ainda mais evidente quando é feita uma relação entre a carga mobilizada do ensaio M.E. R e Dr 30%R, com o da Figura 4.15b. Nota-se que para um recalque de  $0,05B$ , o modelo com maciço equivalente apresenta uma capacidade



de carga até 10 vezes maior quando comparado ao modelo Dr 30% reforçado. Conforme o assentamento da fundação aumenta, a capacidade de carga do modelo com maciço equivalente vai diminuindo, o que sugere que os reforços estão sendo transferidos para o maciço fofo imediatamente abaixo da camada de reforço.

A Figura 4.16 exhibe a variação do BCR ao longo da profundidade dos ensaios realizados com material equivalente. Como se observa, o BCR variou ente 4 e 5 ao longo da profundidade. Logo nos primeiros de incrementos de carga, o CBR atingiu, aproximadamente, 4,5 e teve seu pico quando o recalque atingiu 0,15B.

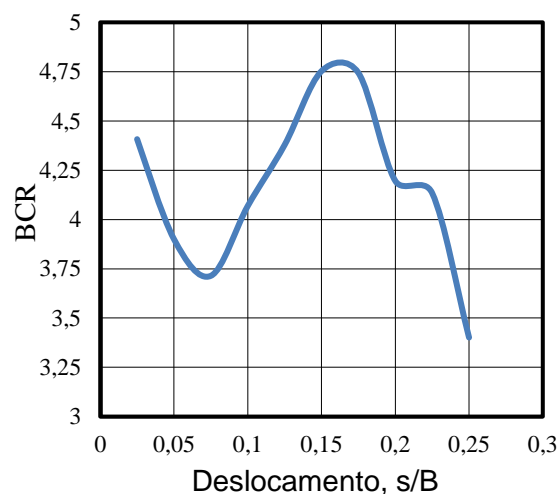


Figura 4.16. BCR do ensaio com Material equivalente.

A Figura 4.17 permite analisar os campos de deslocamentos horizontais ( $u/B$ ) e verticais ( $v/B$ ) do modelo com solo reforçado e maciço equivalente, correspondente aos deslocamentos de  $0,05B$  e  $0,1B$ . Ressalta-se que, nesses modelos, o recalque máximo de  $0,1B$  foi selecionado para que as deformações do material equivalente não ultrapassem 5%, conforme visto no item 3.3.5.

Percebe-se que o acúmulo de deslocamentos se concentrou abaixo da camada de reforço e, conforme maior a penetração da sapata, há uma influência nos campos de deslocamento devido ao mecanismo de interação da camada de reforço com o solo. Esta influência é mais evidente no campo de deslocamento horizontal do que no campo de deslocamento vertical, como já evidenciado no modelo Dr 30% R.

Verifica-se que a propagação dos deslocamentos no maciço equivalente ficou mais evidente nos campos de deslocamentos verticais do que nos campos de deslocamentos horizontais. Esse evento pode ser associado ao fato de o material equivalente não ser particulado, restringindo assim, a ocorrência de formação das

superfícies de ruptura, devido à restrição do momento lateral, como nos campos de deslocamentos horizontais dos modelos somente com solo transparente.

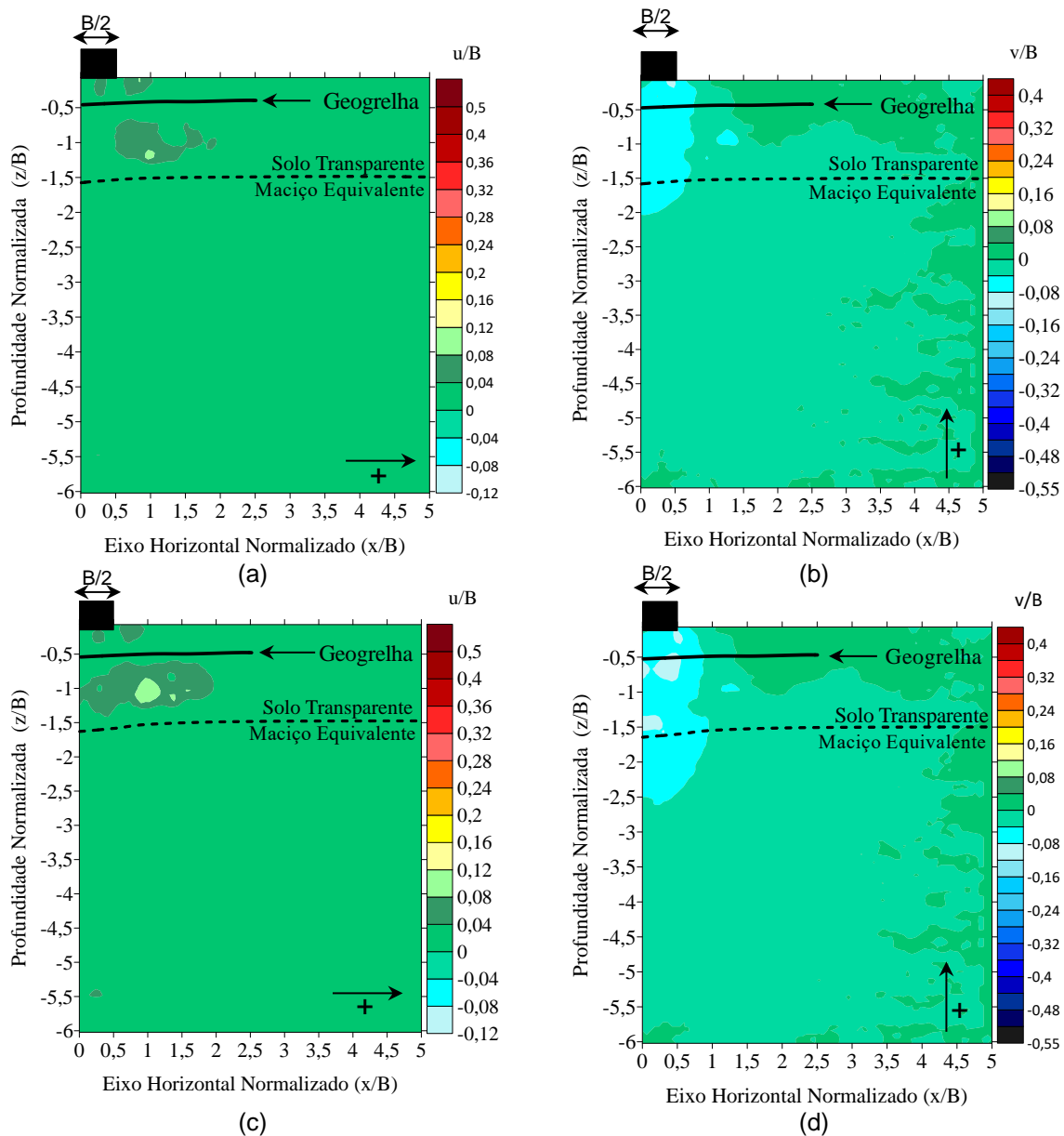


Figura 4.17. Campo de deslocamento correspondente ao recalque de  $0,05B$ ,  $0,1B$  da fundação nos modelos com material equivalente reforçado.

Por ser compressível, o material equivalente facilitou o deslocamento na direção em que a carga é aplicada, na direção vertical. Destaca-se que, nesse estudo em específico, a característica de interesse do material equivalente era a compressibilidade do material que, como comprovado, é representativo de um solo arenoso para pequenas deformações.

#### 4.4. Análise do deslocamento da geogrelha nos modelos

A Figura 4.18 exhibe os deslocamentos verticais ao longo de uma seção transversal horizontal, localizada na profundidade de, aproximadamente,  $0,4B$  para os modelos reforçados. A profundidade de  $0,4B$  é referente à localização da geogrelha dentro do maciço de fundação, como mostrado na seção 3.3.2 desta dissertação. A análise foi feita quando o recalque da fundação atingiu cerca de  $0,1B$ .

Como era de se esperar, o modelo com maciço equivalente reforçado (M.E. R), cujo solo compacto acima do material equivalente atingiu uma densidade relativa de, aproximadamente, 80%, mostrou um deslocamento vertical da geogrelha menor quando comparado aos modelos com densidades relativas inferiores (30% e 50%).

Devido aos incrementos de carga aplicados, a fundação e o solo adjacente se moveram para baixo, fazendo com o que a geogrelha fosse deformada e tensionada. Por conta do aumento da capacidade de carga e da redução dos deslocamentos associados observados nos modelos reforçados em comparação aos modelos não reforçados, pode-se concluir que o tensionamento causado na geogrelha produziu uma reação vertical que minimizou a ação da carga aplicada. Foi notado também melhor distribuição das tensões e deslocamentos abaixo da camada de reforço. Esse comportamento é caracterizado como efeito membrana, estudado pioneiramente por Biquet e Lee (1975).

Matys e Baslik (2004) concluíram, em suas pesquisas que, em massas de solo, o efeito de interação que ocorre com mais frequência quando se usa geogrelhas flexíveis, é o efeito membrana.

Observou-se, também, que foi desenvolvido um intertravamento entre as partículas de solo com as aberturas da geogrelha pela interação do solo/reforço (*interlocking*). Como resultado, os deslocamentos horizontais, na posição onde a geogrelha foi inserida, foram restringidos, como pode ser observado nos campos de deslocamentos horizontais dos modelos reforçados Figura 4.11 (a, c, d), Figura 4.12 (a, c, d) e Figura 4.16 (a, c). Segundo Tutumluer (2012), o intertravamento das partículas de solo com as aberturas da geogrelha causa um efeito de confinamento do reforço, que pode contribuir para aumento da capacidade de carga e redução das deformações verticais.

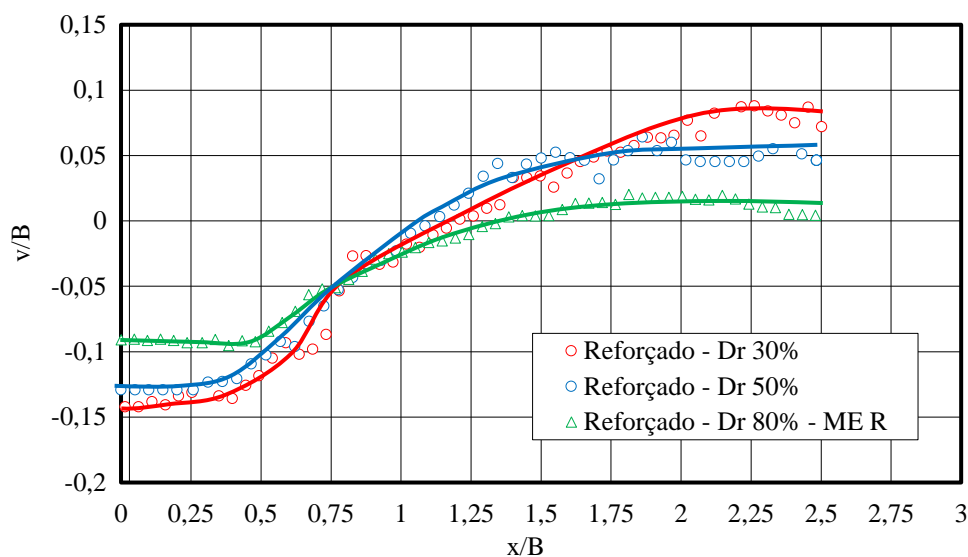


Figura 4.18. Deslocamentos verticais da geogrelha para um assentamento de 0,1B da fundação quando  $z/B = 0,4B$ .

Observou-se, também, que foi desenvolvido um intertravamento entre as partículas de solo com as aberturas da geogrelha pela interação do solo/reforço (*interlocking*). Como resultado, os deslocamentos horizontais, na posição onde a geogrelha foi inserida, foram restringidos, como pode ser observado nos campos de deslocamentos horizontais dos modelos reforçados Figura 4.11 (a, c, d), Figura 4.12 (a, c, d) e Figura 4.16 (a, c). Segundo Tutumluer (2012), o intertravamento das partículas de solo com as aberturas da geogrelha causa um efeito de confinamento do reforço, que pode contribuir para aumento da capacidade de carga e redução das deformações verticais.

Tavakoli Mehrjardi *et al.* (2016) também estudaram a influência da abertura da geogrelha. Em sua pesquisa, os autores fizeram testes de carga de placa em areias finas e grossas reforçadas por geogrelhas e concluíram que a relação entre a abertura da geogrelha e o tamanho da partícula é um fator decisivo para uma boa interação entre solo/geogrelha.

## Capítulo 5 – CONCLUSÕES

Uma série de testes em modelos reduzidos a 1g foram conduzidos com objetivo de investigar os mecanismos de interação existentes nos maciços de fundações reforçados e não reforçados. Foram avaliadas as diferenças nos campos de deslocamentos horizontais e verticais com a variação da densidade relativa, inserção da camada de reforço e substituição do solo transparente pelo material equivalente selecionado.

Todos os dados apresentados nessa pesquisa comprovam que a inclusão da camada de reforço no maciço de solo gera um aumento na capacidade de suporte (BCR) e atenuação das deformações.

A utilização do solo transparente possibilitou que as análises pudessem ser feitas de forma não intrusiva, pela técnica de correlação de imagens digitais (DIC). Os campos de deslocamentos foram avaliados por uma abordagem diferenciada onde, buscou-se mostrar a forma mais fiel do comportamento dos materiais.

Uma metodologia detalhada que inclui materiais, equipamentos e métodos necessários na utilização da técnica de solos transparentes e correlação de imagens digitais foi determinada e documentada. Espera-se, assim, que a técnica de solos transparente seja cada vez mais disseminada, principalmente no Brasil, onde a UENF é pioneira.

As conclusões retiradas dessa pesquisa são resumidas a seguir:

1. A técnica de solos transparentes associada à técnica de correlação de imagem digital se mostrou bastante eficiente e precisa na análise dos campos de deslocamentos dos ensaios realizados;
2. Os resultados dos ensaios de caracterização realizados nas amostras de sílica gel e fluido de saturação comprovam que esses materiais, que foram selecionados para fabricação do solo transparente, apresentam comportamento geotécnico semelhante aos de areias naturais. Os resultados encontrados estão de acordo com a referência bibliográfica;

3. A tendência geral de deformação dos solos sintéticos transparentes é semelhante à encontrada em solos naturais. Portanto, os modelos físicos, utilizando areias transparentes, podem ser usados para entender alguns mecanismos relacionados a problemas da engenharia de fundações.
4. Quando se avaliam os modelos não reforçados, nota-se que, para um mesmo recalque da fundação, o modelo com Dr 30% apresentou área de influência maior nos campos de deslocamentos quando comparado ao modelo com Dr 50%. Quanto à capacidade de carga, o modelo com Dr 50% chegou a mobilizar até 2,5 vezes mais carga do que o modelo com Dr 30%;
5. Houve uma melhor distribuição dos deslocamentos nos modelos reforçados quando comparados aos modelos não reforçados. Essa melhor distribuição foi notada principalmente abaixo da camada de reforço. A melhor distribuição dos deslocamentos pode ser associada ao mecanismo de interação causado pelo efeito membrana.
6. Descontinuidades foram notadas nos campos de deslocamento horizontais dos modelos reforçados em ambas as densidades, na posição onde a geogrelha foi inserida. Essa ocorrência pode ser relacionada ao intertravamento que ocorreu entre as partículas de solo com as aberturas da geogrelha pela interação solo/reforço (*interlocking*). Por consequência, os deslocamentos horizontais foram restringidos na posição onde a geogrelha foi inserida, como pode ser visualizado nos campos de deslocamentos horizontais dos modelos reforçados. Descontinuidades não foram notadas nos campos de deslocamento verticais dos modelos reforçados;
7. Quanto à capacidade de carga dos modelos reforçados, o modelo com Dr 50% mobilizou o dobro de carga quando comparado ao modelo reforçado com Dr 30%. Já o BCR foi igual a 4 para o modelo com Dr 30% e igual a 3,5 para o modelo com Dr 50%. Deste modo, pode-se dizer que a inclusão da

camada de reforço nos modelos se mostrou muito promissora, com valores elevados de BCR;

8. Quando são analisados os campos de deslocamentos dos modelos reforçados, para um mesmo recalque da fundação, o modelo com Dr 30% apresentou maior área de influência e maior concentração dos deslocamentos abaixo da camada de reforço quando comparado ao modelo com Dr 50%.
9. A substituição do solo por material equivalente apresentou resultado satisfatório, se mostrando uma opção válida para minimizar o efeito da compactação da camada de reforço nas camadas mais profundas em modelos físicos reduzidos.
10. No modelo com material equivalente, o efeito do solo reforçado é evidente nas fases iniciais de carregamento (pequenos deslocamentos), reduzindo significativamente a deformabilidade do maciço. Enquanto que, para deslocamentos maiores que  $0,15B$ , o solo fofo imediatamente abaixo da camada de reforço começa a definir a magnitude dos deslocamentos.

## Capítulo 6 . SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Devido aos resultados satisfatórios apresentados pelo uso de solo transparente e à correção de imagens digitais no estudo dos campos de deslocamentos dos modelos representados, as seguintes sugestões para a continuação dessa pesquisa são feitas:

1. Alteração dos parâmetros geométricos  $U$ ,  $B$  e  $L$ . Nessa pesquisa, os valores selecionados foram:  $U/B$  igual a 0,4,  $L/B$  igual a 5 e  $B$  igual a 20 mm;
2. Inserção de mais camadas de reforço no maciço de fundação. Nessa pesquisa, somente uma camada de reforço foi utilizada;
3. Realização de ensaios com densidades relativas abaixo de 30% e acima de 50%, visto que, como apresentado nos resultados, a densidade relativa do solo influencia significativamente nos campos de deslocamentos dos modelos reforçados e não reforçados;
4. Realização de modelos numéricos. Os modelos físicos realizados podem ser usados para calibrar modelagens numéricas. Outro ponto relevante para realização de análises numéricas é que, devido à complexidade na montagem dos modelos em escala reduzida, várias configurações de posicionamento da geogrelha não puderam ser observadas, pois isso tornaria o estudo extremamente complexo e demorado, tornando-o inviável do ponto de vista prático. Além da limitação do número dos ensaios, devido a gastos relacionados os insumos para preparação das amostras, por exemplo. Logo, os modelos numéricos podem funcionar como uma fonte de dados para delimitar o número de ensaios com modelos reduzidos, eliminando grande parte dos ensaios a serem executados, e direcionando tais ensaios a situações mais relevantes de resposta.



5. Realização de ensaios em centrífuga geotécnica e, nesse caso, ser possível, por exemplo, estudar a influência da tensão em modelos de pequena escala. Segundo Carvalho (2015), o uso de solos transparentes em centrífuga revela uma série de desafios, como o uso de uma fonte de luz laser, a aquisição de imagens e a durabilidade dos componentes óticos associados. Pesquisas devem ser desenvolvidas para solucionar estes problemas com soluções criativas e originais;
6. Pesquisa por novos materiais candidatos a fabricação de solo transparente e poro fluido, de preferência e marcas nacionais, com o objetivo de incentivar o uso da técnica de solos transparentes no Brasil.
7. Procura de novos materiais equivalentes para minimizar o efeito da compactação da camada de reforço nos modelos. O material equivalente selecionado foi extremamente específico para essa pesquisa. E, outro fato que limitou as análises foi a utilização de um material contínuo. Portanto, se sugere a procura de um material equivalente particulado para que assim, os campos de deslocamentos possam ser analisados de forma mais eficiente. Baseado no cenário apresentado, se sugere a realização de testes com microesferas de poliestireno ou silicone para simulação de uma maciço fofo que não seja afetado pelo processo construtivo da camada de reforço no modelo reduzido.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Adams, M., T., Collin, J. G. (1997). Large Model Spread Footing Load Tests on geosynthetic reinforced soil foundation. *Journal of geotechnical and geo environmental engineering*. 123 (1), p. 66 – 72.
- Akinmusuru, J., O., Akinbolade J. A. (1981). Stability of Loaded Footing on Reinforced Soil. *Journal of Geotechnical Engineering, Canadian Geotechnical Journal*. 107 (6), p. 819 - 827.
- American Society for Testing and Materials - ASTM D3080 (2011). Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions.
- Antoniazzi, J., P. (2011). Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria - UFSM, Santa Maria.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. NBR 7181 (2016). Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. NBR 12553 (2003). Geossintéticos: Terminologia. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. NBR 10319 (2013). Geossintéticos: Ensaio de tração faixa larga. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. NBR 6122 (2010). Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. NBR 6502 (1995). Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos granulares com carga constante – Método de ensaio. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. NBR 6502 (1995). Solo e Rochas Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT. NBR 12007 (1990). Solo – Ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro.
- Bathurst, R. J. (s. d. a). Fundação dos geossintéticos. Folheto técnico. IGS Portugal.
- Binquet, J., Lee, K. L., (1975). Bearing capacity tests on reinforced earths labs. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*. 101 (12), p. 1241–1255.
- Boa, T., M., F. (2017). Modelagem Física em Centrífuga Geotécnica de Aterros Sobre Solos Moles Melhorados com Colunas de Brita. Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes - RJ. p. 140.
- Black, J., A., (2015). Centrifuge Modelling with Transparent Soil and Laser Aided Imaging. *Geotechnical Testing Journal*. 38 (5). p. 631–644, doi:10.1520/GTJ20140231.
- Black, J., A., Take, W., (2015). Quantification of Optical Clarity of Transparent Soil Using the Modulation Transfer Function. *Geotechnical Testing Journal*. 38 (5), p. 588–602, doi:10.1520/GTJ20140216.

- Baker, W., E., Westine, P., S., Dodge, F., T. (1991). *Similarity Methods in Engineering Dynamics e Theory and Practice of Scale Modeling*. Revised Edition. Science Publishers B.V., The Netherlands.
- Buzon, L., G., Fedrissi, T., Marchezepe, B., K., Silva, C., C., Valentin, C., A., Silva, J., L. (2016). Estimativa didática do ângulo de atrito de solo secos. XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. (COBRANSEG).
- Cao Z., Liu J., Liu H., (2011). Transparent fused silica to model natural sand. Pan - Am CGS Geotechnical Conference. Toronto.
- Carvalho, T. G. B. (2015). Propriedades dos solos transparentes e técnicas de correlação digital de imagens para aplicação em modelagem física geotécnica. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Centro de Ciência e Tecnologia, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes. RJ. p. 219.
- Chen, Q. (2007). An experimental study on characteristics and behavior of reinforced soil foundation. PhD dissertation, Louisiana State University, Baton Rouge, USA.
- Chen, Q., Abu-Farsakh, M. (2015). Ultimate bearing capacity analysis of trip footing on reinforced soil foundation. *Soils and Foundations*. Elsevier. 55 (1). p. 74 – 85.
- Chen, Z., Omidvar, M., Iskander, M. Bless, S., (2014). Modelling of projectile penetration using transparent soil. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*. 14 (3), p. 68–79.
- Chini, C., M., Jeff, F. Wallace, Cassandra, J. Rutherford, Joshua, M. Peschel. (2015). Shearing Failure Visualization via Particle Tracking in Soft Clay Using a Transparent Soil. *Geotechnical Testing Journal*. 38 (5), p, 708-724. Doi: <https://doi.org/10.1520/GTJ20140210>.
- Cicek, E., Guler, E., Yetimoglu, T., (2015). Effect of reinforcement length for different geosynthetic reinforcements on strip footing on sand soil. *Soils and Foundations*. Elsevier. 55 (4). p. 661 – 677.
- Constâncio, L. A. (2010). Capacidade de carga de um modelo de fundação superficial em solo arenoso fofo com reforço de geotêxtil. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas. Campinas, São Paulo. p.180
- Da Silva, E. R., Muramatsu, M., (2007). O fenômeno do Speckle com introdução óptica no laboratório didático. *Revista Brasileira de ensino em Física*. 29 (2), São Paulo.
- Das B., M. (2012). *Fundamentos da Engenharia Geotécnica*. Tradução da 7ª edição americana. Cengage Learning. São Paulo, Brasil.
- Das. B. M. (2016). *Principles of Foundations Engineering*. Cengage Learning. Boston, USA.
- Das, B. M., Shin, E. C., (1999). Bearing capacity of strip footing on geogrid reinforced sand. In: *Proceedings of the 11th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Hong, Rotterdam, p. 189 – 192.

- Dell'Avanzi, E., Godoy, H., Bernardes, G., P., Jarrouge, H. (2006). Estudo do Comportamento de Estruturas Grampeadas Utilizando Modelos Reduzidos – Conceito Teórico para garantir a Similariade Modelo – protótipo. XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica.
- Desrues, J., Mokni, M., Mazerolle, E., (1991). Tomodensitometry and Localization in Sands Proceedings. X ECSMFE: Deformation of Soils and Displacements of Structures, Florence, p. 61-64.
- Drosos, V., Georgarakos, T., Loli, M., Anastasopoulos. I., Zarzouras, O., Gazetas, G. (2013). Soil – Foundation – Structure Interaction with Mobilization of Bearing Capacity: Experimental Study on Sand. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 138 (11). ASCE. p. 1369 – 1386. ISSN 1090-0241/2012/11-1369e1386.
- El – Soud, S., A., Belal, A., M. (2018). Bearing capacity of rigid shallow footing on geogrid-reinforced fine sand-experimental modeling. Arabian Journal of Geosciences. Springer. 11(247). Doi: doi.org/10.1007/s12517-018-3597-0.
- Ezzein, F., M. (2014). Investigation of Soil-Geogrid Interaction Using a Novel Pullout Test Apparatus and Transparent Granular Soil. Ph.D. thesis, Royal Military College of Canada, Kingston, ON, Canada.
- Ezzein, F., M., Bathurst, R., J., (2011). A transparent sand for geotechnical laboratory modeling. ASTM Geotechnical Testing Journal. 34 (6), p. 590 - 601.
- Fabrin, T., W. (1999). O uso de geossintéticos no reforço de fundações – aplicação ao caso de tubulações enterradas. Dissertação (mestrado). Instituto Tecnológico de aeronáutica (ITA) - São José dos Campos, p. 219.
- Ferreira, F., B. (2010). Comportamento das interfaces solo – geossintético. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Civil. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto, Portugal. p. 138.
- Ferreira, J., A., Z., Zornberg, J. G., (2015). A Transparent Pullout Testing Device for 3D Evaluation of Soil-Geogrid Interaction. Geotechnical Testing Journal, 38 (5), p. 686–707, doi:10.1520/GTJ20140198. ISSN 0149-6115
- Ganesh, R., Khuntia, S., Sahoo, J., P. (2017). Bearing Capacity of Shallow Strip Foundation in Sand under Eccentric and oblique loads. e International Journal of Geomechanics. 17 (4). Doi: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\).GM.1943-5622.0000799](https://doi.org/10.1061/(ASCE).GM.1943-5622.0000799).
- Ganiyu, A., A., Raskid, A., S., A., Osman, M. H., (2016). Utilization of transparent synthetic soil surrogates in geotechnical physical models: A review. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 8 (4), p. 568 – 576. Doi: <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2015.11.009>.
- Ghazavi, M., Lavasan, A. A., (2008). Interference effect of shallow foundations constructed on sand reinforced with geo-synthetics. Geotextiles and Geomembranes. 26 (5). p. 404–415.

- Gill, D., Lehane, B., (2001). An optical technique for investigating soil displacement patterns. *ASTM Geotech Test J.*, 24(3), p. 324–329.
- Gomes, R. C. (1993). *Interação Solo - Reforço e Mecanismos de Ruptura em Solos Reforçados com Geotêxteis*. Tese de Doutorado em Geotecnia. USP. São Carlos. p. 116.
- Guido, V., A., Chang, D.K., Sweeney, M., A. (1986). Comparison of geogrid and geotextile reinforced earth Slabs. *Canadian Geotechnical*. 23. P. 435 – 440.
- Guzman, E., M., Alfaro, M. (2016). Modelling a Highway Embankment on Peat Foundation Using Transparent soil. *The 3rd International Conference on Transportation Geotechnics (ICTG 2016)*; 143, p. 363 – 370. Doi: 10.1016/j.proeng.2016.06.046.
- Guzman, I., L., Iskander, M., Suescun - Florez, E., Omidvar, M. (2013). A transparent aqueous - saturated sand surrogate for use in physical modeling. *Acta Geotechnica*. 9 (2), p. 187- 206. Doi: 10.1007/s11440-013-0247-2.
- Hird, C., C., Ni, Q., Guymer, I. (2011). Physical modelling of deformations around piling augers in clay. *Geotechnique*. 61 (11), p. 993-999. Doi: 10.1680/geot.9.T.028.
- Hong, Y., Wu, C., Yu. Y. (2016). Model test on geotextile – encased granular columns under 1g and undrained conditions. *Geotextiles and Geomembranes*. 44 (2016), p. 12 –27. Doi: 10.1016/j.geotexmem.2015.06.006.
- Hou, J., Zhang, X., Dai, M., Zheng, Z., Li, J., Zeng, F. (2017). Bearing capacity of strip foundations in horizontal-vertical reinforced soils. *Geotextiles and Geomembranes*. 45 (1). p. 29 – 34. Doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.geotexmem.2016.07.001>.
- Huang, C., C. (1998). Investigation of the local strains in a geosynthetic composite. *Geotextiles and Geomembranes*. 16 (1998), p. 175-193.
- Huang, C., C., 2016a. Model tests on the bearing capacity of reinforced saturated sand ground. *Geosynthetics International*. 24 (2), p. 114–124.
- Huang, C.C., 2016b. Ultimate bearing capacity of reinforced saturated ground. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*. 17 (4), p. 220–228.
- Iskander, M., Bathurst, R., J., Omidvar, M. (2015). Past, Present and Future of Transparent soil. *Geotechnical Testing Journal*, 38 (5), p. 557 – 573. Doi: 10.1520/GTJ20150079.
- Iskander, M., Lai, J., Oswald, C., Mainheimer, R. (1994). Development of a transparent material to model the geotechnical properties of soils. *Geotechnical Journal*. 17(4), p. 525 – 433.
- Iskander, M., Sadek, S., Liu, J. (2002)a. Optical Measurement of deformation using transparent silica gel to model sand. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*. (4). p. 27-40.
- Iskander, M., Sadek, S., Liu, J. (2002)b. Transparent Amorphous Silica to model Clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 27 (3). p. 262 - 273.

- Iskander, M., Liu, J., (2010). Spacial Deformation Measurement Using Transparent soil. *Geotechnical Journal*. 33 (4), p. 314 – 321. Doi: <https://doi.org/10.1520/GTJ102745>.
- James, R., Raymond, G., (2002). Strain/load on geogrid reinforcement of aggregates below shallow footings. *Proceedings of the 55th Canadian Geotechnical and Third Joint IAH-CNC and CGS Groundwater Specially Conferences, Niagara Falls, Ontario*, p. 783– 790.
- Khing, K., H., Das, B., M., Puri, V. K., Cook, E., E., Yen, S. C., (1993). The bearing capacity of a strip foundation on geogrid-reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes*. 12 (4), p. 351–361.
- Koerner, R., M., (1990). *Designing with Geosynthetics*, 2 edition. Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ.
- Kolay, P., K., Kumar, S., Tiwari, D., (2013). Improvement of bearing capacity of shallow foundation on geogrid reinforced silty clay and sand. *Hindawi Publishing Corporation, Journal of Construction Engineering*, Article ID 293809.
- Kong, G. Q., Cao Z., H., Zhou H., Sun X., J., (2015). Analysis of piles under oblique pullout load using transparent-soil models. *Geotechnical Testing Journal*. 38 (5). <http://dx.doi.org/10.1520/GTJ20140109>.
- Lavasan, A. A., Ghazavi, M. (2012). Behavior of closely spaced square and circular footings on reinforced sand. *Soils and Foundations*. 52 (1), p.160–167. Doi: <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2012.01.006>.
- Leshchinshy, D., Fowler, J. (1990). Laboratory Measurement of Load – Elongation Relationship of High – Strength geotextile. *Geotextiles and Geomembranes*. 9 (1990), p. 145 – 164.
- Liu, J., Iskander, M., G. (2010). Modelling capacity of transparent soil. *Canadian Geotechnical Journal*. 47(4), p. 451-60. Doi: <https://doi.org/10.1139/T09-116>.
- Liu, J., Iskander, M., Sadek, S. (2003). Consolidation and Permeability of Transparent Amorphous Silica. *ASTM Geotechnical Testing Journal*. 26 (4), p. 390 – 401.
- Lo H., Tabe K., Iskander M., Yoon S., (2009). A transparent water - based polymer for simulating multiphase flow. *Geotechnical Testing Journal* 2009, 33 (1). Doi: 10.1520/GTJ102375.
- Lo, H., Iskander, M., Tabe, K., (2008a). Modeling of 2D flow using transparent aquabeads. *GeoCongress 2008*. ASCE. p. 838 - 845.
- Lo, H., Tabe, K., Iskander, M., Yoon, S. (2008b). Modeling of multi-phase flow and surfactantflushing using transparent aquabeads. In: *GeoCongress 2008*. ASCE. p. 846 - 853.
- Lopes, M., L. (2012). Chapter 2 – Shallow Foundations. *Handbook of Geosynthetic Engineering – Second edition*. School of Engineering, Edith Cowan University, Perth, Australia.
- Ma, Y., Yan, G., Scheuermann, A., Li, L., Galindo-Torres S. A., Bringemeier, D., (2014). Discrete microbubbles flow in transparent porous media. *Unsaturated Soils: Research and Applications and Proceedings of the 6th International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT 2014)*. Leiden, Netherlands: CRC Press/A.A. Balkema; p.1219 - 1223.

- Manhães, P., M., B., Saboya, F., Araruna, J., T., Tibana, S., Marques, D., A., Parcionik, S., Alves, H., D., L., Mauricio, M., H., P. (2016). General Evaluation of sand column models by X-ray MicroCT. *International Journal of Physical Modeling in Geotechnics*. 17 (2), 91 – 102.
- Matys, M and Baslik, R. (2004). Study of interlocking effect by the push test. *Proceedings of Asian Regional Conference on geosynthetic (GeoAsia 04)*. Seoul, Korea, p. 341-347.
- Marto, A., Oghabi, M., Eisazadeh, A., (2013). The effect of geogrid Reinforcement on Bearing Capacity Properties of Soil Under Static Load; A Review. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*. 18 (J). p.1881 – 1898.
- Mazhar, I., A., Prezzi, M., Salgado, R. (2017). Observation of the progressive Failure Mechanism of Reinforced Foundation Soil Using the Digital Image Correlation Technique. *Geotechnical Frontiers*. ASCE. p. 69 - 79. Doi: <https://doi.org/10.1061/9780784480465.008>.
- Mehrjardi Tavakoli, Gh., Ghanbari, A., Mehdizadeh, H. (2016). Experimental study on the behavior of geogrid-reinforced slopes with respect to aggregate size. *Geotextile and Geomembranes*. 44 (6), p. 862 - 871. Doi: [dx.doi.org/10.1016/j.geotextmem.2016.06.006](https://doi.org/10.1016/j.geotextmem.2016.06.006).
- Melo, L. R. T. (2011). *Monitoração de Modelos Físicos Reduzidos para Investigação do Comportamento de Estruturas em Escala Real*. Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo. p. 261.
- Meymand, P., J. (1998). *Shaking Table Scale Model Tests of Nonlinear Soil – pile - superstructure Interaction in Soft Clay*. PhD dissertation, University of California, Berkeley, CA, USA.
- Ng, T., Kelley, M., Sampson, J. (1996). MRI Studies of Direct Shear Tests on Round Particles. *Proceedings of Engineering Mechanics*, Ft. Lauderdale, FL, May 19–22, ASCE, p. 572–575.
- Ni, Q., Hird, C., C., Guymer, I. (2010). Physical modelling of pile penetration in clay using transparent soil and particle image velocimetry. *Geotechnique*. 60 (2), p. 121 – 132. Doi: 10.1680/geot.8.P.052.
- Omar, M., T., Das, B., M., Puri, V., K., Yen, S. C. (1993). Ultimate bearing capacity of shallow foundations on sand with geogrid reinforcement. *Canadian Geotechnical Journal*. 30, p. 545–549.
- Omidvar, M., Chen, Z., Iskander, M. (2014). Image based Lagrangian analysis of granular kinematics. *ASCE, Journal of Computing in Civil Engineering*. Doi: 10.1061/(ASCE)CP.1943-5487.0000433.
- Omidvar, M., Doreau, M., Jeanne, Chen, Z., Iskander, M., Bless, S., (2015). Visualizing Kinematics of Dynamic Penetration in Granular Media Using Transparent Soils. *Geotechnical Testing Journal*, 38 (5), p. 656–672, doi:10.1520/GTJ20140206. ISSN 0149-6115.
- Orsi, T.H., Anderson, A.L., Leonard, J.N., Bryant, W, R. Edwards, C.M., (1992). “Use of X – Ray Computer Tomography in the Study of Marine Sediments.” *Proceeding, CEO V, ASCE, College Station, Tx*, p. 968 – 982.
- Palmeira, E. M., (1999). *Solo Reforçado*. Huesker. 1º edição.
- Park, J., B., Park, H., S., Kim, D., (2013). Geosynthetic reinforcement of sand-mat layer above soft ground. *Materials*. 6 (11). Doi: 10.3390/ma6115314.

- Patra, C. R., Das, B. M., Bhoi, M., Shin, E., C., (2006). Eccentrically loaded strip foundation on geogrid-reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes*. 24 (4), p. 254–259. Doi: <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2005.12.001>.
- Patra, C. R., Das, B.M., Atalar, C., (2005). Bearing capacity of embedded strip foundation on geogrid-reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes*. 23 (5), p. 454–462. Doi: <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2005.02.001>.
- Peters, S. B., Siemens, G., Take, W. A. (2011). Characterization of Transparent Soil for Unsaturated Applications. *Geotechnical Testing Journal*, 34 (5), p. 445 - 456. Doi: <https://doi.org/10.1520/GTJ103580>.
- Póvoa, L., M. (2019). Estudo do processo executivo de estacas hélice contínua utilizando a técnica de solos transparentes. Tese de doutorado em andamento - Curso de Engenharia Civil, Centro de Ciência e Tecnologia, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Campos dos Goytacazes. RJ.
- Prandtl, L. (1920). *Über die Harte Plasticsher Körper*, Nachr. Kgl. Ges.Wiss. Gottington, Math, phys. K.I.
- Qi, C., G., Zhang, Q., Zuo, D. J., Chen, G., (2017). Transparent Sand Experimental Method for Geotechnical Physical Modeling Using Digital Imaging of Particle Image Velocimetry. *Arabian Journal for Science and Engineering*. 43 (4), p. 2013 – 2020. Doi: 10.1007/s13369-017-2874-7.
- Reinhorn, A. M. (2008). *Experimental Methods in Structural Engineering*. Lecture Notes of Departamento of Civil. Structural and Environmental Engineering of University at Buffalo, Buffalo, New York.
- Sadek, S., Iskander, M., Liu, J. (2002). Geotechnical properties of transparent silica. *Canadian Geotechnical Journal*., 39 (1), p. 111–124.
- Sadoglu, E., Cure, E., Moroglu, B., Uzuner, B., A., (2009). Ultimate loads for eccentrically loaded model shallow strip footings on geotextile-reinforced sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 27 (3), p. 176-182.
- Saha Roy, S., Deb, K. (2017). Effects of aspect ratio of footings on bearing capacity for geogrid-reinforced sand over soft soil. *Geosynthetics International*. 24 (4), p. 362–382. Doi: 10.1680/jgein.17.00008.
- Shahin, H., Md, Nakai, T., Morikawa, Y., Masuda, S., Mio, S., (2017). Effective use of geosynthetics to increase bearing capacity of shallow foundations. *Canadian Geotechnical Journal*. J.54 (12), 1647–1658. <https://doi.org/10.1139/cgj-2016-0505>.
- Sharma, R., Chen, Q., Abu-farsakh, M., Yoon, S. (2009). Analytical modeling of geogrid reinforced soil foundation. *Geotextiles and Geomembranes*. 27 (1), p. 63 - 72. Doi: <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2008.07.002>.
- Shukla S., K., Sivakugan N., Das B., M., (2009). Fundamental concepts of soil reinforcement – an overview. *International Journal of Geotechnical Engineering*. 3 (3), p. 329–342. Doi: <https://doi.org/10.3328/IJGE.2009.03.03.329-342>.



- Shukla, S., K. (2012). Chapter 6 – Shallow Foundations. Handbook of Geosynthetic Engineering – Second edition. School of Engineering, Edith Cowan University, Perth, Australia.
- Sieira, A., C., C., F. (2003). Estudo Experimental dos Mecanismos de Interação Solo - Geogrelha. Tese (Doutorado), Departamento de Engenharia Civil. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, p.363.
- Sun, J., Liu J., (2014). Visualization of tunneling -induced ground movement in transparent sand. Tunnelling and Underground Space Technology. 40, p. 236- 240.
- Stanier, A., S., Black, J., A., Hird, C., C. (2014). Modelling helical screw piles in soft clay and design implications. Geotechnical Engineering. 167 (5), p. 447 - 460. Doi: <http://dx.doi.org/10.1680/geng.13.00021>.
- Song, Z., Hu, Y., O'Loughlin, C., Randolph, M., F. (2009). Loss in Anchor Embedment During Plate Anchor Keying in Clay. ASCE J. Geotech. Geoenviron. Eng., 135 (10), p. 1475–1485.
- Tabe, K., Iskander, M., Honma, S., (2011). Transparent aquabeads to visualize flow in porous material. Advanced Materials Research. CEAM 2011.
- Take, W. A. (2015). Thirty - sixth Canadian Geotechnical Colloquium: advances in visualization of geotechnical processes through digital image correlation. Canadian Geotechnical Journal. 52 (9), p. 1199 -1220.
- Tavares, M., V., C., F. (2012). Avaliação Experimental de Fundações Estaqueadas em Modelos 1g. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, p. 155.
- Tavakoli Mehrjardi, Gh., Khazaei, M. (2017). Scale effect on the behaviour of geogrid-reinforced soil under repeated loads. Geotextile and Geomembranes. 45 (2017). p.603 – 615. Doi: [dx.doi.org/10.1016/j.geotexmem.2017.08.002](http://dx.doi.org/10.1016/j.geotexmem.2017.08.002).
- Terzaghi, K. (1943). Theoretical Soil Mechanics. New York, New York: Wiley.
- Tipler, P. A, (1999). Physics for engineers and Scientist: Electricity, Magnetism and Light, 4<sup>o</sup> Edition, W, H Freeman and Company, New York, p. 1041-1042.
- Tutumluer, E., Hunang, H., Bian, X. (2012). Geogrid aggregate interlock mechanism investigated through aggregate imaging -based discrete element modeling approach. Int. Geomech. p. 391.
- Velloso, D. A., Lopes, F. R. Fundações. Critério de projetos – investigação de subsolo – Fundações superficiais – Fundações Profundas. São Paulo. Oficina de Textos, 2010.
- Vertematti, J. C. Manual Brasileiro de Geossintéticos. São Paulo. Edgard. Blücher, 2004.
- Vesic, A. S. (1973). Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. 99 (SM1), p. 45–73.
- Viswanadham, B. V. S., Konig, D., (2004). Studies on scaling and instrumentation of a geogrid. Geotextiles and Geomembranes. 22 (2004), p.307 – 328. Doi: [10.1016/S0266-1144\(03\)000451](http://dx.doi.org/10.1016/S0266-1144(03)000451).

- Wallace, J., Rutherford, C., (2015). Geotechnical properties of Laponite RD. ASTM. Geotechnical Testing Journal. 38 (5), p. 574 – 587. Doi: <https://doi.org/10.1520/GTJ20140211>.
- Wang, J., Q., Zhang, L., L., Xue J., F, Tang, Y. (2018). Load-settlement response of shallow square footings on geogrid - reinforced sand under cyclic loading. Geotextiles and Geomembranes. 46 (2018), p. 586 - 596. Doi: [doi.org/10.1016/j.geotexmem.2018.04.009](https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2018.04.009).
- Winkler, E. (1867). Die Lehre Von Elasticitaet Und Festigkeit. 1st Edn., H. Dominicus, Prague.
- White, D. J., Take, W. A., Bolton, M.D. (2003). Soil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry. Geotechnique. 53 (7). p. 619 – 631. Doi: [10.1680/geot.53.7.619.37383](https://doi.org/10.1680/geot.53.7.619.37383).
- Xiao, C., Han, J., Zhang, Z. (2016). Experimental Study on performance of geosynthetic – reinforced soil model walls on rigid foundations subjected to static footing loading. Geotextiles and geomembranes. 44 (6), p. 01-14. Doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.geotexmem.2015.06>.
- Yamamoto, K., Kasuda, K., (2001). Failure mechanisms and bearing capacities of reinforced foundations. Geotextiles and Geomembranes. 19 (2001). p. 127 – 162. Doi: [10.1016/S0266-1144\(01\)00003-6](https://doi.org/10.1016/S0266-1144(01)00003-6).
- Yetimoglu, T., Wu, J., T., H., Saglamer, A., (1994). Bearing capacity of rectangular footings on geogrid reinforced sand. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE. 120 (12), p. 2083–2099.
- Zhao, H., Ge, L., (2007). Dynamic properties of transparent soil. In: Proceedings of GeoDenver, Dynamic Response of Soil Properties, Denver, Colorado, USA, p. 1 – 9.
- Zhao, H., Ge, L., (2014). Investigation on the shear moduli and damping ratios of silica in gel. Granular matter - Springer Berlin Heidelberg. 16 (4), p. 449 – 456. Doi: [10.1007/s10035-014-0495-3](https://doi.org/10.1007/s10035-014-0495-3).
- Zhao, H., Ge, L., Luna, R., (2010). Low viscosity pore fluid to manufacture transparent soil. ASTM, Geotechnical Testing Journal. 33 (6), p. 463 -468. Doi: <https://doi.org/10.1520/GTJ102607>.