UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

YARA BARBOSA FRANCO

Novo equipamento para a avaliação do comportamento mecânico de dutos
enterrados e análise concomitante das deformações no solo via correlação de
imagens digitais

São Carlos – SP

2017

YARA BARBOSA FRANCO

**Novo equipamento para a avaliação do comportamento mecânico de dutos
enterrados e análise concomitante das deformações no solo via correlação
de imagens digitais**

VERSÃO CORRIGIDA

A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

Dissertação apresentada à Escola de
Engenharia de São Carlos, da Universidade de
São Paulo, para obtenção do título de Mestre
em Ciências.

Área de concentração: Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Jefferson Lins da Silva

São Carlos – SP

2017

Autorizo a reprodução e divulgação total ou parcial deste trabalho, por qualquer meio convencional ou eletrônico, para fins de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.

**Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento da Informação do Serviço de
Biblioteca – EESC/USP**

F825n Franco, Yara Barbosa
Novo equipamento para a avaliação do comportamento mecânico de dutos enterrados e análise concomitante das deformações no solo via correlação de imagens digitais / Yara Barbosa Franco; orientador Jefferson Lins da Silva. São Carlos, 2017.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Geotecnia -- Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2017.

1. Modelo físico. 2. Areia. 3. Duto enterrado. 4. Correlação de imagens digitais. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidata: Engenheira **YARA BARBOSA FRANCO**.

Título da dissertação: "Novo equipamento para a avaliação do comportamento mecânico de dutos enterrados e análise concomitante das deformações no solo via correlação de imagens digitais".

Data da defesa: 10/04/2017.

Comissão Julgadora:

Resultado:

Prof. Dr. **Jefferson Ins da Silva**
(Orientador)
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADA

Prof. Dr. **Edson Denner Leonel**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADA

Prof. Dr. **Yuri Daniel Jatobá Costa**
(Universidade Federal do Rio Grande do Norte/UFRN)

APROVADA

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia:
Prof. Dr. **Edmundo Rogério Esquivel**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Associado **Luís Fernando Costa Alberto**

AGRADECIMENTOS

À Deus, por guiar meus passos e dar força nos momentos mais difíceis.

À minha mãe Zélia, que ao longo da vida nunca poupou esforços para que eu pudesse realizar meus sonhos e chegar até aqui, sempre me apoiando e me motivando.

À minha irmã Sarah, minha melhor amiga, por sempre acreditar em mim e me estimular a enfrentar novos desafios e sair da minha zona de conforto.

Ao meu namorado Heider, por ser a alegria diária na minha vida e pelo apoio e estímulo constantes durante a elaboração deste trabalho.

Ao Prof. Jefferson Lins pela orientação, amizade e apoio durante todas as etapas deste trabalho.

Ao técnico do Laboratório de Geossintéticos Clever Valentin por toda prestatividade e apoio, sem os quais não seria possível o desenvolvimento deste trabalho.

Aos técnicos do Departamento de Geotecnia, em especial ao Oscar Neto, pelo auxílio nas atividades laboratoriais relacionadas à caracterização e resistência do solo utilizado.

Aos estagiários do Laboratório de Geossintéticos, Leonardo e Nathália, por sempre estarem dispostos a ajudar, tendo sido essenciais na preparação dos ensaios realizados.

Ao bolsista de iniciação científica Flávio por toda a ajuda na etapa final dessa pesquisa.

Ao Prof. Sam Stanier pela prontidão e auxílio no esclarecimento de dúvidas relacionadas ao programa GeoPIV_RG.

Aos amigos Monique, Gabriel e Cahio pelos momentos de diversão e descontração que tornaram este período mais leve e divertido.

À minha amiga Larissa, por sempre se disponibilizar para me auxiliar no trabalho com ferramentas de edição de imagem.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, CNPq, pela concessão da bolsa de estudos.

“And now that you don’t have to be perfect, you can be good”

John Steinbeck, East of Eden

RESUMO

FRANCO, Y. B. **Novo equipamento para a avaliação do comportamento mecânico de dutos enterrados e análise concomitante das deformações no solo via correlação de imagens digitais**. 2017. 191 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2017.

O presente trabalho tem por objetivo desenvolver um aparato experimental para estudar, em modelo físico de escala reduzida, o comportamento mecânico de um duto enterrado submetido a variações do estado de tensões da massa de solo circundante e a um potencial movimento de massa gravitacional, com avaliação concomitante das deformações desenvolvidas no solo por meio da técnica de correlação de imagens digitais. A alteração do estado de tensão no maciço foi feita por meio da aplicação de incrementos de inclinação ao modelo. Foram realizados ensaios com o duto nas posições transversal e longitudinal no interior da caixa de ensaios, enterrado em areia pura e seca, com razão entre altura de cobertura e diâmetro do duto de 3,55. A compacidade do maciço, controlada por meio da utilização da técnica de chuva de areia, foi avaliada nas situações densa ($D = 111,5\%$) e fofa ($D_r = 58,2\%$). O comportamento mecânico do duto foi avaliado por meio de instrumentação para medição da deformação específica e deflexão da parede, sendo verificado efeito de flexão lateral no duto disposto na transversal, com maiores deformações observadas na situação de maciço fofo. Para o duto disposto na longitudinal, maiores deformações específicas foram observadas para a seção instrumentada central na situação de maciço denso, contudo verificou-se a necessidade de realização de ensaios adicionais para elucidação dos resultados, em termos da interação solo/tubo ao longo do comprimento do elemento. Para a utilização da técnica de correlação de imagens digitais, as imagens foram adquiridas em um ambiente com iluminação padronizada e resolução de partícula igual a 4. A qualidade da textura da imagem foi garantida por meio da preparação de material com adição de 20% de areia colorida. O refinamento da malha de análise, avaliado por meio da alteração do tamanho dos *subsets* e espaçamento entre *subsets*, não exerceu grande influência nos campos de deslocamentos obtidos, porém maiores refinamentos permitiram extrair observações mais detalhadas do campo de deformações. A utilização da técnica permitiu ainda avaliar a evolução dos vetores de deslocamento ao longo das etapas de inclinação e a influência do duto enterrado, na posição transversal, nos deslocamentos das partículas de solo circundante.

Palavras-chave: Modelo físico. Areia. Duto enterrado. Correlação de imagens digitais.

ABSTRACT

FRANCO, Y. B. **New apparatus for mechanical behaviour evaluation of buried pipes with concomitant soil deformation analysis using digital image correlation.** 2017. 191 f. Dissertation – School of Engineering of Sao Carlos, University of Sao Paulo, Sao Carlos, 2017.

The present work aims the development of an experimental apparatus to study the behavior of a buried pipe under different soil stress states and potential landslides in a small-scale physical model. Digital image correlation technique is also used to evaluate soil deformation. A controlled slope increment scheme were responsible for soil stress state changes. The tests were performed with the model pipe buried in pure dry sand with a buried depth ratio of 3.55. A series of four tests involving two pipe configurations inside the test box (transversal and longitudinal) and two relative density (111.5% and 58.2%) was conducted. Soil density was controlled by pluviation method. The model pipe was instrumented in order to evaluate its behavior in terms of linear strain and deflection of the pipe wall. For the transversely disposed pipe, it was observed lateral bending effect and larger strains when buried in loose sand. For the longitudinally disposed pipe, the largest strains occurred in the pipe central cross section and in the tests conducted in dense sand. Nevertheless, additional testing is needed to better clarify the results, in terms of soil/pipe interaction along the pipe length. Daily digital images were acquired under standardized conditions of illumination for the use of digital image correlation technique. The particle/pixel size ratio was set equal to 4. Image texture quality was improved by adding 20% colored sand to the material used in the investigation. The level of refinement of the analysis mesh, evaluated by varying the subset size and the spacing of subsets, did not shown significant effect in the displacement fields. However, finer meshes allowed more detailed observations in the engineering shear strain fields obtained. Additionally, the digital image correlation technique allowed the evaluation of the displacement vectors evolution along the different slope stages considered. Moreover, this technique also captured the effect of the transversely disposed pipe on surrounding soil particles displacements.

Keywords: Physical model. Sand. Buried pipe. Digital image correlation.

LISTA DE SIGLAS

CID	Correlação de Imagens Digitais
ROI	Region of Interest
ZNCC	Zero-mean Normalized Cross Correlation
TDT	Transdutor de Deslocamentos do Tubo
Tubo T	Tubo Transversal
Tubo L	Tubo Longitudinal
ASR	Artificial Seeding Ratio
DL	Ensaio com tubo longitudinal enterrado em areia densa
FL	Ensaio com tubo longitudinal enterrado em areia fofa
DT	Ensaio com tubo transversal enterrado em areia densa
FT	Ensaio com tubo transversal enterrado em areia fofa
CT	Célula de Tensão Total
CMOS	Complementary Metal Oxide Semiconductor
SSSIG	Sum of Square Of Subset Intensity Gradient
$CC_{ZNCC-tol}$	Tolerância mínima para o coeficiente de correlação

LISTA DE SÍMBOLOS

φ	ângulo de atrito
D_r	densidade relativa
D	diâmetro externo do tubo
t	espessura da parede do tubo
H	altura de cobertura do tubo
d_{50}	diâmetro médio das partículas do solo
p	tamanho do pixel
$\overline{I_{px}}$	intensidade média dos pixels da imagem
$\overline{I_{px,nat}}$	intensidade média dos pixels da imagem da areia natural
$\overline{I_{px,sat}}$	intensidade média dos pixels da imagem da areia totalmente colorida
σ_{Is}	desvio padrão das intensidades de cor no subset
D_s	tamanho do subset
s	sobreposição entre subsets

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	19
1.1	GENERALIDADES.....	19
1.2	OBJETIVOS.....	21
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
2.1	MOVIMENTOS DE MASSA GRAVITACIONAIS	23
2.1.1	<i>Quedas (falls)</i>	25
2.1.2	<i>Escorregamentos (slides)</i>	26
2.1.3	<i>Corridas (flows)</i>	29
2.1.4	<i>Rastejo (creep)</i>	30
2.2	DUTOS ENTERRADOS	33
2.2.1	<i>Tipos de dutos e rigidez relativa do sistema</i>	35
2.2.2	<i>Arqueamento do solo</i>	37
2.2.3	<i>Interação solo/duto</i>	38
2.2.4	<i>Estudos anteriores</i>	41
2.3	CORRELAÇÃO DE IMAGENS DIGITAIS (CID)	45
2.3.1	<i>Princípios básicos</i>	46
2.3.2	<i>Obtenção das coordenadas no espaço-objeto</i>	50
2.3.3	<i>GeoPIV-RG</i>	51
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	55
3.1	MATERIAIS ENSAIADOS	55
3.1.1	<i>Propriedades do solo utilizado</i>	55
3.1.2	<i>Propriedades dos tubos utilizados</i>	60
3.2	PROJETO DA CAIXA DE ENSAIOS	61
3.3	INSTRUMENTAÇÃO DO TUBO	66
3.3.1	<i>Transdutor de deslocamentos do tubo (TDT)</i>	66
3.3.2	<i>Medidas de deformação do tubo</i>	77
3.4	PROCEDIMENTOS DE ENSAIO	79
3.4.1	<i>Preparação do solo nos modelos</i>	80
3.4.2	<i>Confecção dos modelos e execução do ensaio</i>	85
3.5	MEDIDAS DE TENSÃO NO SOLO	88
3.6	ANÁLISE DAS IMAGENS.....	90
3.6.1	<i>Relação d_{50}/p</i>	91
3.6.2	<i>Qualidade da textura</i>	92
3.6.3	<i>Tamanho e sobreposição dos subsets</i>	99

3.6.4	<i>Calibração dos dados</i>	101
4	ANÁLISE DA RESPOSTA SOLO/DUTO	103
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	103
4.2	AVALIAÇÃO QUALITATIVA DAS DEFORMAÇÕES SUPERFICIAIS DO MODELO	103
4.3	RESPOSTA SOLO/DUTO	106
4.3.1	<i>Ensaio com tubo transversal (tubo T)</i>	106
4.3.2	<i>Ensaio com tubo longitudinal (tubo L)</i>	114
4.4	AVALIAÇÃO DO ACRÉSCIMO DE TENSÕES HORIZONTAIS	126
5	RESULTADOS DO PROCESSAMENTO DAS IMAGENS	129
5.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	129
5.2	ADEQUABILIDADE DA TEXTURA	130
5.3	ESTABILIDADE DA CALIBRAÇÃO.....	133
5.4	CAMPO DE DESLOCAMENTOS E DEFORMAÇÕES CISALHANTES NO SOLO	136
5.4.1	<i>Ensaio DL</i>	136
5.4.2	<i>Ensaio FL</i>	142
5.4.3	<i>Ensaio DT</i>	146
5.4.4	<i>Ensaio FT</i>	153
5.5	AVALIAÇÃO DO MOVIMENTO RELATIVO DA CÂMERA.....	159
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	163
6.1	CONCLUSÕES.....	163
6.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	167
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	169
	APÊNDICE A - CAIXA DE ENSAIOS DESENVOLVIDA	177

1 INTRODUÇÃO

1.1 Generalidades

O grande potencial dos dutos enterrados no panorama nacional e internacional faz com que seja indispensável o constante aperfeiçoamento dos procedimentos de projeto, instalação e manutenção. Estes elementos estão diretamente ligados à área de saneamento, eletricidade, telefonia, gás e petróleo, e quase sempre são alvos de elevados investimentos dos órgãos governamentais.

Segundo o último Anuário Estatístico Brasileiro do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis (ANP, 2015) em 2014, o Brasil contava com 601 dutos com extensão total de 19,7 mil km, destinados à movimentação de petróleo, derivados, gás natural e outros produtos. A malha dutoviária brasileira é administrada pelo Governo Federal por meio da ANP, sendo as maiores operadoras a TRANSPETRO, empresa subsidiária da PETROBRAS, e a Transportadora Brasileira Gasoduto Bolívia-Brasil – TGB. O gasoduto Bolívia-Brasil é o maior gasoduto da América Latina, com cerca de 3150 km de extensão, com 2593 km em solo brasileiro (OLIVEIRA, H., 2005).

Os dutos enterrados, ao longo da sua extensão no território brasileiro, atravessam regiões de grande diversidade morfológica, geológica, hidrogeológica e fenomenológica que apresentam processos geológicos associados às dinâmicas superficiais como os movimentos de massa gravitacionais. Exige-se, portanto, projetos estruturais e geotécnicos com características diferenciadas para cada problema encontrado (NOGUEIRA JÚNIOR; MARQUES, 1998).

No Brasil, os movimentos de massa são mais frequentes nas regiões Sul, Sudeste e Nordeste (TOMINAGA; SANTORO; AMARAL, 2009), devido às condições favoráveis relacionadas ao clima e às formações geológicas, com grande extensão de maciços montanhosos. Assim, são diversos os estudos de casos existentes na literatura técnica nacional sobre o rompimento e vazamento de dutos enterrados, principalmente na região da Serra do Mar e Serra Geral em que o histórico de instabilidades decorrentes da movimentação de massa de solo e/ou rocha é vasto.

Marques et al. (2003), por exemplo, apresentaram o acompanhamento do deslocamento de uma massa da ordem de 4 m de espessura em 20 anos no município de Coroa Grande no Rio de Janeiro, região da Serra do Mar. O duto enterrado apresentou deslocamentos consideráveis

e estava em situação de risco contínuo, mesmo sendo o movimento de massa caracterizado pelo rastejo.

Suzuki (2004) avaliou, por instrumentação geotécnica, o oleoduto Curitiba-Paranaguá (OLAPA), na região de Morretes-PR, instalado em solos residuais e coluvionares da Serra do Mar sujeitos a rastejo. O rastejo paralelo à direção do duto originou tensões de tração e deformações excessivas que proporcionaram a ruptura localizada, em fevereiro de 2001, de um trecho do duto (SOARES; MUSMAN, 2001). A Figura 1.1 mostra a ruptura do elemento estrutural, logo após o acidente, em que a distância entre as duas extremidades chegou a 32 cm (SUZUKI, 2004).

(a)

(b)

Figura 1.1- a) Vista aérea do local da ruptura do oleoduto (tracejado indica limite da língua coluvial), H.R. Oliveira, 2005 (adaptada de Suzuki, 2004), b) Ponto de ruptura do duto (Suzuki, 2004).

O acidente do oleoduto OLAPA teve grande impacto ambiental, com vazamento de 50 mil litros de óleo diesel que atingiu quatro rios (TERZIAN, 2005). Por esse motivo constituiu tema de estudo de diversos autores (ALBARELLO, 2012; FIGUEIREDO; SÁNCHEZ FILHO, 2013; TERZIAN, 2005).

Constata-se assim que é imprescindível que no projeto geotécnico-estrutural de dutos enterrados sejam considerados os potenciais movimentos de massa gravitacionais nas encostas, evitando prejuízos econômicos, como a paralisação das operações de transporte de petróleo e gás, e reduzindo os impactos sociais e ambientais. A interação solo/duto, porém, na maioria das situações é complexa e por esse motivo avaliações experimentais em modelos físicos podem fornecer informações importantes para o melhor entendimento do problema. A motivação deste trabalho fundamenta-se, portanto, na forte relevância da temática apresentada no cenário nacional e internacional.

1.2 Objetivos

Este trabalho teve como principal objetivo desenvolver um aparato experimental para estudar o comportamento mecânico de um duto enterrado submetido a variações do estado de tensões da massa de solo circundante e a um potencial movimento de massa gravitacional. Concomitantemente, buscou-se avaliar os deslocamentos e deformações no solo por meio do uso da técnica de Correlação de Imagens Digitais (CID).

Dessa maneira, os objetivos específicos foram:

- a) desenvolver uma caixa de ensaios de escala reduzida para reproduzir uma encosta com um duto enterrado e que permita, ao longo do tempo, promover a alteração do estado de tensões no interior do maciço, por meio da variação da inclinação do modelo;
- b) estudar a resposta de um duto enterrado sujeito a variações no estado de tensões da massa de solo circundante e a um potencial movimento de massa gravitacional e avaliar as diferenças observadas quando alterada a compacidade do maciço;
- c) avaliar as diferenças na resposta do duto enterrado quando alterada sua posição (transversal ou longitudinal) no interior do maciço;
- d) analisar a evolução do campo de deslocamentos e deformações no solo por meio de análise de imagens (técnica CID), comparando os resultados obtidos quando alterada a compacidade do maciço.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Movimentos de massa gravitacionais

O estudo dos movimentos de massa gravitacionais, tanto de solo quanto de rocha, constitui um tema de interesse de diferentes profissionais “[...] não apenas por sua importância como agentes atuantes na evolução das formas de relevo, mas também em função de suas implicações práticas e de sua importância do ponto de vista econômico” (GUIDICINI; NIEBLE, 1976).

Segundo Press et al. (2006) tais movimentos são processos da dinâmica superficial que, sob a influência da ação da gravidade, movimentam massas de solo e rocha nas encostas, sujeitando-as às ações de outros agentes de transporte, como água ou vento. Ainda de acordo com os autores, os fatores primários que influenciam a movimentação de massas de solo ou rocha são a natureza dos materiais da encosta, a declividade e estabilidade da mesma e a quantidade de água contida nos materiais, sendo estes dois últimos elementos fortemente influenciados pela ação antrópica.

Para Leroueil (2001) os movimentos de massa gravitacionais são respostas mecânicas frente a alterações da geometria, condições de contorno, poropressões ou parâmetros de resistência ao longo do tempo.

Apesar de muitas vezes serem referidos nos meios de comunicação apenas por *escorregamentos*, os movimentos de massa gravitacionais apresentam características distintas e, por esse motivo, são diversas as classificações propostas para subdividi-los (AUGUSTO FILHO, 1992; FREIRE, 1965¹ *apud* GUIDICINI; NIEBLE, 1976; HUTCHINSON, 1988; TERZAGHI, 1953; VARNES, 1978 *apud* HUTCHINSON, 1988).

Cada classificação apresenta um enfoque diferente, levando em consideração características do movimento como: velocidade, forma da superfície de deslizamento, quantidade e tipo de material transportado, etc. Guidicini e Nieble (1976) apresentam e discutem alguns destes critérios. Hungr, Leroueil e Picarelli (2013) apresentam um breve histórico dos sistemas de classificação, dentre os quais os mais antigos tiveram origem nos

¹ FREIRE, E.S. Movimentos coletivos de solos e rochas e sua moderna sistemática. **Construção**, Rio de Janeiro, v. 95, p.10-18, 1965.

países alpinos. Segundo os autores, parece ser o suíço Baltzer (1875) o primeiro a distinguir entre os diversos tipos básicos de movimento: quedas, escorregamentos e escoamentos, subdivisão que persiste atualmente.

Mas foi em 1978 que surgiu uma das classificações de maior aceitação entre pesquisadores de vários países, o Sistema de Classificação de Varnes (HUNGR; LEROUEIL; PICARELLI, 2013). Brabb (1990) aponta esta classificação como uma das mais utilizadas mundialmente e segundo Augusto Filho (1995) ela é considerada a classificação oficial da Associação Internacional de Geologia de Engenharia (IAEG). Baseado nela, Hutchinson (1988) propõe uma classificação fundamentada na morfologia dos movimentos de massa gravitacionais, com algumas considerações acerca do mecanismo, tipo de material e taxa do deslocamento. Ao todo o autor subdivide os movimentos de massa gravitacionais em 8 grandes grupos:

- A- Movimentos devido ao alívio de tensões (*rebound*);
- B- Rastejo (*creep*);
- C- Fraturamento nos taludes de montanhas (*sagging of mountain slopes*);
- D- Escorregamentos (*landslides*);
- E- Movimento de detritos ou fluxo (*flow-like form*);
- F- Tombamentos (*topples*);
- G- Quedas (*falls*);
- H- Movimentos complexos.

Freire (1965 *apud* GUIDICINI; NIEBLE, 1976), por sua vez, agrupa os movimentos de massa gravitacionais em três tipos fundamentais: escoamentos (rastejos e corridas), escorregamentos (rotacionais e translacionais) e subsidências. De forma semelhante, para Augusto Filho (1992) os principais movimentos de solo e rocha na dinâmica ambiental brasileira são vinculados aos processos de rastejo, escorregamentos, quedas e corridas. No presente trabalho será utilizada essa última classificação, por subdividir os movimentos de massa gravitacionais em quatro grandes classes de processos.

Para garantir a comunicação adequada entre pesquisadores de diferentes nacionalidades, a Associação Internacional de Geologia de Engenharia, juntamente com a UNESCO, elaborou o glossário multilíngue (WP/WLI, 1993), no qual são abordados aspectos relacionados às características dos movimentos de massa gravitacionais, suas dimensões, estado e distribuição do movimento no interior da massa de solo, morfologia e tipos de movimentos. Os movimentos

são subdivididos em quedas, tombamentos, escorregamentos, espalhamentos laterais e escoamentos (fluxos).

2.1.1 *Quedas (falls)*

As quedas, segundo Augusto Filho (1992), dizem respeito a movimentos do tipo queda livre ou em plano inclinado de material rochoso com velocidades muito altas (vários m/s) e que envolve pequenos a médios volumes. O material que se movimenta pode ter formas variáveis, tal como lascas, placas, blocos, etc. Os rolamentos de matacão e os tombamentos pertencem a essa categoria.

Guidici e Nieble (1976) explicam que os blocos de rocha se deslocam do maciço (encosta íngreme ou escarpa) e caem sob ação da gravidade, com ausência de superfície de movimentação, podendo combinar-se movimentos como saltos, rotação dos blocos e ações de impacto no substrato. Este movimento é um dos mecanismos de formação de depósitos de tálus segundo os autores. De forma similar, Hungr, Leroueil e Picarelli (2013) ressaltam que os fragmentos de material rochoso se movem como corpos rígidos independentes, interagindo com o substrato por meio de impactos ocasionais.

Na Figura 2.1 é apresentado um esboço dos movimentos de queda e tombamento, segundo a classificação de Hutchinson (1988).

Figura 2.1 – Esquema ilustrativo de quedas e tombamentos segundo classificação de Hutchinson (1988) (adaptado de Hutchinson, 1988).

2.1.2 Escorregamentos (*slides*)

Os escorregamentos referem-se ao deslizamento de um volume de material (solo e/ou rocha) sobre uma superfície bem definida. Segundo Augusto Filho (1992) esse movimento apresenta como características a presença de poucos planos de deslocamentos (externos), velocidades médias (m/h) a altas (m/s), mobilização de pequenos a grandes volumes de material e geometria variada (planar, circular ou em cunha), conforme ilustrado na Figura 2.2. Massad (2003) destaca que, a rigor, esse tipo de movimento é o único que pode ser submetido às análises estáticas, do tipo métodos de equilíbrio-limite, usualmente adotados em análises de estabilidade de taludes.

Figura 2.2 – Tipos de escorregamentos segundo a geometria (a) circular (rotacional), (b) planar (translacional). (<http://www.idahogeology.org/DrawOnePage.asp?PageID=83>, acesso em: 22/02/16)

Os fatores causadores dos escorregamentos são tanto de origem natural quanto antrópica, dentre os quais pode-se citar: alteração da geometria do talude (cortes ou escavações), sobrecargas no topo das encostas, infiltração de águas de chuvas, desmatamento e poluição ambiental (MASSAD, 2003). Eles atuam no sentido de provocar um aumento da sollicitação (tensões cisalhantes) ou uma redução da resistência ao cisalhamento do material do talude, de modo que a razão entre a resistência e a sollicitação diminua até um valor próximo de 1, momento em que se dá o escorregamento. Segundo Terzaghi (1953), a não ser nos casos de terremotos ou liquefação espontânea, todos os escorregamentos “[...] são precedidos de um decréscimo gradual dessa relação que por sua vez envolve uma deformação progressiva do segmento de material situado acima da superfície potencial de escorregamento [...]”.

As rupturas por cisalhamento ao longo de uma superfície definida que ocorrem nos escorregamentos estão associadas a uma redução da resistência ao cisalhamento (resistência residual) que, de acordo com Terzaghi (1953), varia entre mais ou menos 20% para areia solta e argilas sensíveis e aproximadamente 30% para areias e siltes, soltas, saturadas e argilas extra-sensíveis moles. Segundo o autor, após a estabilização do volume de massa que escorregou, o movimento passa a adquirir o caráter de rastejo, a menos que as propriedades físicas do material tenham sido radicalmente alteradas durante a ruptura.

Freire (1965 *apud* GUIDICINI; NIEBLE, 1976) subdivide ainda os escorregamentos em dois subtipos: rotacionais e translacionais. Os escorregamentos rotacionais ocorrem quando há o predomínio de rotação durante o movimento, apresentando assim uma superfície de deslizamento curva de concavidade voltada para cima. Esse fenômeno é verificado nas encostas brasileiras e mobiliza usualmente o manto de alteração (GUIDICINI; NIEBLE, 1976).

Segundo Ahrendt (2005) a ocorrência de escorregamentos rotacionais em barragens de terra e aterros é bastante frequente visto que eles ocorrem preferencialmente em materiais homogêneos. No caso de solos heterogêneos (maior parte dos materiais naturais) os escorregamentos podem adquirir formas mais complexas do que a circular, podendo sofrer achatamento ou maior desenvolvimento na vertical, de modo a acompanhar as heterogeneidades internas e descontinuidades (GUIDICINI; NIEBLE, 1976; AHRENDT, 2005). A Figura 2.3 apresenta algumas ocorrências de escorregamentos rotacionais em função dos tipos de materiais e estruturas geológicas características da região.

Os escorregamentos translacionais, por sua vez, se dão sobre superfícies planas e têm ocorrência em massas de solo ou rocha com a presença de anisotropias acentuadas em seu interior que condicionam o plano de movimentação, podendo ocorrer em taludes mais abatidos e atingir centenas ou milhares de metros (GUIDICINI; NIEBLE, 1976). Na Figura 2.4 são representados alguns tipos de escorregamentos translacionais.

No caso de material rochoso os planos de fraqueza refletem a estrutura geológica do terreno, podendo consistir em planos de estratificação, xistosidade, gnaissificação, acamamento, diaclasamento, falha, juntas de alívio de tensões, fendas preenchidas por materiais de alteração e contato entre camadas. Segundo Guidicini e Nieble (1976) tais movimentos podem adquirir elevada aceleração e produzir efeitos catastróficos.

Figura 2.3 – Escorregamentos rotacionais em diferentes tipos de materiais (Ahrendt, 2005 - adaptado de Varnes, 1978).

Figura 2.4 – Escorregamentos translacionais (adaptado de Hutchinson, 1988).

Em se tratando de solo, os escorregamentos translacionais se dão dentro dos horizontes de solo ou ao longo dos planos de contato solo-rocha, podendo adquirir o aspecto de corridas, com o aumento do teor de umidade ou ainda o caráter de rastejo, após sua movimentação e acumulação no pé da encosta (GUIDICINI; NIEBLE, 1976). A Figura 2.5 apresenta, a título de exemplo, o caso de um escorregamento translacional em uma argila terciária característica da região de Piemonte, norte da Itália.

Figura 2.5 – Escorregamento translacional em uma argila terciária em Murazzano, distrito de Langhe, norte da Itália (Hungri; Leroueil e Picarelli, 2013).

Guidici e Nieble (1976) ainda sugerem o uso do termo massa de tálus para se referir aos escorregamentos translacionais de solo e de rocha, o que ocorre quando o volume de rocha é significativo na massa de material que escorrega. Neste caso os blocos de rochas encontram-se envoltos por uma matriz de solo.

2.1.3 Corridas (*flows*)

As corridas envolvem a mobilização de grandes volumes de material, que inclui solo, rocha, detritos e água, apresentando movimento semelhante ao de um líquido viscoso com velocidades médias a altas. Apresentam muitas superfícies de deslocamento (internas e externas) e se desenvolvem ao longo das vias de drenagem, possuindo por esse motivo extenso raio de alcance e poder destrutivo, mesmo em áreas planas (AUGUSTO FILHO, 1992). Dessa forma Guidici e Nieble (1976) destacam o caráter essencialmente hidro-dinâmico do movimento, em que devido ao excesso de água ocorre a destruição da estrutura do material e consequente perda do atrito interno.

Na literatura nacional e internacional, é comum encontrar diferentes termos para se referir a este fenômeno, dependendo das características do material mobilizado e das velocidades de deslocamento do processo. Infanti Junior e Fornasari Filho (1998) apresentam algum deles:

- Corrida de lama (*mud flow*): solo com alto teor de umidade;
- Corrida de terra (*earth flow*): solo ainda é o material predominante, mas com menor teor de umidade;
- Corrida de detritos (*debris flow*): material predominante é grosseiro, envolvendo fragmentos de rocha de vários tamanhos.

2.1.4 Rastejo (*creep*)

Em 1963, Culling caracterizou o rastejo como um movimento gradual e imperceptível a olho nu que aparenta ser resultado do efeito persistente de forças moleculares e macroscópicas que tendem a deslocar as partículas do solo. De acordo com Houwink (1953² *apud* CULLING, 1963) como os deslocamentos dessa natureza ocorrem sob baixas tensões, o fluxo é mais corretamente descrito como quase-viscoso, pois é improvável que a tensão e a deformação se relacionem de forma linear.

Augusto Filho (1992), por sua vez, caracteriza o rastejo a partir de uma visão mais abrangente, considerando a massa em movimento como um todo. Assim, segundo o referido autor, este fenômeno constitui-se em um movimento com vários planos internos de deslocamento, com velocidades muito baixas (cm/ano) a baixas, decrescentes com a profundidade e geometria indefinida, daí a dificuldade de diferenciar a área em movimento da área em repouso. O movimento pode ser constante, sazonal ou intermitente e pode ocorrer em solo, depósitos e até mesmo em maiores profundidades, atingindo a rocha alterada/fraturada. A maior propensão ao movimento, segundo Casseti (2005), se dá quanto maior o declive da encosta e maior a plasticidade do material (presença de argila).

De forma semelhante, Infanti Júnior e Fornasari Filho (1998) definem o rastejo como uma deformação de caráter plástico originada por movimentos descendentes, lentos e contínuos do material da encosta com limites indefinidos e velocidades da ordem de alguns milímetros por ano. A movimentação lenta, porém contínua, é provocada pela ação da gravidade associada a fatores vinculados a variações ambientais, tais como temperatura e umidade. Ao provocar expansão e contração térmica, aumento e diminuição de volume ou congelamento e degelo, estes fatores contribuem para o movimento de rastejo até a profundidade na massa de solo influenciada pelos mesmos. O que ocorre é que durante a expansão térmica, por exemplo, partículas individuais são deslocadas perpendicularmente à superfície da encosta, enquanto que durante a contração o material se desloca verticalmente sob ação da gravidade (Figura 2.6), o que se traduz em um movimento resultante descendente (HUNGR; LEROUEIL; PICARELLI, 2013).

² HOUWINK, R. **Elasticity, plasticity and structure of matter**. 2. ed. Washington, DC: Harren Press, 1953. 368 p.

Figura 2.6 – Diagrama do movimento de rastejo sazonal.
(<http://www.onegeology.org/extra/kids/earthprocesses/creep.html>, acesso em 08/02/16)

Abaixo da profundidade sujeita à influência dos fatores ambientais acima citados, Terzaghi (1953) destaca que “[...] somente poderá haver rastejo por força da gravidade sem auxílio de outros agentes”. O autor denomina este tipo de movimento de *rastejo constante*, enquanto o movimento que atinge as camadas superficiais do solo e influenciado por fatores ambientais é por ele designado de *rastejo periódico* ou *sazonal*.

Em relação aos movimentos de uma encosta ao longo do tempo Vaunat et al. (1994) e Leroueil et al. (1996³ *apud* LEROUÉIL, 2001) sugerem uma divisão em quatro estágios diferentes (Figura 2.7), segundo características específicas em termos de comportamento mecânico, quais sejam:

1. *Estágio de pré-ruptura*: inclui qualquer processo de deformação que pode levar à ruptura. É controlado principalmente por deformações resultantes de variações das tensões, rastejo e ruptura progressiva;
2. *Estágio de início da ruptura*: caracterizado pela formação de uma superfície de ruptura contínua ao longo de toda a massa de solo;
3. *Estágio pós-ruptura*: inclui os movimentos da massa de solo desde o momento posterior à ruptura até o término da sua movimentação. Geralmente é caracterizado pelo aumento da taxa de deslocamento seguida de uma progressiva redução na velocidade;

³ LEROUÉIL, S.; VAUNAT, J.; PICARELLI, L.; LOCAT, J.; LEE, H.; FAURE, R. Geotechnical characterization of slope movements. Invited Lecture, 7th International Symposium on Landslides, Trondheim, p. 27-47, 1996.

4. *Estágio de reativação*: ocorre quando a massa de solo desliza sobre uma ou várias superfícies de cisalhamento pré-existentes.

Figura 2.7 – Estágios do movimento de uma encosta (adaptado de Leroueil et al., 1996).

Os movimentos que ocorrem no estágio de pré-ruptura, segundo Leroueil (2001) podem ser resultado de uma combinação de fenômenos, como deformações elasto-plásticas associadas a variações de tensão efetiva, deformações viscosas e deformações e deslocamentos associados à ruptura progressiva. Segundo o autor há evidências na literatura da ocorrência de rastejo nesse estágio em argilas moles e rijas e ainda em massas de rocha.

O rastejo é usualmente observado no primeiro estágio (pré-ruptura) e os seus sinais servem de alerta para a ocorrência da primeira ruptura, ou seja, o movimento lento da encosta se desenvolve em um movimento mais rápido ou catastrófico (ADINOLF, 2008).

Oliveira (2010) destaca a possível influência deste movimento desde em pequenas obras (casas, edificações, rede de abastecimento, etc), até grandes construções (pontes, viadutos, etc), podendo preceder movimentações mais rápidas, como os escorregamentos. Nestes casos, o que pode ocorrer é um grande processo de reativação, no qual as velocidades da ordem de 1 a 10 cm/ano podem repentinamente se multiplicar por 100 a 1000 vezes (VULLIET, 1999). Emery (1978), baseado nas observações de diversos autores, aponta as características típicas da ruptura em encostas precedida por uma deformação tempo-dependente:

- usualmente são encostas de vales ou cortes com inclinações relativamente suaves;
- a força que dá início ao processo de rastejo após uma encosta estar estável por muitos anos geralmente é devida a variação do nível d'água ou a remoção do material do pé da encosta por erosão ou escavação;

- comumente é notável o aumento na velocidade do movimento de rastejo antes da ocorrência da ruptura.

Em termos de observação do fenômeno, o rastejo pode ser evidenciado na superfície do movimento pela não verticalidade de alguns elementos como cercas, árvores e postes (Figura 2.8). Para o monitoramento dos deslocamentos ao longo do tempo o método mais comum é a utilização de inclinometria.

Figura 2.8 –Indícios de rastejo (Colorado Geological Survey).

2.2 Dutos enterrados

Hidrocarbonetos, tais como petróleo, derivados e gás natural são transportados por longas distâncias do local de produção até seu destino final por meio de dutovias que podem cruzar fronteiras nacionais e internacionais, estendendo-se até milhares de quilômetros. No Brasil, segundo os dados mais recentes da Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis (ANP, 2015), há cerca de 601 dutos, com extensão total de 19,7 mil km, destinados à movimentação de petróleo, derivados, gás natural e outros produtos. A malha dutoviária brasileira é administrada pelo Governo Federal por meio da ANP, sendo as maiores operadoras a TRANSPETRO, empresa subsidiária da PETROBRAS, e a Transportadora Brasileira Gasoduto Bolívia-Brasil – TGB. O gasoduto Bolívia-Brasil é o maior gasoduto da América Latina, com cerca de 3150 km de extensão, com 2593 km em solo brasileiro (OLIVEIRA, H. 2005). A Figura 2.9 apresenta a malha dutoviária brasileira destinada ao

Figura 2.10 - Infraestrutura de produção e movimentação de gás natural – 2014 (ANP, 2015).

Conforme Kenny e Jukes (2015) os dutos estão sujeitos a forças externas de diferentes origens, que são a eles transmitidas pelo solo circundante e que podem comprometer sua integridade mecânica. As forças e deslocamentos relativos no solo podem ocorrer devido a condições de campo (peso específico do solo e nível d'água), cargas de operação (peso próprio do tubo e expansão térmica), atividades antrópicas, riscos geológicos naturais (instabilidade de encostas e atividade sísmica) e à presença de solos de comportamento não usuais.

Eventos naturais como movimentos de longo prazo em encostas (exemplo do rastejo) podem gerar, com o tempo, grandes deformações nos dutos, com deformações plásticas localizadas e podendo estar associados a mecanismos como flambagem, fratura e colapso plástico (KENNY; JUKES, 2015).

2.2.1 Tipos de dutos e rigidez relativa do sistema

Os dutos podem ser classificados segundo a forma da seção transversal, tipo de material, processo construtivo e rigidez.

No mercado é possível encontrar dutos de diferentes materiais, desde dutos rígidos de concreto até dutos flexíveis termoplásticos. A escolha do material mais adequado leva em consideração características como resistência, rigidez, resistência à corrosão, juntas, entre

outras (MOSER, 2001). O gasoduto Bolívia-Brasil, como exemplo, é composto por tubos de aço carbono com juntas soldadas.

Em relação ao comportamento estrutural, as tubulações enterradas são classificadas como rígidas ou flexíveis. Um duto é considerado rígido se possui rigidez estrutural suficiente para sustentar por si só as cargas que lhe são impostas, enquanto pode ser considerado flexível quando depende da interação com o solo circundante para suportar o carregamento aplicado (BUENO; COSTA, 2009).

Segundo Allgood e Takahashi⁴ (1972 *apud* BUENO; COSTA, 2009) os dutos são agrupados em classes de acordo com um parâmetro denominado rigidez relativa (RR), dado pela relação entre a rigidez da seção transversal da estrutura (R_C) e a rigidez do solo circundante (R_S). As expressões para estes parâmetros são apresentadas na Eq. (1), Eq. (2) e Eq. (3), respectivamente.

$$RR = \frac{R_S}{R_C} \quad (1)$$

$$R_C = \frac{E_p I}{D^3} \quad (2)$$

$$R_S = \frac{E_s}{(1 - \nu_s)} \quad (3)$$

onde:

D - diâmetro do duto;

E_p - módulo de elasticidade do material constituinte do duto;

I - momento de inércia da parede do duto;

E_s -módulo de deformabilidade do solo circundante;

ν_s - coeficiente de Poisson do solo circundante.

A Tabela 2.1 apresenta a classificação dos dutos enterrados segundo a sua rigidez relativa.

⁴ ALGOOD, R.J. TAKAHASHI, S.K. **Balanced desing and finite elemento analysis of culverts.** Highway Research Record, HRB, n. 413, p. 45-56, 1972.

Tabela 2.1– Classificação dos condutos enterrados segundo a rigidez relativa
(Fonte: Gumbel et al., 1982⁵ *apud* Bueno e Costa, 2009)

Rigidez relativa (RR)	Proporção da carga suportada pelo duto, em flexão	Comportamento do sistema
$RR < 10$	Mais de 90%	Rígido
$10 < RR < 1000$	De 10 a 90%	Intermediário
$RR > 1000$	Menos de 10%	Flexível

2.2.2 Arqueamento do solo

No estudo do comportamento mecânico de dutos enterrados o arqueamento dos solos tem especial relevância. Silveira (2001) define este fenômeno como o redirecionamento das cargas atuantes no duto devido a uma redistribuição de tensões provocada pelo movimento relativo entre massas de solo adjacentes e que pode gerar acréscimo ou redução de carga na estrutura.

O arqueamento é dito positivo ou negativo, em função da rigidez relativa solo-conduto. O primeiro ocorre quando o conduto é mais compressível que o solo envolvente, ou seja, a carga que chega ao conduto é menor que a carga atuante no solo. Por outro lado, o arqueamento é negativo quando o conduto é mais rígido do que o meio envolvente. Constata-se assim que ocorre um alívio de tensões nos pontos mais deformáveis e concentração de tensões nas regiões mais rígidas do sistema.

A Figura 2.11 ilustra este comportamento, considerando um duto enterrado em vala. A região do solo que atua diretamente sobre o conduto é denominada Região 1, e os prismas laterais de solo natural como Regiões 2 e 3 segundo descrição de Spangler (1948⁶ *apud* SILVEIRA, 2001).

Conforme Silveira (2001) na primeira situação (a) o conduto flexível se deforma devido à ação do peso próprio do solo da Região 1, que por sua vez tende a descer e transferir tensões cisalhantes para o solo adjacente (Região 2), reduzindo a carga sobre a estrutura. Este é o chamado arqueamento positivo.

Na situação (b) o duto mais rígido que o solo não se deforma e por esse motivo os deslocamentos dos prismas da Região 3 geram tensões de cisalhamento nos planos formados

⁵ GUMBEL, J.E.; O'REILLY, M.P.; LAKE, L.M.; CARDER, D.R. The development of a new design method for buried flexible pipes. In: EUROPIPE '82, 1982 **Proceedings**...Basel, 1982. p. 87 – 98.

⁶ SPANGLER, M.G.: Underground Conduits-An Appraisal of Modern Research, Discussion, Trans. of ASCE Vol. 113, pp. 316-374, 1948.

com o aterro da Região 1 e consequentemente a carga sobre o conduto é aumentada (SILVEIRA, 2001). Este é o denominado arqueamento negativo.

Figura 2.11 –Princípio do comportamento das cargas sobre condutos enterrados rígidos e flexíveis, segundo a descrição de Sprangler (1948). (Silveira, 2001).

2.2.3 Interação solo/duto

Para que se possam fazer previsões do desempenho do duto, é necessária a busca por uma melhor compreensão da distribuição de tensões ao seu redor (interação solo/duto) e da influência de parâmetros físicos e geométricos do sistema nessa distribuição. Assim, a análise da interação solo/duto tem como principal objetivo estimar os efeitos dos carregamentos no desempenho mecânico do duto de modo a auxiliar o projeto de engenharia e a integridade operacional do elemento.

Parâmetros como tensão, deformação, deflexão e flambagem são indicativos do desempenho de um duto enterrado e devem ser considerados no projeto deste elemento estrutural. Moser (2001) lista limites de desempenho como esmagamento da parede (tensão), flambagem da parede, excesso de deflexão, limite de deformação e fadiga, que podem ser resultado de uma resposta do duto a uma determinada solicitação do solo circundante. Daí a importância de se compreender os mecanismos de interação solo/duto a que o elemento estrutural poderá estar sujeito durante sua vida de serviço.

A análise do desempenho mecânico de dutos enterrados sujeitos a eventos geológicos pode ser feita por métodos baseados na tensão (*stress-based*) ou na deformação (*strain-based*). Segundo Yoosef-Ghodsi (2015), nos métodos do tipo *stress-based* a tensão aplicada no duto deve ser mantida inferior (por meio de um fator de segurança) a uma tensão limite, usualmente a mínima tensão de escoamento especificada (tipicamente definida como aquela correspondente a 0,5% de deformação total). De acordo com Han et al. (2011) a aplicação de tal método resulta em um projeto mais conservador e seguro.

Projetos que utilizam o método *strain-based*, por outro lado, tem por objetivo garantir a integridade e servicibilidade do duto mesmo sob grandes níveis de deformação longitudinal, geralmente maiores que 0,5 %. Esse limite se baseia na qualidade do aço de se deformar plasticamente sem perda da sua integridade. As condições que limitam os valores de deformação neste caso são a tensão de ruptura e a flambagem local, segundo Yoosef-Ghodsi (2015). Deflexões excessivas e o fissuramento também configuram situações limitantes para a deformação.

Conforme destacado por Yoosef-Ghodsi (2015) movimentos do solo circundante ou subjacente, sendo os movimentos de massa gravitacionais os mais comuns para dutos *onshore*, podem gerar altos níveis de deformação longitudinal nos dutos e, dependendo da sua posição, culminar com a falha do elemento estrutural devido à tração excessiva e/ou à compressão longitudinal.

Weerasekara (2011) identifica os quatro principais mecanismos de carregamento de dutos com respeito ao seu posicionamento em relação à massa de solo em movimento, quais sejam:

- a) duto sujeito a carregamento axial de tração;
- b) duto sujeito a carregamento axial de tração e flexão;
- c) duto sujeito a carregamento axial de compressão;
- d) duto sujeito a carregamento axial de compressão e flexão.

Conforme ressaltado por Calvetti et al. (2004) e Fenza (2015) a seção do duto enterrado no interior da massa de solo em movimento é submetida a condições de carregamento completamente diferentes daquelas às quais estão sujeitas as porções adjacentes do duto, que se encontram restritas pelo solo indeformado, o que pode gerar flexão, cisalhamento, tração ou compressão e possivelmente níveis críticos de deformação.

As solicitações impostas ao duto devido ao movimento de massa gravitacional do solo circundante são representadas na Figura 2.12a, para o tubo perpendicular ao movimento e na Figura 2.12b, para o tubo disposto longitudinalmente. No primeiro caso os principais esforços gerados são de flexão (seção central) e cisalhamento entre as porções do duto assentadas na massa de solo em movimento e na região de solo mais estável. Já para o duto disposto na longitudinal, o atrito entre o duto e o solo é a principal forma de carregamento do elemento estrutural, e sua magnitude pode ser influenciada pela dilatância do solo e pelo comportamento de degradação do atrito devido ao rearranjo e/ou quebra de partículas (WEERASEKARA, 2011). Nessa situação são geradas tensões de tração em uma extremidade do duto e tensões de

compressão na outra, que pode resultar em deformações excessivas e possível ruptura ou flambagem. A Figura 2.12c, por sua vez, apresenta uma situação intermediária, em que o tubo se encontra disposto obliquamente ao movimento da massa de solo adjacente. Neste caso o tubo fica sujeito a esforços combinados de tração e flexão em uma extremidade e de compressão e flexão na outra.

Figura 2.12 – Principais modos de interação solo/duto em regiões com ocorrência de movimentos de massa gravitacionais. (a) duto perpendicular ao movimento; (b) duto longitudinal ao movimento; (c) duto oblíquo ao movimento. (modificado de Fenza, 2015).

A modelagem da resposta dos dutos pode ser feita por meio de métodos analíticos ou numéricos. Os primeiros foram obtidos considerando disposições específicas do duto em relação ao movimento do solo e são baseados em soluções para equações diferenciais para o modelo de viga sobre fundação elástica, sendo indicados para o projeto preliminar ou o estudo de dutos existentes e verificação da necessidade de cálculos mais detalhados (YOOSEF-GHODSI, 2015).

A análise numérica, por sua vez, permite uma modelagem realística do comportamento do sistema solo/duto e da geometria do modelo, permitindo considerar não-linearidades no comportamento tanto do duto quanto do solo. Neste cenário, a ferramenta computacional encontra grande aplicação, por permitir a análise de diferentes situações em um tempo

relativamente curto. Oliveira, H. (2005) destaca que, em especial no caso de dutos submetidos a esforços advindos de movimentos de massa gravitacionais, o uso da ferramenta computacional muitas vezes se faz necessário, devido à maior complexidade da interação.

É conveniente lembrar, porém, que a análise numérica é dependente da inserção de parâmetros de entrada adequados, sendo imprescindível, portanto, aliar a ela outros métodos, como ensaios de laboratório para obtenção de parâmetros dos modelos constitutivos dos materiais considerados e modelagem física, para calibração e verificação dos procedimentos utilizados na modelagem numérica (KENNY; JUKES, 2015).

Weerasekara (2011) ressalta, portanto, a importância de se conhecer as características do carregamento do solo no elemento estrutural para cada situação. Com este fim, o referido autor destaca que nas últimas décadas foram conduzidos diversos trabalhos para investigação da resposta de dutos sujeitos a movimentação do solo circundante. Tais pesquisas envolveram desde ensaios de grande dimensão de arrancamento de tubos, a modelos em centrífuga geotécnica, ensaio de dutos em campo e monitoramento de dutos em serviço. Com base no resultado destes trabalhos foram desenvolvidos diversos modelos analíticos e numéricos visando determinar a resposta destes elementos estruturais.

2.2.4 Estudos anteriores

A maioria dos trabalhos experimentais que investigam a interação solo/duto no caso de movimentos de massa gravitacionais baseia-se no estudo do comportamento tensão x deslocamento de um tubo submetido a uma força externa, que impõe um movimento relativo entre o solo e o tubo. No caso de aplicação de força axial (na direção longitudinal do tubo), estuda-se o atrito desenvolvido na interface solo/tubo, enquanto que no caso de força perpendicular ao eixo do tubo o que se busca é analisar a resistência lateral do sistema ao movimento imposto ao tubo. Para tubos enterrados em areia, conforme indicado por Guo e Stolle, a carga última lateral do sistema (P_{ult}) é dada pela Eq. (4) a seguir:

$$P_{ult} = N_h \gamma H D \quad (4)$$

onde:

N_h – fator de capacidade de suporte horizontal;

γ – peso específico do solo;

H – profundidade de enterramento do tubo (entre superfície do solo e centro do tubo);

D – diâmetro do tubo.

Trautmann e O'Rourke (1985) investigaram experimentalmente os efeitos da profundidade, diâmetro e rugosidade da parede do tubo e ainda da densidade do solo na resposta de tubos movimentados lateralmente no interior da massa de solo. Os autores verificaram grande influência da densidade do solo nos deslocamentos necessários para mobilizar a máxima força no duto. Calvetti et al. (2004) também estudaram a resposta de dutos enterrados puxados por uma força perpendicular ao seu eixo em modelos físicos de pequena escala (1g) e ainda utilizaram análise numérica com base no método dos elementos discretos (DEM). Karimian et al. (2006) buscaram verificar, em um modelo experimental de grande escala, a eficiência do uso de Geossintéticos para reduzir cargas laterais em dutos sujeitos a carregamentos laterais. Neste caso o carregamento externo também foi aplicado ao duto e foram observadas respostas relacionadas à relação carga x deslocamento.

Guo e Stolle (2005) efetuaram um estudo paramétrico detalhado com base no método dos elementos finitos visando investigar e melhor compreender a resposta de dutos sujeitos a movimentos do solo. No trabalho, os autores reviram e reavaliaram trabalhos experimentais publicados na literatura, com ênfase em dutos enterrados em areia. Foram avaliados, sistematicamente, os efeitos relacionados à escala do modelo, nível de tensões, razão H/D (profundidade do duto/diâmetro do duto) e propriedades do solo, como dilatância e propriedades de endurecimento. A partir de suas observações, os autores propuseram uma equação única para a determinação da máxima força de interação solo/duto em função do diâmetro do duto e da razão H/D .

Fenza (2015) conduziu ensaios de arrancamento lateral e axial e ainda ensaios de grande escala simulando movimentos de massa gravitacionais/falhas com o tubo posicionado perpendicular ao movimento. Para este último tipo de ensaio, o autor utilizou um conjunto de 3 regiões preenchidas com areia e interconectadas, nas quais o duto se encontrava enterrado. O movimento foi imposto à região central do conjunto por meio de atuadores hidráulicos de modo que o tubo ficasse submetido à ação do solo em movimento e consequentemente sofresse deflexão e deformação plástica.

Outros estudos experimentais foram conduzidos por White et al. (2001) e Saboya et al. (2012), no âmbito do levantamento de dutos; por Almahakeri et al. (2014) com foco no estudo da flexão em dutos sujeitos a movimentos laterais; por Yoshizaki et al. (2003), que avaliaram o efeito de movimentos laterais do solo em dutos com joelhos e por Weerasekara e Wijewickreme (2008) e Weerasekara (2011), no contexto do estudo de movimentos relativos longitudinais solo/duto. Na maioria dos trabalhos encontrados na literatura a interação foi avaliada com base em um movimento relativo solo/duto resultante da ação de uma força externa

aplicada a um duto rígido, quer seja axial (KARIMIAN, 2006; WEERASEKARA, 2008), quer seja perpendicular (ALMAHAKERI et al., 2014; KARIMIAN, 2006; PEQUENO, 2013; SABOYA et al., 2012; WHITE et al., 2001).

Trabalhos avaliando a interação solo/duto em ensaios de campo em grande escala são incipientes na literatura, sendo raros estudos que combinam movimentos de massa gravitacionais reais com o monitoramento das deformações do duto enterrado para avaliação de sua segurança (FENG et al., 2015). Pode-se citar, como exemplo, o estudo desenvolvido por Feng et al. (2015), no qual os autores monitoraram a resposta de um duto enterrado em uma massa de solo em movimento transversal (Figura 2.13) e avaliaram a relação entre a deformação da massa de solo (obtida por inclinômetros) e as tensões e deformações do tubo (por meio de *strain-gages* de corda vibrante).

Figura 2.13 – Vista do maciço e do duto após o experimento. (Feng et al., 2015).

Em relação a estudos relacionados à modelagem física de movimentos de massa gravitacionais, na literatura encontram-se alguns trabalhos relacionados à corrida de detritos (MILNE et al., 2012); escorregamentos (GERMER; BRAUN, 2011; MONTRASIO; VALENTINO, 2007) e fluidificação do solo devido à saturação (MORIWAKI et al., 2004).

No Brasil, os estudos envolvendo modelagem física de dutos enterrados a 1g e em centrífuga geotécnica concentram-se em poucas universidades do país.

Costa (2005) avaliou o comportamento de dutos enterrados submetidos a perda de apoio ou elevação localizada, analisando diversos fatores de influência. Para tanto lançou-se mão de modelos físicos compostos por um maciço de areia pura contendo um tubo repousando sobre um alçapão localizado no centro do vão. Foram desenvolvidos dois programas experimentais distintos, sendo um deles realizado em centrífuga geotécnica.

Pacheco (2006) buscou analisar a interação solo/duto na situação de flambagem lateral de um duto parcialmente enterrado em solo granular. Foram realizados uma série de ensaios físicos em centrífuga geotécnica aliada a simulações numéricas conduzidas no programa Critical State Program, SAGE-CRISP 2D, desenvolvido na Universidade de Cambridge.

Tupa (2006) estudou a aplicação de geossintéticos como elemento de reforço em aterros para proteção de tubulações pressurizadas enterradas de gasodutos visando minimizar os efeitos de uma explosão. Com este intuito foram realizados ensaios de expansão de cavidade para simular a expansão do gás no momento da explosão da tubulação (Figura 2.14) e ensaios de vazamento que simularam a condição de estouro da tubulação pressurizada para observar as suas consequências sobre o solo circundante. Foi utilizada uma caixa rígida de aço com dimensões 500 mm (altura) x 500 mm (profundidade) x 1500 mm (comprimento), com a face frontal de vidro transparente com 12 mm de espessura para observação dos mecanismos de interação do solo e da tubulação com os reforços utilizados (geotêxteis tecidos, geogrelha e papel alumínio).

Figura 2.14 – Simulação de explosão por meio de expansão de cavidade (Tupa, 2006).

Utilizando centrífuga geotécnica, Pequeno (2013) avaliou os esforços gerados em dutos enterrados a diferentes profundidades sujeitos a movimentos laterais de massa de solo, situação de dutos enterrados com orientação transversal em relação aos movimentos de massa gravitacionais em encostas. Para a reprodução do movimento lateral, uma massa de solo (argila marinha) foi mobilizada contra o duto por meio de uma pá instrumentada conectada a um atuador.

A utilização de geossintéticos foi ainda estudada por Saboya et al. (2012) e Bernal (2014), desta vez, como função de ancoragem dos dutos enterrados por meio de ensaios em escala reduzida. Saboya et al. (2012) avaliaram a melhora na resistência ao levantamento de dutos enterrados com a utilização de geogrelhas, através de modelos em escala reduzida e

utilização de centrífuga geotécnica. Os ensaios foram conduzidos variando a densidade relativa da areia utilizada, a abertura das geogrelhas e a profundidade de enterramento dos dutos. Foi desenvolvido um equipamento para a aplicação de carga vertical para provocar o arrancamento do duto enterrado em areia e assim estudar diferentes tipos de reforço e configurações geométricas.

2.3 Correlação de Imagens Digitais (CID)

A técnica de Correlação de Imagens Digitais (CID), segundo Carvalho et al. (2014) fundamenta-se na comparação entre duas imagens para a determinação do deslocamento relativo entre as mesmas, sendo utilizada em diversas áreas da engenharia. Especificamente quando o objetivo é a determinação da velocidade relativa do deslocamento, a técnica é denominada de *Particle Image Velocimetry* (PIV) ou Velocimetria por Imagem de Partículas.

A técnica foi concebida originalmente para aplicação na área de estudos experimentais na Mecânica dos Fluidos, conforme revisado por Adrian (1991), em que o movimento do fluido era estudado por meio do rastreamento de marcadores inseridos em seu interior. Em Geotecnia, a técnica CID aliada à fotogrametria de curto alcance permite, a partir das respostas na superfície, inferir as respostas no interior do maciço e tem sido aplicada com sucesso especialmente em modelos geotécnicos visando a medição de deslocamentos (ARSHAD et al., 2014; BABA; PETH, 2012; CARVALHO et al., 2014; CHEUK et al., 2008; HUANG et al., 2015; OLIVEIRA, J., 2005). Conforme White et al. (2003) a técnica tem apresentando precisão e acurácia comparáveis à instrumentação local.

Pan et al. (2009) reúnem algumas vantagens do método citadas na literatura, dentre as quais pode-se citar a simplicidade do aparato de ensaio e preparação do material a ser fotografado, possibilidade de se utilizar luz natural ou uma fonte de luz branca para iluminação e ainda a ampla faixa de sensibilidade e resolução das medidas obtidas. Contudo, os autores destacam a necessidade de uma distribuição de intensidade de tons de cinza aleatória na superfície do elemento a ser fotografado, fator denominado textura, e ainda a grande dependência das medidas em relação à qualidade do sistema de imagem utilizado. A textura natural do material, em especial em solos granulares, pode fornecer uma distribuição de intensidade de tons de cinza (contraste) que permita a diferenciação dos pixels nas imagens tomadas sequencialmente.

Segundo Oliveira, J. (2005) maiores definições da câmera digital permitem que texturas mais finas possam ser rastreadas. No caso de solos homogêneos, como as argilas, que não apresentam texturas naturais adequadas para a utilização da técnica CID, pode-se lançar mão

do uso de marcadores de textura, que devem ser incorporados ao solo em quantidade tal que não interfira no comportamento do material a ser estudado. Oliveira, J. (2005), estudando a interação solo-estrutura aplicada a dutos enterrados superficialmente em solos moles, utilizou 6,5 % em peso seco de marcadores na cor preta, especificamente frações de interesse do rejeito de carvão vegetal, por interferir minimamente nas propriedades do solo e apresentar baixa massa específica, favorecendo seu arraste durante o ensaio.

Estudo mais detalhado relacionado à quantificação e otimização da textura introduzida no solo foi conduzido por Stanier e White (2013). Os autores mostraram que através da introdução de uma quantidade ótima de textura artificial é possível aumentar a precisão dos resultados obtidos via CID tanto em argila quanto em areia. Tal metodologia é aplicada na presente pesquisa.

2.3.1 *Princípios básicos*

Conforme descrito por Pan et al. (2009) a análise de imagens se inicia pela definição da área de cálculo ou região de interesse (ROI) na imagem de referência previamente selecionada. Em seguida divide-se a ROI em regiões virtuais igualmente espaçadas (Figura 2.15a) e para cada região da malha virtual computam-se os deslocamentos entre imagens sucessivas para a posterior obtenção do campo total de deslocamentos. White et al. (2003) e Stanier e White (2013) referem-se à cada sub-região da malha de análise como *patch*. A tendência corrente, porém, é utilizar a denominação *subset* (ARSHAD et al., 2014; CHEN et al., 2016; STANIER et al., 2016a; STANIER et al., 2016b; TAKE, 2015; TENG et al., 2016, PAN et al., 2008; PAN et al., 2009) e por esse motivo essa será a designação dada no presente trabalho.

O processamento de imagens que ocorre na técnica CID para medir os deslocamentos (de pontos ou pixels) entre um par de imagens é representado na Figura 2.15. Para determinar os deslocamentos de um ponto P, define-se um *subset* de referência de lado L na Imagem 1 ($t = t_1$) com centro em P (x_0, y_0) que é utilizado para rastrear sua localização correspondente na Imagem 2 ($t = t_2$). Em algumas formulações, o *subset* pode ter forma circular no lugar de um quadrado, com tamanho representado pelo seu diâmetro. Conforme Pan et al. (2009) utiliza-se um *subset* de referência no lugar de um pixel individual para determinar a correspondência entre imagens, pelo fato do *subset* compreender um conjunto de pixels com maior variação de níveis de intensidade de cor no seu interior e que, por esse motivo, se distinguem por si só dos *subsets* circundantes, permitindo sua identificação precisa na imagem deformada.

Para encontrar a correspondência define-se uma área de busca na Imagem 2 (Figura 2.15b), que se estende de uma distância $s_{máx}$ em relação ao *subset* de referência, de modo a definir a zona em que o *subset* de referência será buscado.

Figura 2.15 – Processo de busca na análise CID: (a) imagem de referência; (b) imagem deformada. (Adaptado de Pan et al., 2009).

Take (2015) destaca que uma imagem digital é simplesmente uma matriz de intensidade de cores que armazena a informação de cor em cada ponto da imagem, e que as regiões de busca são áreas selecionadas de uma matriz maior de intensidade de cores que compreende toda a ROI. Conforme Scuri (2002) o sistema de coordenadas neste modelo matricial é “ [...] uma grade de números inteiros que descrevem a posição na matriz”. A Figura 2.16 ilustra o princípio de busca de um *subset* de referência tanto em termos visuais quanto em termos de uma matriz de valores de intensidade de cores.

É interessante notar que pode ocorrer não só translação, mas também distorção e/ou rotação do *subset* analisado entre as Imagens 1 e 2 (Figura 2.16). A consideração de tais tipos de deformação depende da chamada função de forma do *subset*, que descreve matematicamente como o *subset* de referência pode se deslocar e se deformar (STANIER et al., 2016b). Algoritmos mais simples assumem somente a translação (função de forma de ordem zero), enquanto outros mais sofisticados permitem ainda distorção ou rotação. A escolha do algoritmo de processamento das imagens deve ser, portanto, consistente com o tipo de deformação a ser medida.

O nível de similaridade entre o *subset* de referência na Imagem 1 e o *subset* buscado na Imagem 2 é avaliado por um critério de correlação pré-definido, que segundo Pan et al. (2009) pode ser categorizado em dois grupos: critério CC e critério de correlação SSD, que são relacionados entre si.

Figura 2.16 – (a) Imagem 1 expressa como imagem e como matriz de intensidade de pixels; (b) Imagem 2 após um deslocamento de 2 pixels para baixo. (Adaptado de Take, 2015).

O primeiro grupo é o de correlação cruzada, que busca a máxima correlação da intensidade de cor dos pixels entre imagens sequenciais, podendo-se citar os critérios de correlação cruzada (CC), correlação cruzada normalizada (NCC) e correlação cruzada zero-normalizada (ZNCC). Já o segundo grupo, referenciado por critério da soma do quadrado das diferenças, visa encontrar a mínima diferença na intensidade de cor dos pixels entre a imagem de referência e a imagem deformada, encontrando-se nesse grupo os critérios da soma do quadrado das diferenças (SSD), soma do quadrado das diferenças normalizado (NSSD) e soma do quadrado das diferenças zero-normalizado (ZNSSD). Um resumo das funções mais utilizadas é apresentado na Tabela 2.2.

A posição do *subset* deformado na Imagem 2, correspondente ao *subset* de referência, é determinada quando se encontra o pico da distribuição do coeficiente de correlação, quando utilizadas funções do tipo CC. Essa função dá origem a uma superfície de correlação normalizada que indica o grau de correspondência entre as imagens (Figura 2.17). O maior pico na superfície indica o vetor de deslocamento do *subset* de referência. A superfície de correlação é avaliada para intervalos de pixels individuais (inteiros) e para estabelecer o vetor de deslocamento a nível de subpixel (entre pixels) é ajustada uma função de interpolação (usualmente bicúbica) para formar uma função contínua na região próxima ao pico de

correlação. Essa análise é repetida para a totalidade da malha ROI para a obtenção do campo de deslocamentos entre o par de imagens analisado.

Tabela 2.2 – Definição das funções de correlação mais utilizadas

Critérios SSD	Critérios CC
$SSD(m, n) = \left[\sum_{i=0}^{M-1} \sum_{j=0}^{N-1} f(i, j) - \sum_{i=0}^{M-1} \sum_{j=0}^{N-1} g(i + m, j + n) \right]^2$	$CC(m, n) = \sum_{i=0}^{M-1} \sum_{j=0}^{N-1} f(i, j) g(i + m, j + n)$
$ZSSD(m, n) = \left[\sum_{i=0}^{M-1} \sum_{j=0}^{N-1} [f(i, j) - \bar{f}] - \sum_{i=0}^{M-1} \sum_{j=0}^{N-1} [g(i + m, j + n) - \bar{g}] \right]^2$	$NCC(m, n) = \frac{\sum_{i=0}^{M-1} \sum_{j=0}^{N-1} f(i, j) g(i + m, j + n)}{\sqrt{\sum_{i=0}^{M-1} \sum_{j=0}^{N-1} [f(i, j)]^2} \sqrt{\sum_{i=0}^{M-1} \sum_{j=0}^{N-1} [g(i, j)]^2}}$
$ZNSSD(m, n) = \left[\frac{\sum_{i=0}^{M-1} \sum_{j=0}^{N-1} [f(i, j) - \bar{f}]}{\sqrt{\sum_{i=0}^{M-1} \sum_{j=0}^{N-1} [f(i, j) - \bar{f}]^2}} - \frac{\sum_{i=0}^{M-1} \sum_{j=0}^{N-1} [g(i + m, j + n) - \bar{g}]}{\sqrt{\sum_{i=0}^{M-1} \sum_{j=0}^{N-1} [g(i, j) - \bar{g}]^2}} \right]^2$	$ZNCC(m, n) = \frac{\sum_{i=0}^{M-1} \sum_{j=0}^{N-1} [f(i, j) - \bar{f}] [g(i + m, j + n) - \bar{g}]}{\sqrt{\sum_{i=0}^{M-1} \sum_{j=0}^{N-1} [f(i, j) - \bar{f}]^2} \sqrt{\sum_{i=0}^{M-1} \sum_{j=0}^{N-1} [g(i, j) - \bar{g}]^2}}$

*(M e N são as dimensões da imagem, em pixels; f e g são as duas imagens consecutivas; $\bar{f}$ e $\bar{g}$ são os valores médios de intensidade das imagens; e i e j são os incrementos de deslocamento entre as duas imagens nas direções horizontal e vertical, respectivamente).

Fonte: Chen et al., 2016.

Outras interpolações de subpixel são encontradas na literatura, podendo-se citar interpolação bilinear, interpolação B-spline bicúbica e interpolação spline bicúbica (PAN et al., 2009). Conforme Schreier, Braasch e Sutton (2000), são preferíveis interpolações de maior ordem, como a interpolação cúbica, por reduzir os erros sistemáticos inerentes aos algoritmos de correlação cruzada.

Figura 2.17 – Identificação do pico de correlação cruzada (valores inteiros de pixel) (Stanier et al., 2016b).

Conforme Stanier e White (2013) a escolha do tamanho do *subset* deve ser feita considerando dois aspectos que se opõem: se por um lado menores dimensões permitem uma

malha de deslocamentos mais refinada, *subsets* de maiores dimensões aumentam a acurácia das medidas de deslocamentos obtidas. A precisão da técnica CID em função do tamanho do *subset* foi estudada por White et al. (2003) que forneceram uma expressão empírica conservadora para calcular o erro de aleatório (ρ_{pixel}) em função da dimensão (L) do *subset*, dada pela Eq. (5).

$$\rho_{pixel} = \frac{0.6}{L} + \frac{150000}{L^8} \quad (5)$$

Para propor a Eq. (5) os autores consideraram L entre 6 e 50 pixels.

Stanier et al. (2016b) recomendam um L inicial de 24 a 48 pixels como ponto de partida para que possam ser conduzidos refinamentos por tentativa e erro, caso necessário. Os autores ainda recomendam, para fins geotécnicos, que cada *subset* contenha um mínimo de 10 partículas contrastantes em cada direção (total de 100 partículas) para se ter melhor chance de se obter os deslocamentos reais do *subset*.

Um fator adicional que afeta diretamente na precisão da técnica CID refere-se à textura da imagem, conforme já mencionado anteriormente, fator considerado por Take (2015) como principal influência na precisão e acurácia da técnica CID. O referido autor define a textura da imagem como o parâmetro que descreve o grau de variação dos valores de intensidade dos pixels em uma imagem e indica situações nas quais a textura pode gerar correlações pobres e comprometer o uso da técnica CID. O autor mostra, portanto, a importância do chamado “*random speckle pattern*” que permite que o *subset* da imagem de referência tenha uma textura única suficiente para ser identificado nas imagens subsequentes.

2.3.2 Obtenção das coordenadas no espaço-objeto

Os deslocamentos obtidos na técnica CID são inicialmente medidos em pixels na imagem (coordenadas espaço-imagem) e devem ser convertidos para as coordenadas correspondentes no modelo ensaiado (coordenadas espaço-objeto), conversão representada pela transformação $U \Rightarrow X$. Os sistemas de coordenadas do espaço-imagem e do espaço-objeto são ilustrados na Figura 2.18.

Segundo White et al. (2003), no caso de fotografia digital de curta distância focal não se pode assumir que um único fator de escala possa ser utilizado para a conversão das coordenadas em pixel na imagem para a posição no espaço-objeto, em mm, devido às variadas fontes de distorção de imagem, tais quais: não-coplanaridade entre o sensor da câmera e o plano do objeto; distorção radial e tangencial das lentes da câmera; refração através da janela de

observação (superfície transparente) e o fato de que os pixels do sensor não são perfeitamente quadrados.

Figura 2.18 – Sistema de coordenadas do espaço-objeto e do espaço-imagem. (adaptado de White et al., 2003).

Considerando todos os fatores de distorção e baseando-se no trabalho de Heikkila e Silven (1997), White et al., (2003) estabeleceram um total de 14 parâmetros necessários para a transformação das coordenadas espaço-imagem para as coordenadas espaço-objeto. Eles se relacionam ao posicionamento da câmera (6 parâmetros), à distância focal, às coordenadas principais (interseção do eixo óptico com o plano da imagem), à distorção radial e tangencial das lentes da câmera (4 parâmetros) e à proporção de tela (*aspect ratio*). Tais parâmetros são determinados a partir da localização no espaço-imagem de uma série de alvos de referência (pontos de controle) cujas coordenadas no espaço-objeto são conhecidas. Do conjunto conhecido das coordenadas de U e X pode-se otimizar os parâmetros de transformação.

2.3.3 GeoPIV-RG

Conforme White e Take (2002) o GeoPIV é um módulo para MatLab que implementa a técnica CID de maneira adequada para uso em modelagem geotécnica. Os autores destacam que o campo de deslocamentos obtido se refere às coordenadas do espaço-imagem, sendo a conversão para o espaço-objeto um processo separado que deve ser realizado após a análise. Os princípios do sistema desenvolvido são apresentados por White et al. (2003).

De acordo com Stanier et al. (2016b) no GeoPIV são utilizados dois esquemas de processamento de imagens combinados, visando minimizar os erros aleatórios acumulados e manter as correlações a níveis toleráveis, quais sejam:

- Esquema “*leapfrog*”: a imagem de referência inicial é mantida como referência para todas as imagens posteriores (pode resultar em perda de correlação devido a grades deformações) até que o usuário indique a atualização da referência;
- Esquema sequencial: a imagem de referência é atualizada a cada nova análise (pode levar ao acúmulo dos erros aleatórios).

No GeoPIV o usuário deve fornecer (por tentativa e erro) o número de incrementos a ser executado utilizando o esquema “*leapfrog*” (chamado valor “*leapfrog*”) antes da atualização da imagem de referência e ainda o tamanho da área de busca (s_{busca}). Valores muito altos de s_{busca} resultam em ineficiência computacional quando se está analisando pequenos deslocamentos, porém o valor especificado deve ser superior ao máximo deslocamento esperado entre as imagens subsequentes analisadas, o que leva mais uma vez a um caso de tentativa e erro para alcançar o balanço entre acurácia e eficiência computacional (STANIER et al., 2016b).

Uma atualização do programa GeoPIV foi proposta por Stanier et al. (2016a), sendo denominada GeoPIV-RG e disponibilizada gratuitamente para a comunidade de pesquisa geotécnica. A nova versão implementada evita a necessidade do refinamento do processo por tentativa e erro tanto do valor “*leapfrog*” quanto do s_{busca} . Além disso o software é um dos mais recentes a incorporar funções de forma de maior ordem, que resultam em uma melhora no refinamento no deslocamento a nível de subpixel (STANIER et al., 2016b).

No GeoPIV_RG a função de forma utilizada é de 1ª ordem, que permite a combinação de translação, rotação, distorção e deformações normais. Os autores mostram que, em comparação com o GeoPIV, há uma redução da ordem de 100 vezes nos erros associados aos campos de deformação obtidos no GeoPIV_RG em função dos graus de liberdade adicionais advindos do uso da função de forma de 1ª ordem.

No novo algoritmo proposto, é utilizado o método “*inverse compositional Gauss-Newton* (IC-GN) descrito por Pan et al. (2013) em combinação com uma interpolação *bi-quintic B-spline* (CHENG et al., 2002) para otimizar os parâmetros de deformação de cada *subset* (nível de subpixel). Stanier et al. (2016b) mostram que este processo de interpolação permite reduzir significativamente o erro sistemático associado a movimentos translacionais de corpo rígido

quando comparado com o GeoPIV, que utiliza *bi-cubic splines* no processo de interpolação. Os autores destacam que minimizar os erros sistemáticos tem especial importância se o campo de deformações é obtido por meio da derivação dos campos de deslocamentos, visto que erros sistemáticos com comportamento periódico a nível de subpixel podem resultar em erros localizados no campo de deformações.

O processo de calibração para obtenção das coordenadas no espaço-objeto está embutido no programa GeoPIV_RG, sendo necessário somente entrar com as coordenadas dos pontos de controle utilizados. Os autores mostraram que o novo algoritmo é mais rápido e preciso e seu desempenho foi comprovado em estudos publicados em renomados periódicos (STANIER et al., 2016a; STANIER et al., 2016b), razão pela qual ele foi escolhido para a presente pesquisa. Ademais, os autores disponibilizam *online* tutoriais de uso e dados de um experimento para servir de base para o aprendizado das funcionalidades do programa.

Parâmetros de entrada do programa que devem ser definidos pelo usuário, além das imagens a serem analisadas, dizem respeito ao tamanho e espaçamento dos *subsets*, tolerância mínima aceitável para o coeficiente de correlação cruzada (ZNCC entre 0 e 1), coordenadas dos pontos de controle no espaço objeto e delimitação de possível área de exclusão para a análise.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Os procedimentos adotados na presente pesquisa basearam-se no desenvolvimento de um modelo físico em escala reduzida para o estudo do comportamento mecânico de dutos enterrados quando submetidos a variações do estado de tensões do solo circundante e para verificar a aplicabilidade da técnica CID em modelos geotécnicos. Neste sentido, nos itens subsequentes são detalhados os equipamentos desenvolvidos e utilizados, os materiais ensaiados, a instrumentação empregada e os procedimentos adotados para montagem e execução dos ensaios.

Todas as análises experimentais foram realizadas no Laboratório de Mecânica dos Solos e no Laboratório de Geossintéticos do Departamento de Geotecnia da EESC-USP.

3.1 Materiais ensaiados

3.1.1 *Propriedades do solo utilizado*

No presente trabalho foi utilizada uma areia pura denominada “areia Itaporanga”, proveniente de uma jazida localizada na rodovia SP-215 (km 154), próxima à cidade de São Carlos-SP. Os ensaios de caracterização e resistência realizados, em conjunto com a respectiva norma técnica de referência, são apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Ensaios realizados para a areia Itaporanga

Ensaio	Norma	Parâmetro
Análise granulométrica	NBR 7181/2016	Distribuição granulométrica
Massa específica dos sólidos	NBR 6508/1984	ρ_s
Índice de vazios máximo	NBR 12004/1990	$e_{máx}$
Índice de vazios mínimo	NBR 12051/ 1991	$e_{mín}$
Cisalhamento direto	ASTM D3080/2011	ϕ

A partir da análise granulométrica a areia foi classificada como SP de acordo com a classificação SUCS e sua curva granulométrica é apresentada na Figura 3.1. Trata-se de um material mal graduado com cerca de 80% de material correspondente à fração areia média e grãos com diâmetro médio (d_{50}) de 0,3 mm. O coeficiente de não uniformidade e o coeficiente de curvatura são, respectivamente, 1,79 e 1,05.

Figura 3.1 – Curva granulométrica da areia Itaporanga.

Os resultados dos ensaios de caracterização para determinação do índice de vazios mínimo e máximo e da massa específica dos sólidos, são resumidos na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Parâmetros da areia Itaporanga

Parâmetro	Valor
$e_{máx}$	0,66
$e_{mín}$	0,47
$\rho_{dmáx}$ (g/cm ³)	1,80
ρ_{dmin} (g/cm ³)	1,60
ρ_s (g/cm ³)	2,647

Foram ainda realizados ensaios de cisalhamento direto, com material seco, para as densidades relativas de 50%, 75% e 100%, considerando um nível de tensões normais (σ) muito baixo (10, 20 e 40 kPa), representativo dos ensaios a serem realizados neste trabalho, e um nível de tensões maior, de 40, 100 e 200 kPa. A intenção era verificar a influência da compactidade e do nível de tensões nos parâmetros de resistência do material. Conhecido o volume do recipiente (anel) no qual o corpo de prova seria ensaiado, calculou-se a massa de material referente à cada densidade relativa desejada e submeteu-se o conjunto anel/corpo de prova à vibração até se atingir o volume desejado. Os ensaios foram realizados na velocidade de 0,5 mm/min.

As envoltórias de resistência de Mohr-Coulomb para cada uma das compactidades analisadas são apresentadas na Figura 3.2, referente às tensões normais de 10, 20 e 40 kPa, e na

Figura 3.3, correspondente às tensões de 40, 100 e 200 kPa. Os ensaios realizados com tensão normal de 40 kPa foram utilizados para a determinação das envoltórias nos dois níveis de tensão considerados. Foram definidos ajustes lineares com coeficiente linear igual a zero por se tratar de areia pura (coesão nula). O ângulo de atrito e o coeficiente de correlação de cada um dos ajustes estão resumidos na Tabela 3.3.

Figura 3.2 – Envoltórias de resistência para tensões normais de 10, 20 e 40 kPa.

Figura 3.3 - Envoltórias de resistência para tensões normais de 20, 100 e 200 kPa.

Tabela 3.3 – Ajustes dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto

	$\sigma = 10,20,40\text{kPa}$		$\sigma = 40,100,200\text{kPa}$	
D_r (%)	ϕ (°)	R^2	ϕ (°)	R^2
50	35,7	0,9939	34,6	0,9999
75	38,5	0,9885	34,8	0,9960
100	41,0	0,9879	37,3	0,9880

Como esperado, o ângulo de atrito aumenta para maiores densidades relativas e diminui com o aumento do nível de tensões, em especial para as densidades relativas de 75% e 100%, com reduções da ordem de 3,6°. É provável que essa diminuição seja devida à redução da dilatância para maiores níveis de tensão normal. Na Figura 3.4 os resultados são apresentados em conjunto, considerando todas as tensões normais ensaiadas, e a envoltória de resistência é definida em termos de um ajuste linear e também de um ajuste não-linear do tipo polinomial de ordem 2, ambos com intercepto de coesão nulo. A regressão não-linear apresentou melhor ajuste que a regressão linear para as maiores densidades relativas (75 e 100%), destacando a tendência de redução do ângulo de atrito com o aumento das tensões normais. Dessa forma é importante considerar os parâmetros de resistências adequados para cada situação analisada, visto que tais parâmetros não são constantes.

Figura 3.4 – Envoltórias de resistência ajustadas: linear e não linear. (a) $D_r = 50\%$ (b) $D_r = 75\%$ (c) $D_r = 100\%$.

Os gráficos da Figura 3.5 e da Figura 3.6 reforçam as tendências discutidas anteriormente. No primeiro (Figura 3.5), o comportamento ressaltado diz respeito ao acréscimo no valor do ângulo de atrito de pico com o aumento da compacidade do material, tanto para o baixo nível de tensões (10, 20 e 40 kPa) quanto para o alto nível (40, 100 e 200 kPa). Porém, para menores tensões normais a taxa de crescimento do ângulo de atrito (inclinação da reta de

ajuste) com o aumento da compactação é mais pronunciada, indicando que para menores tensões a densidade relativa tem maior influência na resistência da areia utilizada.

Figura 3.5 – Ângulo de atrito em função da densidade relativa do solo.

A Figura 3.6, por sua vez, busca destacar a influência da tensão normal na resistência ao cisalhamento da areia utilizada. Neste caso, os valores para o ângulo de atrito de pico para cada tensão normal foram determinados individualmente, para cada par (σ, τ) . Observa-se, assim como na Figura 3.4, que a tensão normal teve maior influência para as densidades relativas de 75 e 100%, de modo que o ângulo de atrito apresentou um comportamento decrescente e tendendo a um valor assintótico com o aumento do nível de tensão.

Figura 3.6 – Ângulo de atrito em função da tensão normal.

3.1.2 Propriedades dos tubos utilizados

Para os ensaios foram utilizados tubos de alumínio de 49,3 mm de diâmetro externo (D) e 0,5 mm de espessura (t). Como não foram encontrados tubos comerciais na espessura desejada optou-se por adquirir tubos extrudados de 1,27 mm de espessura (menor espessura encontrada) e submetê-los a um processo de torneamento para redução dessa dimensão (Figura 3.7). Para os ensaios com o tubo disposto na direção transversal no interior da caixa de ensaios foi utilizado um tubo com 450 mm de comprimento, enquanto que para o tubo a ser disposto na direção longitudinal foi utilizado um tubo de 1500 mm de comprimento.

A liga de alumínio utilizada, conforme especificações do fabricante, possui peso específico de 2,71 g/cm³, módulo de elasticidade de 70 GPa, limite convencional de escoamento mínimo especificado de 110 MPa e valor típico esperado de 189 MPa. Desse modo, a deformação correspondente ao limite plástico encontra-se na faixa de 0,16% (mínimo especificado) a 0,27 % (típico esperado).

Figura 3.7 – Redução da espessura dos tubos por torneamento.

O alumínio foi escolhido por possuir menor módulo de elasticidade, em relação a outros metais. A espessura de parede especificada visou reproduzir um comportamento flexível do sistema solo/duto, buscando-se uma relação D/t em torno de 100 para que o duto pudesse se deformar mesmo sujeito a um baixo nível de tensões. Assim, com as dimensões consideradas, a relação D/t final foi de 98,6. De fato, a rigidez relativa do sistema, calculada pela Eq. (1), considerando $\nu = 0,3$ e E_s variando entre 10 e 25 MPa (valores compatíveis com o baixo nível de tensões do modelo) se encontra no intervalo de 2348 e 5869, que corresponde a um sistema flexível, conforme classificação apresentada na Tabela 2.1.

3.2 Projeto da caixa de ensaios

O principal objetivo da caixa de ensaios foi permitir a construção de uma encosta (talude), de modo que se reproduza o comportamento do sistema solo/duto submetido a variação do estado de tensões no interior do maciço e a um potencial movimento de massa gravitacional.

Inspirando-se nos trabalhos de Moriwaki et al. (2004) e Montrasio (2007), desenvolveu-se uma caixa de ensaios composta por duas seções articuladas: uma horizontal e outra de inclinação variável, permitindo assim a alteração do estado de tensões no interior da massa de solo. Essa configuração visou reproduzir uma suavização da encosta próximo ao seu pé e ainda afastar a condição final de contorno (limite da caixa) da porção do modelo a ser analisado (seção inclinável). Para a visualização do modelo e ser possível realizar a aquisição de imagens, a face frontal foi construída com duas placas de vidro laminado sobrepostas e com 5 mm de espessura cada uma.

Para a definição das dimensões iniciais da caixa tomou-se como ponto de partida as dimensões do tubo utilizado nos modelos, cujo diâmetro (D) foi fixado em aproximadamente 50 mm (49,3 mm). Essa dimensão mostrou-se adequada tanto para a instrumentação a ser utilizada quanto para viabilizar o projeto da caixa de ensaios.

Com o intuito de minimizar a influência das condições de contorno na distribuição de tensões e deformações no interior do modelo é importante adotar uma distância e adequada entre as paredes do tubo e da caixa de ensaios. Costa (2005) enumera alguns valores indicados na literatura para a razão e/D . Neste trabalho seguiu-se as recomendações de Bueno (1987), Brachman et al. (2000) e Costa (2005), que recomendam uma razão e/D igual ou superior a 3. A largura da caixa de ensaios foi fixada em 500 mm em decorrência da largura das peneiras (560 mm) presentes no difusor do equipamento de chuva de areia que foi utilizado para a preparação do solo. Dessa forma a razão e/D do modelo foi de 4,5, que, conjuntamente com a aplicação de película de PTFE (teflon) na lateral posterior da caixa (parte interna), minimizou de forma considerada satisfatória a interferência do atrito lateral.

Nas faces de vidro considerou-se que o atrito de interface era muito inferior ao ângulo de atrito interno do solo, de modo que sua influência no movimento do solo no interior da caixa foi desprezada. Cheuk, White e Bolton (2008), por exemplo, baseando-se em trabalhos anteriores, consideraram uma faixa entre 10 a 15° para o ângulo de atrito de interface entre a areia por eles utilizadas e o vidro.

A definição da altura interna das paredes da caixa de ensaios baseou-se nas indicações de Costa (2005), segundo o qual deve ser possível atingir uma altura de cobertura do duto de

até $5D$. Desse modo, com $D = 50$ mm e considerando a altura da camada de solo sobre a qual o duto seria instalado fixou-se a altura interna da caixa em 500 mm para viabilizar a utilização da caixa desenvolvida em trabalhos futuros com diferentes alturas de cobertura do duto e profundidades de enterramento.

O comprimento da caixa de ensaios, por sua vez, foi definido principalmente em função da viabilidade para construção e montagem do ensaio, visto a quantidade de material envolvida na preparação do modelo. Ao mesmo tempo, a intenção era adotar uma dimensão satisfatória para submeter o duto do modelo a um nível de tensões suficiente para gerar respostas passíveis de leitura pela instrumentação adotada. Nesse sentido, foi definido um comprimento de 1,4 m para a seção inclinável e 0,7 m para a seção horizontal, dimensões adequadas para o equipamento de chuva de areia a ser utilizado.

Após a definição das dimensões principais da caixa de ensaios seguiu-se às etapas de concepção de seu projeto estrutural, que deveria inicialmente atender aos seguintes critérios:

- Solução para a interseção entre as seções inclinável/horizontal: deveria ser tal que garantisse a estanqueidade conforme o aumento da inclinação da seção inclinável, com mínima deformação lateral das paredes da caixa;
- Rigidez: garantir mínimas deformações da estrutura visando não interferir no comportamento do modelo ensaiado;
- Solução econômica para erguer a seção inclinável até um ângulo máximo de 40° com resolução mínima de $0,5^\circ$ e segurança para manter um mesmo nível de inclinação por um longo tempo;
- Versatilidade: permitir aplicação em pesquisas futuras com enfoques diversos daquele apresentado no presente trabalho;
- Facilidade montagem/desmontagem do ensaio.

O primeiro desafio durante a concepção estrutural foi encontrar a melhor solução para permitir o fechamento lateral entre as seções da caixa de ensaios, região representada pela área A, em cinza, na Figura 3.8a. O procedimento adotado foi criar a estrutura da seção horizontal com um chanfro de 130° , com fechamento lateral posterior em chapa de aço de $\frac{1}{4}$ " de espessura e fechamento lateral frontal em vidro laminado (2 placas de 5 mm de espessura) de forma que, quando a seção inclinável fosse elevada, o fechamento da seção horizontal acompanhasse a rotação imposta, entrando no plano da base da caixa de ensaios, conforme o esquema apresentado na Figura 3.8b. Para garantir o travamento lateral, o vidro e a chapa de aço foram

interligados ao longo de seu contorno superior por guias lineares conforme apresentado na Figura 3.9.

Figura 3.8 – Solução para o fechamento lateral da caixa de ensaios. (a) Região A a ser fechada lateralmente; (b) fechamento lateral móvel com estrutura fixa na seção horizontal.

O próximo passo foi definir um sistema de erguimento da seção inclinável capaz de levantar cerca de 600 kg de solo mais o peso próprio da estrutura, de preferência por meio de operação manual, para viabilizar financeiramente o projeto. Analisando as alternativas disponíveis optou-se por um pistão hidráulico com bomba de acionamento manual (alavanca), com diâmetro de 8 cm, curso máximo do embôlo de 500 mm e capacidade de 8 toneladas. O sistema de levantamento foi projetado de tal forma que, com o acionamento do embôlo, duas rodas corresse sobre cantoneiras na base da seção inclinável, conforme a Figura A.17a (Apêndice A). Mais detalhes do sistema de levantamento projetado são apresentados na Figura A.15 do Apêndice A. Para o controle da inclinação foi fixado na seção inclinável um transferidor com resolução de $0,5^\circ$ e curso de 40° . Contudo, destaca-se que o equipamento final construído permitiu um levantamento máximo de 38° e não os 40° especificados em projeto, pois atinge-se o curso máximo do pistão, o que provavelmente ocorreu por algum erro na etapa executiva.

A estrutura da caixa foi confeccionada com perfis quadrados metálicos com aresta igual a 50,8 mm e 1,5 mm de espessura, perfis com 25,4 mm de aresta e 3 mm de espessura e ainda perfis quadrados maciços com 25,4 mm de aresta. Detalhes da estrutura podem ser vistos no Apêndice A. Para o fechamento lateral foram utilizadas chapas de aço de 6,35 mm de espessura e vidro laminado de 10 mm de espessura (face frontal). Com o objetivo de enrijecer lateralmente

a estrutura, foram adicionados reforços em aço de 6,35 mm de espessura ao longo do comprimento e em ambos os lados da caixa, conforme apresentado na Figura 3.9.

Para facilitar a montagem e dar maior versatilidade ao equipamento, na interseção entre as seções horizontal e inclinável foi previsto um encaixe para uma chapa móvel, que viabiliza a preparação do solo no interior da caixa de forma individualizada nas seções. Os fechamentos laterais, denominados comportas, são removíveis para facilitar a desmontagem do modelo. Visando facilitar a saída dos fios da instrumentação foram previstos furos de 8 mm de diâmetro ao longo da chapa de fechamento posterior da caixa, tampados com parafusos M8, quando não utilizados.

A representação final da caixa de ensaios desenvolvida é apresentada na Figura 3.9.

Figura 3.9 – Representação da caixa de ensaios desenvolvida.

Para a aquisição das imagens foi previsto um suporte removível na lateral da caixa, para ser fixado nos reforços da caixa de ensaios, com o intuito de manter fixa a posição relativa entre a câmera e a seção inclinável ao longo dos ensaios. O suporte é composto de cantoneiras de abas iguais de 25,4 mm e espessura de 3,18 mm, e sua fixação é feita por aparafusamento nos reforços centrais da seção inclinável (Figura 3.10). A distância entre a face frontal da caixa e a câmera pode ser ajustada no suporte entre as medidas de 87 e 102 cm.

Figura 3.10 - Fixação da câmera digital solidarizada com a caixa de ensaios.

Adicionalmente viu-se a necessidade de estabelecer um ambiente padrão de iluminação para os ensaios, de modo a excluir a interferência da iluminação externa e buscar a obtenção de imagens com iluminação uniforme tanto no domínio espacial quanto temporal. Dessa forma todas as janelas da sala de realização dos ensaios foram cobertas e foi adicionado ao suporte da câmera um suporte para dois refletores LED de 10W, conforme apresentado na Figura 3.11. Atrás da câmera foi instalada ainda uma cortina preta para evitar possíveis reflexões de luz na face de vidro do modelo.

Figura 3.11 – Detalhe da instalação dos refletores LED.

Após testes iniciais, foram observados problemas de vedação na região da seção horizontal próxima aos fechamentos laterais, devido à sua movimentação solidária ao erguimento da seção inclinável (Figura 3.12b). Para solucionar essa questão foi fixado um conjunto composto por fixador metálico, uma tira de nylon e geotêxtil não-tecido nas arestas internas da caixa, material que impediu de forma eficiente a saída de material do interior do modelo e ainda permitiu o deslizamento praticamente sem atrito com as paredes laterais.

Figura 3.12 – Detalhes do conjunto montado para vedação: (a) localização das vedações; (b) desenho esquemático com elementos componentes (seção transversal).

3.3 Instrumentação do tubo

3.3.1 Transdutor de deslocamentos do tubo (TDT)

Buscando a determinação dos deslocamentos de uma seção pré-definida do tubo durante os ensaios, foi confeccionado um transdutor de deslocamentos com base nos trabalhos de Bueno (1987) e Costa (2005).

O transdutor, designado neste trabalho por TDT (transdutor de deslocamentos do tubo), é composto por 8 tiras de aço-mola, também denominadas pernas, de 6 mm de largura e 0,2 mm de espessura, fixadas a uma base cilíndrica em *nylon* de 20 mm de diâmetro e 25 mm de comprimento com um furo roscado em um dos lados para se fixar à uma haste de suporte, de forma a manter fixa a posição do transdutor no interior do tubo (Figura 3.13). Dessa forma o instrumento busca medir, simultaneamente, os deslocamentos radiais em oito pontos distintos, defasados de 45°, em torno da seção analisada do duto.

contrários. A ligação dos dois *strain-gages* em cada perna foi feita em meia ponte de Wheatstone, conforme a Figura 3.14, onde E1 e E2 referem-se aos *strain-gages* superior e inferior e R3 e R4 à resistores internos do aparelho de medição.

Figura 3.14 - Montagem em 1/2 ponte de Wheatstone.

Na configuração montada, os módulos das deformações de E1 e E2 são somados e, conseqüentemente, duplica-se o sinal de saída (ΔE), que é dado pela Eq. (6) a seguir:

$$\Delta E = \frac{V \cdot k}{4} (\varepsilon_1 - \varepsilon_2) \quad (6)$$

onde:

V - tensão de excitação (V);

k - fator do *strain-gage*;

ε_1 - deformação a ser medida em E1 (positiva);

ε_2 - deformação a ser medida em E2 (negativa).

Ressalta-se que as deformações a serem medidas em E1 e E2 dizem respeito à soma de deformações devidas às solicitações mecânicas e à variação de temperatura. Porém, devido à montagem realizada, a parcela de deformação correspondente à variação térmica é anulada, conforme a Eq. (6). Por esse motivo o circuito montado é compensado para a temperatura.

3.3.1.1 Etapas de construção do transdutor

Após o corte das pernas elas foram forjadas manualmente (Figura 3.15) conforme o projeto esquematizado na Figura 3.13. O próximo passo foi a colagem dos *strain-gages*, cujo desempenho depende também de uma técnica adequada de aplicação. Conforme Takeya (2010) “a maioria dos problemas de mau funcionamento são decorrentes da preparação, fixação e

proteção executadas de maneira incorreta” e por esse motivo tomou-se especial atenção durante essa etapa.

Figura 3.15 – Forjamento das pernas do transdutor.

Os materiais necessários para a aplicação dos *strain-gages* são apresentados na Figura 3.16 em que, da esquerda para direita, tem-se: lixa nº150 e nº400, gaze, hastes de algodão, álcool isopropílico, condicionador (Excel Sensores), neutralizador (Excel Sensores), adesivo a base de cianoacrilato (tipo *superbonder*), resina de silicone RK (Excel Sensores), fita adesiva, pinças e placa de vidro. Os materiais para manipulação dos *strain-gages*, como pinça e placa de vidro, foram devidamente limpos com álcool isopropílico antes de sua utilização, de modo a evitar a contaminação dos *strain-gages*.

Figura 3.16 – Materiais para aplicação dos *strain-gages*.

Os procedimentos adotados para aplicação dos *strain-gages* foram:

- a) *Preparação da superfície*: essa etapa é importante para garantir o máximo de aderência com o *strain-gage*, por meio do adesivo, garantindo uma área quimicamente limpa e com rugosidade adequada. A perna do transdutor foi fixada sobre uma base e a superfície que iria receber o *strain-gage* foi lixada (Figura 3.17a), em movimentos aleatórios, primeiramente com lixa nº150 (limpeza bruta) e, após a retirada dos resíduos, com lixa nº400 (limpeza fina) de modo a deixá-la plana e uniforme isenta de saliências e

reentrâncias. Seguiu-se a limpeza da superfície com gaze embebida em álcool isopropílico (desengraxante), sempre em sentido de dentro para fora da área de trabalho. Por último, com auxílio de hastes de algodão, foi feita a limpeza final com condicionador (Figura 3.17b) e neutralizador.

Figura 3.17 – Preparação da superfície: (a) Lixamento (b) Limpeza com condicionador.

b) *Preparação e posicionamento do strain-gage*: após a verificação da resistência do *strain-gage* com auxílio de um multímetro, o elemento sensor foi retirado de sua embalagem e colocado sobre uma placa de vidro limpa (Figura 3.18) com auxílio de pinças previamente limpas com álcool isopropílico. Sobre o *strain-gage* foi então aplicado um pedaço de fita adesiva transparente. Em seguida o conjunto fita/*strain-gage* foi cuidadosamente retirado da placa de vidro e posicionado no local desejado na superfície da perna recém preparada, por meio de marcações externas à perna. Com o correto posicionamento, a fita adesiva foi cuidadosamente levantada por uma de suas extremidades até a exposição da face do *strain-gage* a ser colada, mantendo-se a outra extremidade da fita colada na peça.

Figura 3.18 – Preparação do *strain-gage*.

c) *Fixação do strain-gage*: o adesivo foi aplicado na superfície da peça e logo em seguida retornou-se com a fita adesiva na posição de colagem (Figura 3.19) com auxílio de uma gaze, de modo a expulsar qualquer excesso de adesivo ou bolhas de ar. Aplicou-se então pressão com o dedo sobre o *strain-gage* por cerca de 2 minutos para garantir a colagem. Finalmente a fita adesiva foi retirada por uma de suas extremidades.

Figura 3.19 – Colagem do *strain-gage* na peça.

- d) Impermeabilização e proteção:* logo após a colagem foi aplicada uma fina camada de resina de silicone sobre o *strain-gage* para sua proteção.

Após a aplicação dos 16 *strain-gages* as pernas foram fixadas na base do TDT com parafusos e adesivo tipo *superbonder* e as esferas de aço coladas em cada uma das pernas, conforme a Figura 3.13. Seguiram-se os procedimentos de colagem dos terminais auxiliares na base do transdutor e ligação dos fios em $\frac{1}{2}$ ponte de Wheatstone por meio de soldagem (Figura 3.20). Após a verificação das soldas e da correta ligação dos fios, completou-se o procedimento de construção do TDT com a soldagem dos fios aos conectores do tipo DB9 para conexão ao aquisitor de dados I5000 da Vishay, disponível no Laboratório de Geossintéticos da EESC-USP.

Figura 3.20 – TDT confeccionado.

3.3.1.2 Calibração e repetibilidade do TDT

Para a calibração de cada perna do transdutor foi montado um pórtico para fixar o TDT horizontalmente e permitir a aplicação de deslocamentos prescritos por meio de um parafuso de rosca de 1,25 mm de passo. Os deslocamentos impostos foram medidos e controlados por meio de um relógio comparador digital com resolução de 0,001 mm e curso máximo de 13 mm. A Figura 3.21 representa o desenho esquemático do conjunto montado.

Figura 3.21 – Desenho esquemático do conjunto para calibração do TDT.

Por se esperar pequenos deslocamentos no tubo durante o ensaio, a calibração foi feita com incrementos de deslocamentos de 0,5 mm até se atingir um total de 6 mm, sendo a resposta do transdutor, em mV/V registrada no sistema de aquisição de dados. A tensão de excitação aplicada foi de 5V.

Para verificar as diferenças no sinal de saída durante o carregamento e o descarregamento de cada perna (histerese) foram medidos os sinais em ambos os trechos e observou-se uma diferença mínima, conforme pode ser visto na Figura 3.22, correspondente ao ciclo 1 de carregamento e descarregamento para a perna 1. Este comportamento foi observado para todas as pernas e para todos os ciclos de carregamento e descarregamento e por esse motivo o ajuste da reta de calibração de cada perna foi feito somente para o trecho de carregamento.

Para a verificação da repetibilidade das medidas foram aplicados, em média, 5 ciclos de carregamento e descarregamento para cada perna e a partir da média dos valores foram determinadas as retas de calibração, apresentadas da Figura 3.23 à Figura 3.26.

O número de ciclos foi baseado na recomendação de Hoffmann (2012) de que as medidas devem ser repetidas entre 4 e 5 vezes, se possível, pois assim a incerteza é obtida com confiabilidade suficiente para um esforço aceitável.

Figura 3.22 – Ciclo 1 de carregamento e descarregamento da perna P1.

Figura 3.23 – Curvas de calibração para as pernas 1 e 2 considerando a média dos carregamentos.

Figura 3.24 – Curvas de calibração para as pernas 3 e 4 considerando a média dos carregamentos.

Figura 3.25 – Curvas de calibração para as pernas 5 e 6 considerando a média dos carregamentos.

Figura 3.26 – Curvas de calibração para as pernas 7 e 8 considerando a média dos carregamentos.

A partir das equações das retas de calibração foram estimados os deslocamentos referentes aos dados obtidos nos carregamentos realizados, para verificar a diferença em relação aos deslocamentos reais medidos com o relógio comparador (impostos). A Figura 3.27 e a Figura 3.28 apresentam os deslocamentos estimados normalizados em relação ao deslocamento real para os diferentes carregamentos. Observa-se uma maior diferença para os níveis de deslocamento mais baixos (0,5 mm) e, no geral, uma diferença em torno de 4% em relação ao valor real em todas as pernas, o que foi considerado um erro aceitável, haja vista o processo de construção manual utilizado para a montagem do transdutor.

Adicionalmente foram calculados os parâmetros estatísticos amostrais, média e desvio padrão, e realizado o cálculo da incerteza (u), considerando a distribuição t de Student, que é a mais adequada no caso de um conjunto pequeno de dados. Dessa forma, definiu-se um nível de confiança de 95% e calculou-se a incerteza do valor médio de cada amostra (para cada perna)

a partir da Eq. (7), em que t é o valor da distribuição para uma dada confiabilidade, s o desvio padrão amostral e n é o número total de dados da amostra. A Tabela 3.4 apresenta os valores de t para diferentes níveis de confiança.

$$u = \frac{t}{\sqrt{n}} \cdot s \quad (7)$$

Figura 3.27 – Deslocamentos estimados normalizados para os diferentes carregamentos impostos ao TDT (pernas 1 a 4).

Figura 3.28 – Deslocamentos estimados normalizados para os diferentes carregamentos impostos ao TDT (pernas 5 a 8).

Tabela 3.4 – Valores de t e $t/\sqrt{n}$ (arredondados) para diferentes níveis de confiança

Número de dados (n)	Nível de confiança					
	68.3%		95%		99%	
	t	$t/\sqrt{n}$	t	$t/\sqrt{n}$	t	$t/\sqrt{n}$
2	1,84	1,3	12,7	8,98	63,7	45
3	1,32	0,76	4,3	2,48	9,9	5,7
4	1,2	0,6	3,2	1,59	5,8	2,9
5	1,15	0,51	2,8	1,24	4,6	2,1
6	1,11	0,45	2,6	1,05	4	1,7
8	1,08	0,38	2,4	0,84	3,5	1,2
10	1,06	0,34	2,3	0,71	3,3	1
20	1,03	0,23	2,1	0,48	2,9	0,6
200	1	0,07	1,97	0,14	2,6	0,2

Fonte: Adaptado de Hoffmann (2012).

Adotando-se o número de dados n apropriado e o valor de $t/\sqrt{n}$ associado (Tabela 3.4), foram calculadas, para cada uma das pernas, as incertezas para os deslocamentos estimados, considerando um nível de confiança de 95%. Os resultados são apresentados na Figura 3.29, a

partir da qual é possível concluir que a perna P2 apresentou maior incerteza nas medidas e ainda que, no geral, a incerteza variou entre 0,01 mm e 0,07 mm, o que permite concluir que o transdutor construído não apresenta resolução adequada para baixos valores de deslocamento, da ordem de centésimo de milímetro.

Figura 3.29 – Incertezas associadas aos deslocamentos de 0,5 a 5,0 mm para um nível de confiança de 95%.

3.3.2 Medidas de deformação do tubo

Os tubos utilizados nos modelos foram instrumentados, em uma determinada seção, com 8 *strain-gages* fixados na parede externa do tubo. No caso do duto posicionado na transversal no interior da caixa de ensaios, foi instrumentada somente a seção central, enquanto que para o duto longitudinal definiu-se a instrumentação de três seções: duas próximas aos pontos de fixação do tubo à caixa (distantes 50 mm do suporte fixador) e uma na posição correspondente ao centro da seção inclinável da caixa de ensaios. Em cada seção foram dispostos 4 *strain-gages* na direção longitudinal e 4 na direção transversal, conforme esquema apresentado na Figura 3.30.

Figura 3.30 – Disposição dos *strain-gages* na seção instrumentada.

Por questões de disponibilidade, foram utilizados *strain-gages* de diferentes tipos. No caso do tubo transversal foram utilizados *strain-gages* de fabricação da Excel Engenharia e Sensores Ltda e modelo PA-13-125BA-350-L, que apresenta resistência de 350 Ω , comprimento de 3,18 mm e largura de 1,52 mm (dimensões da grade sensora). Para o tubo longitudinal foram utilizados *strain-gages* fornecidos pela *Micro Measurements Group*, modelo EA-13-250BF-350, com resistência de 350 Ω , 6,35 mm de comprimento e 3,18 mm de largura (dimensões da grade sensora). Cada *strain-gage* compôs um circuito de ¼ de ponte de Wheatstone conforme a Figura 3.31, onde E1 refere-se ao *strain-gage* instalado e R2, R3 e R4 à resistores internos do aparelho de medição.

Figura 3.31 - Montagem em 1/4 ponte de Wheatstone.

O sinal de saída (ΔE) corresponde àquele fornecido pela Eq. (8) a seguir:

$$\Delta E = \frac{V \cdot k}{4} (\varepsilon_1) \quad (8)$$

onde:

V – tensão de excitação (V);

k – fator do *strain-gage*;

ε_1 - deformação a ser medida em E1.

A tensão de excitação utilizada foi de 5V e o fator do *strain-gage*, fornecido pelo fabricante, é igual a 2,11 para os *strain-gages* utilizados no tubo transversal, e igual a 2,105 para aqueles fixados no tubo longitudinal. Dessa forma, por meio da Eq. (8) foi possível calcular as deformações experimentadas pelo tubo a partir das leituras obtidas durante o ensaio. Ressalta-se que ambos os modelos de *strain-gage* utilizados são autocompensados para

temperatura para o alumínio e, portanto, as leituras obtidas dizem respeito somente às deformações devidas às solicitações mecânicas.

A instalação dos *strain-gages* foi feita segundo os mesmos procedimentos descritos no item 3.3.1.1 e para sua proteção, além da camada de silicone, foi adicionada uma camada de fita isolante. A Figura 3.32 apresenta um detalhe do tubo transversal instrumentado. As leituras foram iniciadas após a instalação do tubo no modelo, ou seja, as deformações decorrentes da adição de material sobre o tubo (altura de cobertura) também foram medidas.

Figura 3.32 – Detalhes da instrumentação instalada no tubo transversal.

3.4 Procedimentos de ensaio

Foi realizado um total de 4 ensaios em que foram investigados dois fatores: a posição do tubo em relação ao movimento da massa de solo e a densidade relativa do solo (D_r). O objetivo foi verificar a influência de tais fatores nas deformações sofridas pelo tubo, a partir dos resultados advindos da instrumentação instalada, e ainda na movimentação da massa de solo, a partir dos resultados obtidos via correlação de imagens digitais no programa GeoPIV_RG.

Foram estabelecidas duas posições para estudo: tubo disposto transversal ao movimento (tubo T) e tubo disposto longitudinal ao movimento (tubo L). O tubo T foi disposto na seção central da caixa de ensaios e fixado em suas extremidades por meio de fixadores emborrachados e firmemente aparafusados para evitar qualquer movimento dessa seção do tubo, buscando representar a situação real de campo representada na Figura 2.12. O tubo L, por sua vez, foi disposto no sentido longitudinal da caixa de ensaios, com eixo situando-se à meia largura da caixa. Sua fixação se deu em ambas as extremidades com o mesmo fixador utilizado para o tubo T. Este arranjo buscou estudar a evolução das tensões de tração à compressão de um duto

enterrado disposto longitudinalmente ao movimento de massa gravitacional, conforme a Figura 2.12.

As densidades relativas selecionadas foram de 111,5% e 58,2% para representar maciços densos (D) e fofos (F), respectivamente. As referidas compacidades foram atingidas por meio da técnica de chuva de areia.

O estado de tensões no interior do modelo foi alterado por meio da variação da inclinação da caixa ao longo do período de ensaio. Definiu-se uma variação de 5°/dia até o alcance do valor de 30°, seguindo-se com um aumento de 4° no dia seguinte e mais 1°/dia nos dias subsequentes até o início do escorregamento da superfície do modelo (valor situado entre 35 e 36°). O primeiro ensaio teve duração total de 25 dias e seus resultados serviram de balizamento para a definição da duração do restante dos ensaios, em que foi possível reduzir o tempo de ensaio, pois foram desprezáveis as alterações nas leituras da instrumentação após cessada a aplicação de incrementos na inclinação da caixa.

Um resumo dos ensaios, na ordem em que foram realizados, é apresentado na Tabela 3.5, em que a identificação dos ensaios foi feita vinculando a densidade relativa (D ou F) à posição do tubo (T ou L).

Tabela 3.5 – Síntese dos ensaios realizados

ID ENSAIO	D_r (%)	Posição do tubo	Duração (dias)
FT	58,2	Transversal	25
DT	111,5	Transversal	9
FL	58,2	Longitudinal	8
DL	111,5	Longitudinal	9

Obs: F – fofa; D – densa; T – transversal; L – longitudinal.

Nos tópicos subsequentes é detalhada a montagem dos ensaios.

3.4.1 *Preparação do solo nos modelos*

Para o preenchimento da caixa de ensaios foi adaptado o equipamento desenvolvido por Costa (2005), baseado no trabalho de Rad e Tumay (1987), e que atualmente encontra-se disponível no Laboratório de Geossintéticos da Escola de Engenharia de São Carlos – USP. Ele é composto por um pórtico de aço (porção refeita para o presente estudo), um reservatório superior móvel e um conjunto de peneiras situado abaixo deste e denominado difusor (Figura 3.33). Após a liberação da areia, que se dá por meio da abertura de uma escotilha no fundo do reservatório, ela passa pelo difusor e finalmente atinge a caixa de ensaios (Figura 3.34), se depositando e formando amostras mais homogêneas, segundo Costa (2005).

Figura 3.33 – Vista geral do equipamento de chuva de areia.

Figura 3.34 – Deposição de material com o equipamento chuva de areia.

Para melhor ajuste às dimensões da caixa de ensaios, foi construído um novo pórtico de aço com 250 cm de comprimento, 90 cm de largura e 196 cm de altura, que se movimenta por meio de rodas. O reservatório apresenta dimensões de 200 x 400 x 570 mm e o fundo pode ser escolhido dentre um conjunto de chapas com 65 orifícios cada e de diâmetros variados. O reservatório é ainda dotado de rodas que giram sobre canaletas em V, soldadas no topo da estrutura. Sua movimentação, em velocidade constante, se dá por meio de correias ligadas a um motor. A redução do motor é feita por meio de um redutor de 1:3000 auxiliado por um conjunto de catracas, que permite o movimento do reservatório de uma extremidade a outra em um tempo aproximado de 34 segundos. Como a velocidade do movimento é baixa, pode-se considerar sua

influência insignificante na densidade relativa do material depositado (KHARI; KASSIM; ADNAN, 2014).

O difusor, por sua vez, possui dimensões externas de 80 mm de altura, 305 mm de comprimento e 665 mm de largura, sendo acoplado ao reservatório por meio de barras roscadas. As duas peneiras no difusor possuem abertura de 6 mm e são defasadas de 45° entre si. A distância entre as peneiras é de 425 mm e a dimensão de cada uma é de 200 mm de largura por 560 mm de comprimento (Figura 3.35).

Figura 3.35 –Esquema do difusor. (a) vista superior (b) corte A-A. Dimensões em mm (Fonte: Costa, 2005).

Para a obtenção das diferentes densidades relativas da areia foi realizado um processo de calibração no qual foi mantida constante a distância entre o difusor e o topo da caixa de ensaios e alterada a descarga do material por meio da variação do diâmetro (Φ) dos orifícios da chapa do fundo do reservatório, que tem relação direta com sua porosidade (razão entre área dos orifícios e área total da chapa), conforme apresentado na Tabela 3.6.

Conforme Rad e Tumay (1987), a descarga do material é o fator de maior influência na densidade relativa. A altura de queda, o padrão de distribuição dos orifícios na chapa do fundo do reservatório e o tamanho da abertura das peneiras apresentaram efeitos menos pronunciados. E fatores como a distância entre reservatório e difusor, distância entre as peneiras e o número de peneiras, mostraram-se relativamente irrelevantes.

Tabela 3.6 – Porosidade da chapa de fundo do reservatório em função do diâmetro dos orifícios

Φ (mm)	Porosidade (%)
4	0,8
9	3,9
13	8,1
20	19,3

A altura de queda (H_q) é a distância entre a peneira inferior e a superfície da areia recém depositada e, dessa forma, ao longo da preparação do modelo ela inevitavelmente varia. Este parâmetro relaciona-se à velocidade de queda que a partícula de areia atingirá a superfície do modelo e, conseqüentemente, tem influência na compactação a ser obtida. Conforme destacado por Khari, Kassim e Adnan (2014), para H_q não influenciar na homogeneidade do modelo ao longo da espessura da camada final obtida é importante que essa distância seja superior à chamada altura de queda crítica.

A altura de queda crítica (H_{q_crit}) é a altura na qual a partícula atinge a velocidade terminal, ou seja, a partir de alturas superiores não há acréscimos de velocidade na chegada da partícula à superfície do modelo. O valor de H_{q_crit} depende da granulometria da areia utilizada, tendendo a ser maior para solos mais grossos, conforme verificado no trabalho de Khari, Kassim e Adnan (2014), no qual foram encontrados valores de 60, 50 e 45 cm para solos de diâmetro médio de 0,65, 0,53 e 0,33 mm, respectivamente. Lo Presti, Pedroni e Crippa (1992), baseado nos resultados de trabalhos experimentais de diversos autores, já indicavam, grosseiramente, um valor de H_{q_crit} próximo a 50 cm para areias e 75 cm para pedregulhos.

Para a areia utilizada neste trabalho não foi determinada a altura de queda crítica, mas sim verificado se, fixada a posição do difusor, a densidade relativa iria variar para duas posições limites da superfície da areia, quais sejam:

- a) limite inferior: posição correspondente ao fundo da caixa de ensaios e, portanto, à maior altura de queda possível durante a preparação do modelo ($H_q = 105$ cm);
- b) limite superior: posição correspondente ao topo da caixa de ensaios e, portanto, à menor altura de queda possível durante a preparação do modelo ($H_q = 53$ cm).

Para a avaliação de H_q a descarga de material foi mantida constante, ou seja, a chapa de fundo do reservatório não foi trocada. As amostras foram preparadas em recipientes cilíndricos (moldes) rígidos de acrílico com altura interna aproximada de 59 mm e diâmetro médio de 93 mm, que foram posicionados no interior da caixa de ensaios em diferentes posições e nos dois limites de altura de queda analisados. Para o limite superior, o molde foi colocado sobre uma placa de madeira apoiada nas laterais da caixa (Figura 3.36). Após a pesagem das amostras produzidas e com os valores de índice de vazios mínimo e máximo, foi possível determinar a densidade relativa obtida para cada altura estabelecida.

Figura 3.36 – Posicionamento dos moldes nas alturas de queda máxima e mínima.

Não foram observadas diferenças significativas quando alterada a posição do molde no interior da caixa de ensaios (mantido H_q constante) e nem entre as alturas de queda máxima e mínima. Isso sugere que H_{crit} é inferior ao valor mínimo utilizado de 52,4 cm e, portanto, acréscimos na altura de queda não influenciam na densidade relativa obtida. Desse modo foi possível manter fixa a posição do difusor durante a preparação do modelo.

Com o intuito de obter uma densidade mais fofa e uma mais compacta foram selecionadas para calibração duas chapas de fundo do reservatório, com diâmetro de orifícios de 20 mm e 9 mm, respectivamente. A síntese dos resultados encontrados é apresentada na Tabela 3.7, para o fundo com orifícios de 9 mm, e na Tabela 3.8 para o fundo com orifícios de 20 mm, em que foram analisadas cerca de 10 amostras para cada um dos casos.

Em ambas as situações (orifícios de 9 e 20 mm) se observa uma dispersão muito baixa dos valores, em especial quando se trata dos resultados da massa específica. A maior dispersão verificada no caso da densidade relativa deve-se ao fato do pequeno intervalo entre e_{max} e e_{min} , que implica em uma grande variação no valor de D_r para uma pequena variação no índice de vazios.

A densidade relativa de 111,5% obtida com a chapa de fundo de menor porosidade indica que este método de deposição de material permite obter amostras mais densas do que aquelas obtidas a partir do método normatizado pela ABNT (NBR 12051/1991) para determinação do índice de vazios mínimo.

Tabela 3.7 – Calibração do equipamento de chuva de areia para fundo com orifícios de 9 mm

	D_r (%)	ρ (g/cm ³)
Média	111,5	1,828
Desvio padrão	3,1	0,007
Coef. Variação (%)	2,8	0,407

Tabela 3.8 – Calibração do equipamento de chuva de areia para fundo com orifícios de 20 mm

	D_r (%)	ρ (g/cm ³)
Média	58,2	1,709
Desvio padrão	6,2	0,013
Coef. Variação (%)	10,6	0,756

3.4.2 Confeção dos modelos e execução do ensaio

Previamente à realização dos ensaios, a face posterior da caixa de ensaios (oposta à face de vidro) foi revestida com um tecido adesivado de fibra de vidro impregnado com PTFE de 0,08 mm de espessura para reduzir o atrito lateral. Material semelhante foi utilizado nas pesquisas de Bueno (1987) e Costa (2005). O fundo da caixa e a comporta posterior foram revestidos com lixas de granulação 60, que apresenta diâmetro médio de partícula de cerca de 0,27 mm, valor próximo ao diâmetro médio da areia utilizada. O objetivo era criar atrito e evitar uma superfície preferencial de movimentação no fundo da caixa.

Na seção central da face interna de vidro foi fixada uma película auto-adesiva transparente com um *grid* de pontos impressos pretos de 3 mm de diâmetro equiespaçados de 100 mm. Para dar contraste, por trás de cada ponto foi fixada fita isolante branca com 6 mm de diâmetro. Tais pontos de controle, cujas coordenadas são conhecidas, são utilizados no processamento no GeoPIV_RG para converter os deslocamentos calculados no domínio do espaço-imagem (em pixels) para coordenadas no domínio espaço-objeto (em mm), processo denominado calibração dos dados.

A calibração permite corrigir alterações advindas do movimento da câmera e de distorções na imagem que podem surgir em decorrência de fatores como não coplanaridade entre o sensor da câmera e a superfície alvo, distorção radial e tangencial da lente e refração no vidro (WHITE; TAKE; BOLTON, 2003). Segundo Teng, Stanier e Gourvenec (2016) usualmente são necessários um mínimo de 12 pontos de controle para permitir, de forma satisfatória, essa transformação. Na presente pesquisa, após o ajuste do *zoom* da câmera para atender o critério d_{50}/p (descrito adiante no item 3.6.1) viu-se a necessidade de adicionar mais 2 pontos de controle, de modo que o campo de visão da câmera compreendesse um total de 12 pontos (Figura 3.37).

Seguiu-se a instalação, no fundo da caixa, dos fixadores do tubo com altura ajustada para o tubo ficar posicionado à meia altura do modelo, resultando em uma relação $H/D = 3,55$. Assim, a altura de cobertura do tubo (H) foi de cerca de 17,5 cm.

Figura 3.37 – Região de interesse (ROI) com pontos de controle.

Com o equipamento de chuva de areia devidamente posicionado (difusor alinhado com laterais da caixa) iniciou-se então o preenchimento do interior da seção inclinável da caixa, até aproximadamente a altura de instalação do tubo (≈ 18 cm). Durante essa operação a interseção entre as seções inclinável e horizontal era separada por uma chapa móvel de aço (Figura 3.9). Após atingir o nível desejado (delimitado por uma linha horizontal traçada na película de PTFE) a superfície próxima à localização do tubo foi nivelada com o auxílio de um equipamento de vácuo.

A próxima etapa consistiu na instalação do tubo, com o TDT já posicionado em seu interior. Para o tubo T o TDT foi posicionado em sua seção central e para o tubo L na seção distante de 700 mm da comporta traseira da caixa de ensaios (detalhes da configuração de ensaio são apresentados no capítulo 4, na Figura 4.16). As extremidades do tubo foram vedadas com tampas de nylon, sendo que uma delas permitia a passagem dos fios do TDT por meio de uma fenda conectada a um furo, devidamente tampados com fita isolante após o ajuste dos fios (Figura 3.38). No caso do tubo T, a segunda tampa (mais próxima da face de vidro) foi recoberta com película PTFE para redução do atrito com a areia circundante. O Tubo T tem comprimento de 450 mm enquanto o tubo L uma extensão total de 1500 mm.

Figura 3.38 - Detalhe da saída dos fios do TDT do interior do tubo.

Após ser devidamente alinhado, o tubo foi firmemente preso nos suportes de fixação (Figura 3.39).

(a)

(b)

Figura 3.39 – (a) Tubo T e (b) Tubo L fixados na caixa de ensaios.

Para estabelecer o início das leituras (referência zero), os fios da instrumentação foram conectados ao aquisitor de dados modelo I5000 da Vishay (Figura 3.40a), cujo módulo apresenta 4 cartões com 5 canais cada um, totalizando 20 canais em cada módulo. A partir do acoplamento de 2 módulos foi possível realizar a aquisição de dados para o ensaio com o tubo L, que requereu um total de 34 canais (Figura 3.40b). A tensão de excitação aplicada foi de 5V e os dados obtidos foram armazenados em um micro-computador para posterior análise. As leituras foram retomadas após o fim do preenchimento da caixa, para que a “chuva de areia” não entrasse em contato com o sistema de medições. Finalizado o enchimento, até a cota de 40 cm, a superfície da areia foi cuidadosamente nivelada com auxílio do equipamento de vácuo.

Seguiu-se o preenchimento da seção horizontal e o posicionamento das células de tensão total, que foi feita simplesmente depositando material e ajustando a geometria com uma régua. A chapa móvel foi então retirada com auxílio de uma ponte rolante e fez-se o registro das leituras após a construção do modelo.

Figura 3.40 – Sistema de aquisição de dados: (a) aquisitor conectado ao micro-computador; (b) acoplamento de módulos para o ensaio com tubo L.

No mesmo dia da montagem, após sua finalização, foi iniciado o processo de levantamento da caixa de ensaios de 0° para 5° .

As imagens foram obtidas diariamente (mesmo horário) e em cada dia de ensaio foi tirada uma imagem antes e uma imagem após o acréscimo na inclinação da caixa, perfazendo, portanto, duas imagens por dia.

Após a finalização do ensaio, as células de tensão total foram retiradas e a caixa foi esvaziada por meio da abertura da comporta frontal e aumento da inclinação. Durante esse processo continuou-se a aquisição de leituras de modo a verificar o comportamento do duto no descarregamento.

3.5 Medidas de tensão no solo

Com o erguimento da seção inclinável espera-se que a massa de solo presente na seção horizontal da caixa de ensaios passe do estado de repouso para o estado passivo. Por esse motivo, visando ter uma estimativa do acréscimo de tensões horizontais desenvolvidas na seção horizontal do modelo, foram instaladas duas células de tensão total na massa de solo: a primeira, designada por CT1, localizada próxima à interseção entre as seções horizontal e inclinável e a segunda, denominada CT2, localizada próxima à comporta frontal, ou seja, na extremidade do modelo. O posicionamento exato das células em cada um dos ensaios é apresentado na Figura 3.41.

O primeiro ensaio (Ensaio FT) serviu de referência para determinação da melhor configuração do modelo, em especial no que diz respeito ao solo na região da seção horizontal da caixa de ensaios. Como ponto de partida a areia foi depositada de modo a atingir a cota de

40 cm na região próxima à interseção entre as seções inclinável e horizontal do equipamento (Figura 3.41a). A inclinação do talude formado correspondeu ao ângulo de repouso do material. Porém, observou-se que essa configuração não se mostrou adequada para o intuito de avaliar o acréscimo de tensões horizontais, pois a célula de tensão CT2 ficou muito próxima à superfície, não ocorrendo acréscimos de tensões horizontais na região.

Dessa forma adotou-se uma configuração alternativa no ensaio DT, seguido de ajustes extras, relativos ao posicionamento das células de tensão, para os ensaios DL e FL (Figura 3.41). A configuração final adotada mostrou-se adequada para o objetivo de medir o acréscimo de tensões horizontais no fim do modelo.

Figura 3.41 – Geometria do modelo e posicionamento das células de tensão total nos ensaios: (a) FT; (b) DT; (c) FL e DL.

Foram utilizadas células de interface de fabricação da *Kyowa Eletronic Instruments Co., Ltd.*, modelo BE-2KD, de capacidade máxima de 200 kPa cada uma. A calibração das células foi feita em uma caixa de paredes rígidas (24,5 x 30 x 14,5 cm), preenchida com a mesma areia utilizada nos ensaios (Figura 3.42). Foram obtidas curvas de calibração tanto para o estado fofo quanto para o estado denso da areia, cuja preparação foi feita pelo método de chuva de areia, assim como na preparação dos modelos. Após a devida instalação da célula no interior do solo, foram aplicadas pressões conhecidas ao conjunto por meio de uma bolsa inflável na tampa da

caixa (Figura 3.42). A resposta da célula aos incrementos de pressão, em mV/V, foi registrada por meio do aquisitor de dados I5000 da Vishay com tensão de excitação de 5V, mesma utilizada nos ensaios. Como se espera um baixo nível de tensões nos ensaios (da ordem de 20 kPa) foram aplicadas pressões na faixa de 7 a 40 kPa durante o processo de calibração.

Figura 3.42 – Conjunto para calibração das células de tensão total.

A Figura 3.43 apresenta os valores de tensão aplicada *versus* os valores de tensão estimados a partir da curva de calibração (ajuste linear) das células de tensão total, quando enterradas em areia densa e fofa. É importante ressaltar que os ajustes para as situações densa e fofa não foram os mesmos, daí a importância de buscar realizar a calibração na condição mais próxima possível às do ensaio definitivo.

Figura 3.43 – Resultados típicos da verificação da calibração das células (a) CT1 e (b) CT2 utilizadas nos ensaios.

3.6 Análise das imagens

A avaliação do movimento da massa de solo no interior do modelo foi mensurada por meio da técnica CID, que compara o padrão entre duas imagens sucessivas separadas por um

determinado período de tempo para a determinação de deslocamentos (BABA; PETH, 2012). Destaca-se que com o uso da técnica CID, por ser uma técnica não invasiva, o que se busca é inferir o comportamento do interior do modelo a partir dos deslocamentos determinados em sua superfície.

No presente trabalho, para a aquisição das imagens foi utilizada uma câmera digital de 18 Mpx de resolução, modelo EOS Rebel T5 da Canon com sensor CMOS. Já para o processamento das imagens foi utilizado o programa gratuito GeoPIV_RG, cuja descrição sobre o método computacional implementado e avaliação de desempenho podem ser encontrados em detalhes no trabalho de Stanier et al. (2016b). Este programa foi escolhido por ser um aperfeiçoamento do programa GeoPIV proposto por White, Take e Bolton (2003) e cujo desempenho foi comprovado em estudos publicados em renomados periódicos (STANIER et al., 2016a; STANIER et al., 2016b). Ademais, os autores disponibilizam *online* tutoriais de uso e dados de um experimento para servir de base para o aprendizado das funcionalidades do programa.

White et al. (2003) destacam que o desempenho da técnica CID aparenta ser superior a outras técnicas de medição com base em análise de imagens e ainda oferece precisão comparável a instrumentação local. O sucesso da análise depende, contudo, de se garantir boas condições para a aplicação da técnica. Fatores como textura, qualidade da imagem, tamanho do *subset* e iluminação devem ser levados em consideração antes de dar prosseguimento ao estudo, de maneira a se tirar o maior proveito possível dos benefícios inerentes à técnica CID. Maiores detalhes sobre fatores que interferem na análise são encontrados em Pan et al. (2008), Hall (2012), Take (2015), Chen et al. (2016) e Stanier et al. (2016b).

Stanier et al. (2016b), baseando-se em experiências anteriores com o uso da técnica CID, listaram uma série de requisitos necessários para garantir precisão na correlação cruzada. Nos itens subsequentes são detalhados os ajustes e estudos realizados na presente pesquisa visando garantir a aplicação e precisão nos resultados obtidos via técnica CID.

3.6.1 Relação d_{50}/p

Em uma imagem digital, cada pixel representa um valor numérico de intensidade de cor. Por esse motivo é importante que, para cada partícula de solo, exista um número suficiente de pixels para representá-la, relação denominada “resolução da partícula”. Essa relação é representada pelo valor d_{50}/p , onde d_{50} é o diâmetro médio das partículas do solo e p o tamanho do pixel ou escala da imagem, dada em mm/pixel.

Stanier et al. (2016b) mostram que baixas relações d_{50}/p , como 1 e 2, provocam erros sistemáticos e o efeito de *peak-locking*, que se refere à tendência dos deslocamentos estimados se aproximarem de valores inteiros de pixel (RAFFEL et al., 2007). Com o aumento da relação d_{50}/p o erro sistemático é reduzido e os deslocamentos estimados se aproximam do real (imposto). Os autores destacam, porém, que se os grãos apresentam cor uniforme, uma alta resolução de partícula pode resultar no desenvolvimento de “ruídos de correlação” indesejáveis com muitos falsos picos de correlação. O ideal, portanto, é que se tenha uma razão d_{50}/p elevada e o solo tenha textura com contraste suficiente para se ter uma ótima correlação. A análise da textura é melhor explorada no próximo subitem.

A Tabela 3.9 apresenta alguns valores de resolução de partícula que foram utilizados em estudos que empregaram a técnica CID. Nota-se que, dentre os trabalhos listados, nenhum empregou valor inferior a 3.

Tabela 3.9 – Resoluções de partícula empregadas na literatura

Literatura	d_{50} (mm)	d_{50}/p	Escala da imagem (mm/px)
White, Take e Bolton (2003)	0,44	4,4	0,1
Cheuk, White e Bolton (2008)	2,24 e 0,28	variável	0,09 a 0,11
Teng, Stanier e Gourvenec (2016)	0,51	4 18	$\approx 0,14$ $\approx 0,03$
Chen et al. (2016)	variável	3,75	variável

Na presente pesquisa decidiu-se trabalhar com uma razão $d_{50}/p \approx 4$, pois a partir desse valor os erros sistemáticos e o efeito de *peak locking* são minimizados e podem ser considerados desprezáveis (STANIER et al., 2016b). Da curva granulométrica da areia Itaporanga (Figura 3.1) extrai-se que $d_{50} = 0,3$ mm, portanto:

$$\frac{d_{50}}{p} = 4 \Rightarrow p = \frac{0,3}{4} = 0,075 \text{ mm}$$

Para atingir a escala da imagem de 0,075 mm/px ou 13,3 px/mm foi ajustado o *zoom* na câmera digital para abranger um campo de visão de cerca de 389 x 259 mm, que na imagem corresponde a 5184 x 3456 px (18 Mpx).

3.6.2 Qualidade da textura

Melhores picos de correlação na análise de imagens digitais estão diretamente relacionados à textura das imagens analisadas (Chen et al., 2016), fator considerado por

Take (2015) como principal influência na precisão e acurácia da técnica CID. O referido autor define a textura da imagem como o parâmetro que descreve o grau de variação dos valores de intensidade dos pixels em uma imagem e indica situações nas quais a textura pode gerar correlações pobres e comprometer o uso da técnica CID. O autor mostra, portanto, a importância do chamado “*random speckle pattern*” que permite que o *subset* da imagem de referência tenha uma textura única suficiente para ser identificado nas imagens subsequentes. Dessa forma, uma das primeiras tarefas ao se utilizar a técnica CID é considerar uma textura da imagem apropriada para o fim desejado.

No presente trabalho foi observado que a textura natural da areia utilizada não era adequada para aplicação da técnica CID, pois ao se processar as imagens no software GeoPIV_RG não foi possível atender, de forma alguma, as tolerâncias mínimas recomendadas para os chamados “*seed correlation coefficient*” e “*full-field correlation coefficient*” apresentados por Stanier et al. (2016a). Desse modo foi utilizado o método denominado *Artificial Seeding Ratio (ASR)* proposto por Stanier e White (2013) para a otimização da textura do solo.

A técnica *ASR* consiste em preparar misturas com diferentes proporções de areia colorida e, a partir das imagens obtidas de cada uma das misturas, obter a intensidade média dos pixels ($\overline{I_{px}}$) de cada imagem. As imagens referentes à textura natural (sem adição de areia colorida) e à textura saturada (100% de areia colorida) são utilizadas para definir os valores limites para a intensidade média dos pixels, seguindo-se o cálculo do valor *ASR* para cada mistura preparada, por meio da Eq. (9). Desse modo os valores *ASR* variam entre 0 (textura natural) e 1 (textura saturada).

$$ASR = \frac{(\overline{I_{px}} - \overline{I_{px,nat}})}{(\overline{I_{px,sat}} - \overline{I_{px,nat}})} \quad (9)$$

onde:

ASR – *artificial seeding ratio*;

$\overline{I_{px}}$ - intensidade média dos pixels da imagem;

$\overline{I_{px,nat}}$ - intensidade média dos pixels da imagem da textura natural;

$\overline{I_{px,sat}}$ - intensidade média dos pixels da imagem totalmente saturada.

Primeiramente foi preparada uma caixa de dimensões reduzidas (35x25x5,5 cm) com face frontal vazada para ser fixada na face de vidro da seção central da caixa de ensaios

(Figura 3.44). Como o objetivo era analisar, por meio de imagens, as diferentes texturas preparadas, não era necessário preencher toda a caixa de ensaios, mas somente uma porção em contato com a face transparente alvo das imagens tiradas. A câmera digital foi instalada no suporte acoplado à caixa da mesma forma que foi fixada nos ensaios definitivos.

Figura 3.44 – Aparato montado para obtenção das imagens para otimização da textura.

Foram preparadas 11 misturas, com variação da porcentagem de areia colorida de 0 a 100% com incrementos de 10% (Figura 3.45). A areia colorida utilizada foi a mesma areia dos ensaios, porém tingida com tinta nankin preta na proporção de 5 ml/kg de areia. Cada mistura foi depositada no interior da caixa pequena com auxílio de um funil e as fotos foram tiradas com a mesma escala da imagem dos ensaios definitivos (aproximadamente 13,3 pixels/mm). A iluminação foi padronizada assim como nos ensaios definitivos, com o uso de dois refletores LED de 10W. A câmera digital foi ajustada com uma abertura de f/5.6, uma sensibilidade ISO pequena e igual a 100, para redução de ruído, e distância focal de 42 mm. Foram tiradas fotos com tempos de exposição (velocidade do obturador) de 1/15, 1/13, 1/10, 1/8, 1/6 e 1/5 segundos, para se escolher posteriormente o valor que permitiria uma exposição uniforme da área de análise.

Figura 3.45 – Evolução da textura ao longo das 11 misturas produzidas.

Para a obtenção dos valores de $\overline{I_{px}}$ foi recortada de cada imagem uma janela de análise de 3500 x 1100 px de forma a excluir a interferência dos valores de intensidade dos pixels referentes aos pontos de controle (Figura 3.44), resultando em um total de 346 *subsets* de 100 pixels de diâmetro. As imagens resultantes foram então processadas no programa Matlab R2015a, por meio das seguintes etapas:

- leitura da imagem desejada: comando “`imread (filename)`”;
- transformação da imagem colorida (RGB) para uma imagem em tons de cinza, com intensidades variando de 0 a 255: comando “`rgb2gray (RGB)`”;
- obtenção da média das intensidades da imagem: comando “`mean2 (A)`”.

Para automatização do processo foi escrito um *script* de código para a execução dos comandos citados acima e geração de um arquivo com as intensidades médias das imagens correspondentes a cada uma das misturas e para cada um dos tempos de exposição analisados.

A variação dos valores de intensidade média $\overline{I_{px}}$ em função do grau de saturação da amostra e do tempo de exposição da câmera são apresentadas na Figura 3.46. Observa-se a variação dos valores, em uma mesma mistura, para diferentes velocidades do obturador, o que realça a importância de sempre manter todos os parâmetros de ajuste da câmera fixos durante o ensaio.

Figura 3.46 – Variação dos valores de intensidade média dos pixels em função do grau de saturação e velocidade do obturador.

Para a definição da mistura a ser utilizada nos ensaios, levou-se em consideração dois fatores: a mistura deveria fornecer textura suficiente para se obter bons picos de correlação na técnica CID e, ao mesmo tempo, para viabilizar sua produção, seria desejável minimizar a porcentagem de areia colorida adicionada.

A adequabilidade da textura foi avaliada com base em dois parâmetros, indicados por Stanier et al. (2016b): o desvio padrão das intensidades nos *subsets* (σ_{Is}) e a soma dos quadrados dos gradientes das intensidades dos pixels nos *subsets* (SSSIG). Stanier e White (2013) mostram que valores de σ_{Is} acima de 15 garantem um contraste suficiente nos *subsets*. O parâmetro SSSIG é uma forma alternativa de medir a qualidade da textura nos *subsets* e tem valor mínimo recomendado por Pan et al. (2008) de 1×10^5 para indicar uma textura adequada.

Os valores de σ_{Is} e SSSIG, para cada *subset*, são fornecidos pelo programa GeoPIV_RG após a geração da malha de análise. Para o estudo de otimização de textura foi definido o tamanho do *subset* igual a 100 px e um espaçamento entre os *subsets* também de 100 px. Como ponto de partida, os valores médios globais (todo o conjunto de *subsets*) de σ_{Is} e SSSIG foram comparados com os mínimos recomendados de 15 e 1×10^5 , respectivamente.

A Figura 3.47 apresenta o valor médio global de σ_{Is} em função do grau de saturação e da velocidade do obturador. A Mistura 1 corresponde à textura natural, sem adição de areia colorida, a Mistura 2 à textura com adição de 10%, em peso, de areia colorida e assim por diante, até a Mistura 11, com 100%, em peso, de areia colorida. A Figura 3.48, por sua vez, apresenta a média global dos valores de SSSIG em função do grau de saturação e da velocidade do obturador. A linha tracejada na Figura 3.47 e na Figura 3.48 correspondem aos limites mínimos recomendados para cada um dos parâmetros.

Figura 3.47 – Média global de σ_{Is} em função do grau de saturação e velocidade do obturador.

Observa-se que a Mistura 1 (textura natural) apresentou valores de $\sigma_{Is,med}$ abaixo de 15 independente da velocidade do obturador (Figura 3.47), o que justifica os pobres picos de correlação obtidos na análise realizada com o programa GeoPIV_RG. Constata-se ainda que uma adição de 10% de areia colorida já foi suficiente para atender aos requisitos mínimos tanto do σ_{Is} quanto do SSSIG, quando consideradas as médias globais.

Figura 3.48 – Média global de SSSIG em função do grau de saturação e velocidade do obturador.

Em relação à velocidade do obturador, os resultados mostraram que tanto σ_{Is} quanto SSSIG aumentam para menores velocidades (maiores tempos de exposição), e por esse motivo definiu-se o valor de 1/5s para uso nos ensaios definitivos. A Figura 3.49 apresenta a evolução de σ_{Is} com o valor de ASR calculado a partir da Eq. (9), considerando a velocidade do obturador de 1/5 s. É notável a influência da adição de areia colorida no valor de σ_{Is} e, como esperado, a partir de um certo valor de ASR um acréscimo nessa adição não traz mais benefícios, pelo contrário, visto que a mistura fica cada vez mais saturada e, portanto, com cor mais homogênea.

Figura 3.49 – Média global de σ_{Is} em função do valor ASR devido à adição de areia colorida (velocidade do obturador de 1/5 s).

Como visto, uma adição de apenas 10% de areia colorida elevou o $\sigma_{Is,med}$ de 11,5 para 19,8 (Figura 3.47) e o SSSIG_{med} de $2,0 \times 10^5$ para $4,8 \times 10^5$ (Figura 3.48) para uma velocidade do obturador de 1/5s. Dessa forma, a Mistura 2 atende aos critérios mínimos recomendados para estes parâmetros, quando consideradas as médias globais. Para se ter uma melhor ideia dos valores de σ_{Is} em toda malha de análise foram calculadas as porcentagens de *subsets* com σ_{Is}

inferior aos valores de 10 a 30 para as misturas 2 e 3. Os resultados são apresentados na Figura 3.50. O que se observa é que ambas as misturas apresentam praticamente a totalidade de *subsets* com σ_{Is} maior que 15, atendendo ao requisito mínimo recomendado. Porém, enquanto a Mistura 2 (ASR = 0,21) apresenta cerca de 99% de *subsets* com σ_{Is} inferior a 25, a Mistura 3 (ASR = 0,29) apresenta uma porcentagem somente de 18%, ou seja, ao longo da malha de análise a Mistura 3 apresentou maior aleatoriedade de textura, representado pelos maiores desvios padrões de intensidade de cor nos *subsets*. Por esse motivo a Mistura 3 foi selecionada para o prosseguimento dos ensaios definitivos, de maneira a garantir bons picos de correlação no processamento no GeoPIV_RG. Essa escolha segue ainda a recomendação de Stanier et al. (2016b), que conclui em seu trabalho que valores de ASR entre 0,3 e 0,7 asseguram que foi adicionada uma quantidade suficiente de textura ao modelo.

Figura 3.50 – Distribuição acumulada de σ_{Is} .

A melhora na textura obtida na Mistura 3 é ilustrada na Figura 3.51, que compara os histogramas da intensidade dos pixels para as imagens da Mistura 1 e da Mistura 3. Para a textura natural a distribuição da intensidade se concentra em um intervalo pequeno de valores, resultando em um baixo σ_{Is} e baixa precisão. Por outro lado, a adição de 20% de areia colorida resultou em uma distribuição mais “achatada”, e conseqüentemente em um aumento de σ_{Is} e melhora na precisão dos resultados advindos do uso da técnica CID. Esta influência da adição de textura na melhora da precisão da análise foi verificada por Stanier e White (2013), em que, para cada ASR, os autores compararam uma imagem com sua duplicata e analisaram, com o programa GeoPIV, o erro aleatório (indicativo da precisão da técnica) associado.

Figura 3.51 – Aumento do intervalo de valores de intensidade dos pixels com o aumento de ASR.

Definida a porcentagem em peso de material colorido a ser adicionado foram preparados cerca de 800 kg da Mistura 3. Para efetuar as misturas foi utilizada uma betoneira, conforme apresentado na Figura 3.52.

Figura 3.52 – Preparação da Mistura 3 para os ensaios definitivos (a) preparação do material saturado para ser adicionado à areia natural; (b) mistura 3 preparada e armazenada.

3.6.3 Tamanho e sobreposição dos subsets

A definição do tamanho do *subset* (D_s) é crítica para a precisão dos deslocamentos obtidos, pois refere-se diretamente à área a ser utilizada para rastrear o deslocamento entre a imagem referência e a imagem alvo (Pan et al., 2009).

Maiores *subsets* contêm mais informação (mais pixels) e resultam em melhores correlações visto que existe um padrão único de intensidades de cor que permite a diferenciação do *subset* daqueles ao seu redor. De fato, White, Take e Bolton (2003) mostraram, por meio de uma série de experimentos, como a precisão da análise varia de acordo com o tamanho do *subset*, apresentando uma equação empírica conservadora (Eq. (5) apresentada no item 2.3.1)

que se refere ao limite superior do erro aleatório, baseada em experimentos com tamanhos de *subset* entre 6 e 50.

Contudo, o *subset* deve ter um tamanho pequeno o suficiente para que a ordem da função de forma utilizada na análise seja consistente com a deformação a ser medida. Assim, conforme indicado por Chen et al. (2016), a seleção de D_s usualmente é um processo de tentativa e erro, por depender de fatores como textura da imagem, métodos de correlação e complexidade das deformações esperadas.

Segundo Stanier et al. (2016b) para fins geotécnicos é recomendado que cada *subset* contenha um mínimo de 10 partículas contrastantes em cada direção (total de 100 partículas) para se ter melhor chance de se obter os deslocamentos reais do *subset*. Nesse sentido, considerando o diâmetro médio de 0,3 mm da areia utilizada e a escala da imagem de 13,3 px/mm, obtém-se um tamanho mínimo de *subset* igual 40 px. Desse modo a análise das imagens obtidas nos ensaios foi feita com $D_s = 50$ e $D_s = 100$ visando comparar os resultados em ambos os casos.

A sobreposição dos *subsets* (s), por sua vez, influencia na resolução espacial da análise por permitir a obtenção de mais dados (Figura 3.53). Contudo, segundo Stanier et al. (2016b) maiores sobreposições podem gerar mais erros sistemáticos. A verificação da existência de tais erros pode ser feita plotando-se o histograma dos deslocamentos estimados: o erro sistemático é evidente quando os deslocamentos se concentram próximos a valores inteiros de pixel, o que é improvável ser um resultado realístico do campo real de deslocamentos (STANIER et al., 2016b). Neste sentido decidiu-se trabalhar com $s = D_s$ (sem sobreposição) e $s = 0,5 D_s$ e avaliar comparativamente os resultados advindos da análise.

Figura 3.53 – *Subsets* de tamanho $L_s \times L_s$ ($L_s = D_s$) com espaçamentos s para razões de sobreposição $((L_s - s) / L_s)$ de: a) 0,00; b) 0,25; c) 0,50 e d) 0,75. Regiões escuras representam superamostragem devido ao aumento da sobreposição, resultando em maior resolução espacial (Fonte: Stanier et al., 2016b).

3.6.4 Calibração dos dados

Para transformar as coordenadas do espaço-imagem para o espaço-objeto primeiramente foram obtidas as coordenadas reais, em mm, dos pontos de controle presentes na ROI. Com este fim foi obtida uma imagem digital dos pontos em conjunto com um *grid* de 10 x 10 mm fixado na face interior da face de vidro da caixa de ensaios. Com o auxílio do programa AutoCAD a escala da imagem foi ajustada para corresponder ao seu tamanho real (fator de escala definido a partir do *grid*) e foram definidos os eixos x e y para obtenção das coordenadas de cada ponto (Figura 3.54) e geração do arquivo CP_XY.mat.

Figura 3.54 – Obtenção das coordenadas reais dos pontos de controle.

A partir do arquivo CP_XY.mat as posições dos centróides dos pontos de controle foram calculadas (no espaço-imagem) a partir do método *Multiple Threshold Centroiding* embutido no programa GeoPIV_RG. Deste processo resultam os arquivos MESH_CP_****.txt, para a calibração do espaço-imagem, e CENTROID_CP_****.txt, com as coordenadas dos pontos de controle tanto no espaço-imagem quanto no espaço-objeto.

Para os pontos de controle roda-se a análise de deslocamentos no modo 1 (ponto por ponto) e gera-se como resultado o arquivo M1_data.mat. Este é o arquivo necessário no processo de calibração para transformar as coordenadas do espaço-imagem para o espaço-objeto. Com os deslocamentos dos pontos de controle determinados, é possível corrigir distorções e possíveis movimentos da câmera, visto que os pontos de controle são, de fato, indeslocáveis.

O processo de calibração gera cinco gráficos em função do incremento de imagem analisado e que indicam a estabilidade da calibração, quais sejam: desvio padrão, proporção de

tela (*aspect ratio*), distância focal efetiva, coordenadas principais x e y (interseção do eixo óptico com o plano da imagem) e parâmetros de distorção (parâmetros de distorção radial das lentes – k_1, k_2 e parâmetros de distorção tangencial das lentes – p_1, p_2). Segundo os autores do programa, pode-se considerar uma boa calibração quando o desvio padrão é menor que 0,5 pixels. Os outros parâmetros devem somente ser consistentes, pois mudanças abruptas indicam movimentos repentinos da câmera ou erros no rastreamento dos centróides. A distância focal usualmente é o fator que mais varia.

4 ANÁLISE DA RESPOSTA SOLO/DUTO

4.1 Considerações iniciais

Nesta seção são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios realizados (FT, DT, FL e DL), no âmbito da avaliação das deflexões e deformações experimentadas por dutos enterrados em material granular durante a variação do estado de tensões do maciço, decorrente da imposição de incrementos na inclinação do modelo.

São abordados aspectos relacionados à instrumentação e observação da evolução da configuração do modelo ao longo do ensaio. A resposta do tubo é avaliada em função da compacidade do solo circundante e da sua disposição no maciço. A estimativa do acréscimo de tensões horizontais desenvolvidas na seção horizontal do modelo é analisada com base na resposta das células de tensão total.

4.2 Avaliação qualitativa das deformações superficiais do modelo

Com fins de acompanhar a evolução das deformações no maciço, em nível superficial, foram adicionadas linhas transversais de areia colorida sobre a superfície do material granular ao longo de todo o comprimento da caixa de ensaios. A Figura 4.1, a Figura 4.2 e a Figura 4.3 apresentam a configuração da superfície do modelo, correspondente aos ensaios DT, DL e FL, respectivamente, para diferentes estágios de inclinação e com enfoque na porção da caixa referente à seção inclinável. O ensaio FT não é representado no presente tópico por ter sido realizado com uma configuração diferente das demais, conforme explicado no item 3.5.

Figura 4.1 – Evolução da superfície do modelo ao longo do Ensaio DT (tracejados em vermelho representam deformações localizadas na superfície).

Figura 4.2 - Evolução da superfície do modelo ao longo do Ensaio DL.

Figura 4.3 - Evolução da superfície do modelo ao longo do Ensaio FL (tracejados em vermelho representam deformações localizadas na superfície).

Observa-se que, para valores de inclinação distantes da inclinação final do ensaio (em torno de 35° para o estado fofo e de 36° para o estado denso), praticamente não há movimentação superficial do maciço, constatado pelas posições praticamente inalteradas das linhas horizontais coloridas. Contudo, se observa que com o avanço do ensaio (aplicação de incrementos de inclinação), em especial a partir de cerca de 20°, surgem indícios de deformação do maciço próximo à parte inferior da seção inclinada e na seção horizontal, representados por acúmulo de material na forma de linhas curvas conforme mostrado na Figura 4.4, na Figura 4.5 e na Figura 4.6, para os ensaios DT, DL e FL, respectivamente.

Figura 4.4 – Detalhe da deformação superficial no fim do modelo no ensaio DT (tracejados em vermelho representam deformações localizadas na superfície).

Figura 4.5 – Detalhe da deformação superficial no fim do modelo no ensaio DL (tracejados em vermelho representam deformações localizadas na superfície).

Figura 4.6 – Detalhe da deformação superficial no fim do modelo no ensaio FL (tracejados em vermelho representam deformações localizadas na superfície).

4.3 Resposta solo/duto

4.3.1 Ensaios com tubo transversal (tubo T)

Com o aumento da inclinação do modelo, o tubo disposto transversalmente no interior da caixa de ensaios é submetido a um acréscimo lateral de tensões e, por consequência, sujeito a deformações devido à flexão, visto que suas extremidades são impedidas de se movimentarem. O aumento na componente do peso da massa de solo anterior ao tubo e que o solicita lateralmente relaciona-se ao seno do ângulo de inclinação, que varia de 0 a 0,58 ao longo do ensaio. Ademais, a componente normal do peso (W) de solo que atua sobre a parte superior do tubo diminui com a elevação da seção inclinável da caixa de ensaios, aumentando em contrapartida a componente de atrito. Essa alteração no estado de tensões (Figura 4.7) na massa de solo circundante é a responsável por gerar alterações nas deformações experimentadas pelo duto.

Nos ensaios executados, as deformações específicas (ϵ) da parede externa do tubo foram medidas em quatro pontos ortogonais: dois pontos na linha central, um ponto no topo e um ponto na base do tubo, conforme esquema representado na Figura 4.8. Em cada posição (p) designada foram medidas as deformações longitudinais (L) e transversais (T), convencionando-se a deformação negativa como aquela relativa à compressão da parede.

Figura 4.7 – Desenho esquemático da alteração no estado de tensões com variação da inclinação do modelo com tubo T. (a) Estado inicial; (b) Estado após incremento de inclinação de i graus (W – peso de solo sobre o tubo; E_0 – empuxo em repouso; E_1 e E_2 – empuxos desconhecidos após a inclinação).

Figura 4.8 – Posicionamento dos *strain-gages* no tubo T em relação ao acréscimo de tensões laterais (seção transversal da caixa de ensaios).

Como já mencionado no item 3.4, o primeiro ensaio (Ensaio FT) teve duração total de 25 dias, com aplicação dos incrementos de inclinação durante os primeiros 8 dias ($\approx 180h$) e manutenção do modelo em 35° de inclinação nos últimos 17 dias de modo a verificar possíveis alterações na resposta do tubo a longo prazo. Os resultados deste ensaio, em termos de deformação específica da parede do tubo (em *microstrain*) na seção instrumentada são apresentados na Figura 4.9, na qual é assinalado, em linha tracejada, o momento a partir do qual a inclinação não é mais alterada, sendo mantida em 35° . As deformações positivas referem-se à tração da parede e as negativas à compressão da parede.

A identificação dos *strain-gages* foi feita com dois índices: o primeiro relacionado ao sentido de medição da deformação, ou seja, longitudinal (L) ou transversal (T), e o segundo ao posicionamento (p) na seção instrumentada (1,2,3 ou 4), conforme a Figura 4.8. Durante o período de incremento das inclinações foi observada relevante variação das deformações

experimentadas pelo tubo em comparação com o período posterior, em que no geral as deformações se mantiveram em torno de um valor médio. Por esse motivo decidiu-se reduzir o tempo do restante dos ensaios para avaliar somente a influência da variação da inclinação do modelo, a curto prazo.

Figura 4.9 – Evolução das deformações específicas (a) longitudinais e (b) transversais na parede do tubo ao longo do ensaio FT.

O comportamento e comparação das deformações específicas (longitudinais e transversais) da parede externa do tubo, em *microstrain*, para os ensaios FT e DT é apresentada na Figura 4.10, para os *strain-gages* posicionados na linha central (p1 e p3), na Figura 4.11, para aqueles posicionados no topo (p4), e na Figura 4.12, para os *strain-gages* colados na base do tubo (p2). Detalhes do posicionamento dos elementos sensores podem ser vistos na Figura 4.8.

Os efeitos da variação da inclinação são comparados em função da compactidade do maciço circundante, em que o estado designado por “fofo” refere-se à densidade relativa de 58,2 % e o estado denominado “denso” à densidade relativa de 111,5 %. O salto inicial observado nos gráficos, no tempo 0, refere-se às deformações sofridas pelo tubo ao término da construção do modelo, ou seja, após o preenchimento da altura de cobertura do tubo (17,5 cm). Já a variação abrupta presente ao fim do tempo de ensaio diz respeito à abertura da comporta frontal da caixa, que provoca o alívio de tensões no maciço e escorregamento do material. O tempo, no eixo das abscissas, é representado de 24 em 24 h para corresponder ao intervalo entre os incrementos de inclinações aplicados. É possível visualizar claramente a influência da variação da inclinação por meio dos “degraus” igualmente espaçados (1 dia) presentes nos gráficos.

LINHA CENTRAL (Strain-gages em p1 e p3)

Figura 4.10 – Variação da deformação específica longitudinal (L) e transversal (T) da parede (a) na posição p1 e (b) na posição p3 do tubo na linha central com o aumento da inclinação do modelo. (*Interrupção na aquisição de dados devido à queda de energia).

TOPO
(Strain-gages em p4)

Figura 4.11 – Variação da deformação específica longitudinal (L) e transversal (T) da parede do topo do tubo com o aumento da inclinação do modelo. (*Interrupção na aquisição de dados devido à queda de energia).

BASE
(Strain-gages em p2)

Figura 4.12 – Variação da deformação específica longitudinal (L) e transversal (T) da parede da base do tubo com o aumento da inclinação do modelo. (*Interrupção na aquisição de dados devido à queda de energia).

A baixa ordem de magnitude dos valores encontrados advém do baixo nível de tensões a que o modelo está sujeito durante o ensaio, visto que não é aplicado nenhum carregamento externo.

Comparativamente, a variação do estado de tensões no maciço denso exerceu influência muito inferior nas deformações experimentadas pelo tubo quando comparada com aquela do ensaio em maciço fofo, observação recorrente em todos os gráficos apresentados (Figura 4.10, Figura 4.11 e Figura 4.12). Enquanto no ensaio FT foram observadas variações da ordem de 100 $\mu strain$, para as deformações longitudinais, e de 120 $\mu strain$, para as deformações transversais, no caso do ensaio DT a variação média situou-se em torno de 10 $\mu strain$, para as deformações longitudinais, e de 40 $\mu strain$, para as deformações transversais. Essa observação indica que o tubo sujeito à flexão apresenta-se como um elemento mais rígido quando enterrado

em um maciço fofo em comparação com a situação de maciço denso (menos deformável) e, portanto, é mais solicitado.

Na linha central da seção do tubo, em seu sentido longitudinal, após a construção do modelo foram observados comportamentos opostos entre as posições p1 e p3, com acréscimos positivos (extensão) e negativos (compressão) de deformação da parede do tubo, respectivamente. Tal observação concorda com as deformações longitudinais esperadas devido à flexão lateral do elemento devido ao acréscimo de tensões laterais (Figura 4.8). As máximas tensões ocorrem justamente na seção central e instrumentada do tubo, visto que suas extremidades se encontram fixas.

De forma geral, as deformações específicas longitudinais da parede do tubo imediatamente após a construção foram mais significativas no topo (Figura 4.11) e na base (Figura 4.12) do elemento enterrado, com compressão de $78 \mu\text{strain}$ e extensão de $79 \mu\text{strain}$, respectivamente, tanto para o maciço fofo quanto para o compacto. Como o carregamento nessa fase deve-se ao peso recém depositado referente à altura de cobertura do tubo, as deformações no topo e na base são decorrentes da flexão vertical do tubo e por esse motivo possuem valores praticamente coincidentes.

No decorrer do ensaio FT, com a diminuição da componente normal do peso de solo sobre o tubo o efeito da flexão vertical parece diminuir com a concomitante redução das deformações específicas longitudinais de compressão experimentadas na parede do topo do tubo (Figura 4.11). As deformações específicas longitudinais na base do tubo, contudo, se mantêm a um nível praticamente constante ao longo do ensaio.

Para o ensaio DT, o alívio de tensões no topo e na base do tubo parece ocorrer logo na primeira etapa de inclinação do modelo ($0-5^\circ$) e a partir deste ponto as deformações específicas longitudinais mantêm-se em um nível muito baixo, praticamente nulas na base. Para as deformações específicas transversais, tanto no ensaio FT quanto no ensaio DT, o aumento da inclinação do modelo gerou extensão da parede, com valores finais de cerca de $105 \mu\text{strain}$ (no topo e na base), no ensaio FT, e de $55 \mu\text{strain}$ no topo e $80 \mu\text{strain}$ na base, para o ensaio DT.

A parede do tubo no topo e na base, no sentido transversal, está sujeita ao atrito com as partículas de solo. Dessa forma o aumento da componente cisalhante na interface solo/tubo para inclinações crescentes, pode explicar este comportamento de extensão no sentido transversal da parede no topo e na base do tubo ao longo do ensaio. Nas posições p1 e p3 o efeito de atrito é desprezável, pois o solo solicita o elemento na direção normal à sua parede e dessa forma observa-se que as deformações específicas transversais (Figura 4.10) representam cerca de metade daquelas verificadas no topo e na base do tubo.

Na Figura 4.13 as deformações específicas observadas durante o descarregamento são apresentadas em detalhe. As deformações apresentam queda, devido ao alívio de tensões, e após o esvaziamento da caixa se mantêm em um nível baixo e não nulo. Como o zero de deformações foi estabelecido para a condição do tubo apoiado na camada de solo inferior e com a caixa na posição horizontal (0°), é compreensível que as deformações após o descarregamento não voltem para o zero inicial, visto que a caixa se encontra na posição inclinada e o tubo fixo somente pelos fixadores, sem apoio da camada de solo inferior, já retirada.

Figura 4.13 – Deformações específicas observadas durante o descarregamento. (a) Ensaio FT; (b) Ensaio DT.

Para melhor avaliar a contribuição de cada etapa do ensaio (pós-construção e incrementos de inclinação) nas deformações específicas longitudinais da parede do tubo, os resultados são reapresentados, em nova configuração, na Figura 4.14, na qual é possível comparar as deformações de acordo com a etapa e com a posição (linha central, topo ou base) na parede do tubo. No ensaio FT a inclinação final do ensaio foi de 35° e no ensaio DT de 36° . É possível verificar nitidamente que no ensaio com o maciço fofo (Figura 4.14a) o tubo sofreu maior influência da variação do estado de tensões do maciço circundante, sendo possível detectar variações nos valores de deformações específicas para diferentes estágios de inclinação

do modelo. Verifica-se ainda o efeito da flexão vertical, devido ao carregamento do solo de cobertura do tubo, e da flexão lateral, resultado da variação da inclinação do modelo. Para o ensaio DT a variação das deformações no decorrer das etapas de inclinação foi praticamente insignificante quando comparado ao ensaio FT, conforme mostrado na Figura 4.14b, com variação sensível somente após a construção, para as posições 1,2 e 4.

Figura 4.14 - Evolução das deformações longitudinais (L) das paredes do tubo no ensaio (a) Ensaio FT e (b) Ensaio DT.

No que diz respeito às deflexões do tubo em sua seção central, a Figura 4.15 apresenta os resultados obtidos a partir das leituras e curvas de calibração do TDT. Conforme esperado, devido ao baixo nível de deformações observado (máximo de cerca de 0,015%), as deflexões foram muito pequenas, da ordem de milésimo de milímetro. Contudo, esse nível de precisão foge à resolução do transdutor desenvolvido, conforme detalhado no item 3.3.1 e por esse motivo os valores encontrados estão no nível da incerteza. É possível, porém, extrair dos dados obtidos que as deflexões da parede do duto enterrado no maciço fofo tendem a ser superiores às do tubo no maciço denso, acompanhando o comportamento observado das deformações específicas da parede do tubo.

Figura 4.15 - Evolução das deflexões das pernas do TDT no decorrer dos ensaios (a) FT e (b) DT.

4.3.2 Ensaios com tubo longitudinal (tubo L)

No caso do tubo disposto na direção longitudinal da caixa de ensaios, espera-se que o aumento da inclinação do modelo promova um acréscimo nas forças de atrito na interface solo/tubo, que se relaciona ao seno do ângulo de inclinação, que varia na faixa de 0 a 0,58 ao longo dos ensaios.

Como nos ensaios com tubo L o comprimento do tubo é maior (1500 mm) foram instrumentadas três seções transversais, designadas por A, B e C, conforme representação esquemática apresentada na Figura 4.16. Observa-se que a extremidade esquerda do tubo (100 mm) fica enterrada na seção horizontal da caixa de ensaios e com a movimentação da seção inclinável, tal extremidade tende a “entrar” no solo, que reage contra a solicitação imposta. A influência dessa reação nas deformações experimentadas ao longo do tubo será melhor discutida adiante.

Para cada uma das seções as deformações específicas (ε) da parede externa do tubo foram medidas em quatro pontos ortogonais: dois pontos na linha central, um ponto no topo e um ponto na base do tubo. Em cada posição (p) designada foram medidas as deformações longitudinais e transversais, convencionando-se a deformação negativa como aquela relativa à compressão da parede.

Figura 4.16 - Localização das seções instrumentadas no tubo L e posicionamento dos *strain-gages* em cada seção (vista frontal da caixa de ensaios).

O comportamento e comparação das deformações específicas (longitudinais e transversais) da parede externa do tubo nas seções A, B e C são apresentados na Figura 4.17 e na Figura 4.18, para os *strain-gages* posicionados, respectivamente, nas posições p1 e p3 da linha central, na Figura 4.19, para aqueles posicionados no topo (p2), e na Figura 4.20, para os *strain-gages* colados na base do tubo (p4). Detalhes do posicionamento dos elementos sensores podem ser vistos na Figura 4.16.

Os efeitos da variação da inclinação são comparados em função da compacidade do maciço circundante, em que, novamente, o estado designado por “fofo” refere-se à densidade relativa de 58,2 % e o estado denominado “denso” à densidade relativa de 111,5 %. O salto inicial observado nos gráficos, no tempo 0, refere-se às deformações sofridas pelo tubo ao término da construção do modelo, ou seja, após o preenchimento da altura de cobertura do tubo (17,5 cm). Já a variação abrupta presente ao fim do tempo de ensaio diz respeito à abertura da comporta frontal da caixa, que provoca o alívio de tensões no maciço e escorregamento do material. O tempo, no eixo das abcissas, é representado de 24 em 24 h para corresponder ao intervalo entre os incrementos de inclinações aplicados. Na maioria dos gráficos é possível visualizar a influência da variação da inclinação por meio dos “degraus” igualmente espaçados (1 dia) existentes no conjunto de dados representado.

Para a identificação dos *strain-gages*, de acordo com a seção instrumentada, o sentido da deformação específica medida e a posição p na seção, adotou-se a seguinte nomenclatura:

X-YZ

onde:

X – identificação da seção instrumentada: A, B ou C;

Y – sentido da deformação específica medida: L para o sentido longitudinal e T para o sentido transversal;

Z – posição *p* do *strain-gage* na seção instrumentada (1, 2, 3 ou 4) conforme a Figura 4.16.

Os *strain-gages* B-T1, no ensaio FT, e B-T4, no ensaio DT, apresentaram problemas no sinal durante a aquisição de dados, o que explica sua ausência nos gráficos da Figura 4.17 e da Figura 4.20, respectivamente.

Após o término da construção do modelo, com o carregamento do duto pelo peso próprio da camada de solo sobrejacente, foi observada significativa deformação da sua parede, nas seções A, B e C, quando considerado o maciço denso (Figura 4.17 à Figura 4.19). Valores na faixa de 600 a 1000 $\mu strain$ foram observados na linha central do tubo (*strain-gages* A-L1, A-T1, B-T1, A-L3, B-L3, C-L3, B-T3 e CT-3), no topo (C-L2) e na base (B-L4 e C-T4) e valor máximo em torno de 7000 $\mu strain$ (0,7%) foi lido para o *strain-gage* C-T1 (Figura 4.17). No ensaio FL, contudo, as deformações decorrentes da construção do modelo foram muito inferiores, sendo praticamente nulas nas posições correspondentes à linha central do tubo (*p*₁ e *p*₃) e apresentando baixas magnitudes no topo e na base, correspondendo às deformações negativas (compressão) e positivas (extensão), respectivamente, devido ao efeito de flexão provocado pelo carregamento do solo sobrejacente.

Essa discrepância entre os valores pós-construção encontrados nos ensaios FL e DL aparenta ser um comportamento anômalo ao esperado, pois a densidade do solo varia de 17,1 kN/m³, no ensaio FL, para 18,3 kN/m³, no ensaio DL. Considerando a altura de cobertura do tubo de 17,5 cm, a sobrecarga devido ao peso próprio do solo aumenta de 2,99 kPa para 3,2 kPa, o que não justifica um aumento tão grande no carregamento do tubo após a finalização do preenchimento da caixa de ensaios. Esperava-se, portanto, que as deformações devidas à construção fossem similares nas condições de maciço denso e fofo, assim como verificado nos ensaios para o tubo T.

Apesar da anomalia inicial pós-construção, os dados adquiridos ao longo do ensaio parecem ser consistentes e, por esse motivo a análise mais detalhada da influência da variação da inclinação do modelo nas deformações do duto é apresentada na Figura 4.21, para o ensaio FL, e na Figura 4.22, para o ensaio DL. As deformações específicas (longitudinais e transversais) apresentadas são devidas somente à variação da inclinação, ou seja, a parcela devido à etapa de construção foi excluída da análise.

LINHA CENTRAL
(strain-gages em p1)

Figura 4.17 – Variação da deformação específica longitudinal (L) e transversal (T) da parede do tubo na posição p1 da linha central ao longo dos ensaios FL e DL. (a) Seção A; (b) Seção B; (c) Seção C.

LINHA CENTRAL
(strain-gages em p3)

Figura 4.18 – Variação da deformação específica longitudinal (L) e transversal (T) da parede do tubo na posição p3 da linha central ao longo dos ensaios FL e DL. (a) Seção A; (b) Seção B; (c) Seção C.

TOPO
(strain-gages em p2)

Figura 4.19 – Variação da deformação específica longitudinal (L) e transversal (T) da parede no topo do tubo ao longo dos ensaios FL e DL. (a) Seção A; (b) Seção B; (c) Seção C.

BASE
(strain-gages em p4)

Figura 4.20 – Variação da deformação específica longitudinal (L) e transversal (T) da parede na base do tubo ao longo dos ensaios FL e DL. (a) Seção A; (b) Seção B; (c) Seção C.

Na Figura 4.21 e na Figura 4.22 é possível comparar as deformações de acordo com a etapa de inclinação (a partir de 10°) e com a posição do *strain-gage* (linha central, topo ou base) na parede do tubo (linha central, topo ou base). No ensaio FL a inclinação final do ensaio foi de 35° e no ensaio DL de 36° .

ENSAIO FL

Figura 4.21 - Evolução das deformações específicas longitudinais (L) e transversais (T), em *microstrain*, das paredes do tubo nas seções A, B e C no ensaio FL.

ENSAIO DL

Figura 4.22 - Evolução das deformações específicas longitudinais (L) e transversais (T), em *microstrain*, das paredes do tubo nas seções A, B e C no ensaio DL.

Nos ensaios FL e DL, para a seção A o acréscimo na inclinação do modelo teve pouca influência nas deformações experimentadas pelo tubo (Figura 4.21 e Figura 4.22) com variações na faixa de 10 a 60 $\mu strain$, tanto no sentido transversal quanto longitudinal da parede do tubo, e máximos de 90 $\mu strain$ na posição p1 (sentido longitudinal) e de 100 $\mu strain$ na posição p4 (sentido transversal) no ensaio DL. Acredita-se que tal situação ocorreu devido à proximidade da seção A ao fixador do tubo (Figura 4.16), o que restringiu as deformações na referida posição.

Na seção B, sentido longitudinal, o comportamento da seção transversal foi semelhante nos ensaios FL e DL, com efeito maior no caso do maciço denso. Nas posições laterais do tubo, correspondente à linha central, houve tendência à deformações de contração de até 108 $\mu strain$ para L1 e 82 $\mu strain$ para L3, na inclinação de 35° no ensaio FL. No ensaio DL, na inclinação de 36°, foi observada deformação de contração de até 131 $\mu strain$ para L1 e 275 $\mu strain$ para L3. No topo e na base foi verificado o comportamento de contração e extensão, respectivamente. No ensaio DL, sentido longitudinal, são observadas variações de - 890 $\mu strain$ e + 770 $\mu strain$, nas posições p2 e p4, respectivamente, entre as inclinações de 10° e 36°. Já no ensaio FL, verifica-se alterações de - 370 $\mu strain$ e + 280 $\mu strain$, nas posições p2 e p4, respectivamente, entre as inclinações de 10° e 35°.

Na seção C, no sentido longitudinal para o ensaio DL, são observadas variações de - 500 $\mu strain$ e + 440 $\mu strain$, nas posições p2 e p4, respectivamente, entre as inclinações de 10° e 36°. Já no ensaio FL, verifica-se alterações de -200 $\mu strain$ e +125 $\mu strain$, nas posições p2 e p4, respectivamente, entre as inclinações de 10° e 35°. Desse modo, no topo e na base o comportamento verificado de contração e extensão é mantido.

Já a variação das deformações específicas (longitudinais) na linha central da seção C foi praticamente inexistente no ensaio FL, enquanto no ensaio DL, entre as inclinações de 5° a 36°, a deformação positiva aumentou de 46 a 184 $\mu strain$ na posição p1 e a deformação negativa, na posição p3 passou de - 41 para - 275 $\mu strain$, indicando um possível efeito de flexão lateral. A Figura 4.23 apresenta em detalhe os resultados encontrados (desconsiderando a etapa de construção) para os *strain-gages* posicionados na linha central (p1 e p3) no sentido longitudinal da seção C, comparando os ensaios FL e DL no decorrer das etapas de inclinação.

A assimetria observada, no caso do ensaio DL, para as deformações nas posições simétricas p1 e p3 é um forte indício de flexão lateral do tubo nessa região. A explicação mais provável para este comportamento é que com o aumento da inclinação do modelo a extremidade esquerda do tubo (Figura 4.16), situada na seção horizontal que não se inclina, tende a penetrar no solo e este reage à solicitação imposta. Desse modo gera-se uma concentração de tensões na

região do tubo próxima ao suporte que tende a desalinhá-lo em relação ao seu eixo, provocando as deformações positivas na posição p1 e negativas na posição p3 da seção C (situada a 50 mm do suporte). No caso do ensaio FL, provavelmente devido à maior deformabilidade do maciço circundante ao tubo, este efeito não foi observado.

Figura 4.23 – Evolução das deformações específicas longitudinais na seção C para os ensaios FL (fofo) e DL (denso) desconsiderando a etapa de construção.

Na seção B parece ainda ocorrer a influência do efeito mencionado, porém em menor proporção, conforme verificado na Figura 4.24. Da mesma forma que na seção C (Figura 4.23), para o caso do maciço fofo o efeito de flexão lateral não é observado, com as deformações específicas longitudinais nas posições simétricas p1 e p3 apresentando valores similares ao longo de todo o ensaio. Porém, no caso do maciço denso (ensaio DL) apesar de se verificar deformações negativas em ambos os lados da linha central, observa-se sensível diferença nas magnitudes dos valores de deformação longitudinal. Na posição p3 as deformações de contração são mais significativas, indicando que na seção B o efeito da reação do solo contra a extremidade esquerda do tubo situada na seção horizontal da caixa de ensaios ainda tem influência no comportamento do tubo.

Verifica-se, portanto, que o maior efeito da variação da inclinação do modelo foi experimentado na seção B, seguido da seção C. A hipótese de geração de deformações longitudinais de extensão mais proeminentes na seção A evoluindo para deformações longitudinais de compressão na seção C, devido ao atrito ao longo do comprimento do tubo, não foi confirmada, indicando que o comportamento solo/tubo nessa situação provavelmente tem maior complexidade. Adicionalmente, verificou-se forte influência do movimento da

extremidade esquerda do tubo enterrada na seção horizontal da caixa de ensaios nas deformações experimentadas pelo tubo na linha central da seção C para o ensaio DL.

Figura 4.24 – Evolução das deformações específicas longitudinais na seção B para os ensaios FL (fofo) e DL (denso) desconsiderando a etapa de construção.

No que diz respeito às deflexões da seção transversal do tubo, a Figura 4.25 apresenta os resultados obtidos a partir das leituras e curvas de calibração do TDT. O transdutor foi posicionado no interior do tubo na posição correspondente à seção B. Neste caso, tanto para o estado fofo quanto para o compacto, as deflexões se mostraram superiores, em cerca de 10 vezes, àquelas observadas na seção central do tubo nos ensaios T. O aumento nas deflexões observadas concorda com as maiores deformações específicas encontradas na seção B quando comparadas com os resultados dos ensaios T. Tal comportamento era esperado, visto que o tubo L, devido ao seu maior comprimento (cerca de 3 vezes o comprimento do tubo T) é mais flexível (menos rígido).

Em relação ao efeito da compacidade, as maiores deflexões ocorreram no ensaio DL (estado denso), com máximos da ordem de 4 vezes aos verificados no ensaio FL (estado fofo), conforme apresentado na Figura 4.25. Tal comportamento também é verificado na magnitude das deformações específicas.

Ressalta-se que as deflexões observadas, embora maiores que as verificadas nos ensaios T, ainda são inferiores à resolução do TDT (décimo de milímetro) e por esse motivo os valores encontrados estão no nível da incerteza. Porém, é possível utilizar as informações adquiridas para comparar o comportamento do tubo nos maciços fofo e denso e ainda para identificar os pontos de variação do estado de tensões no maciço (incrementos de inclinação da

caixa), pontos de variação brusca na deflexão que são nítidos nos gráficos apresentados na Figura 4.25.

Figura 4.25- Evolução das deflexões das pernas do TDT (seção B) no decorrer dos ensaios (a) FL e (b) DL.

4.4 Avaliação do acréscimo de tensões horizontais

O acréscimo de tensões horizontais, devido à variação da inclinação do modelo, foi obtido por meio de duas células de tensão total, posicionadas conforme mostrado na Figura 3.41. Ambas as células foram posicionadas no solo na extremidade fixa da caixa, ou seja, na seção horizontal. A célula CT1 situou-se próxima à interseção entre as seções horizontal e inclinável e a célula CT2 próxima à comporta frontal da caixa de ensaios. Vale lembrar que o material presente nessa porção da caixa foi depositado de forma manual. Somente na seção inclinável foi feito o controle da densidade da areia, devido a limitações no equipamento de chuva de areia disponível.

Como já mencionado no item 3.5, o ensaio FT foi realizado com uma configuração que não se mostrou adequada para o intuito de avaliar o acréscimo de tensões horizontais e por esse motivo este quesito não é avaliado para o referido ensaio.

O comportamento observado nos ensaios com o tubo L (ensaios FL e DL) é apresentado na Figura 4.26, enquanto que para o ensaio DT, na Figura 4.27. O acréscimo de tensões observado ao final do ensaio (etapas de inclinação) foi da ordem de 20 kPa, no caso do maciço denso e de 10 kPa, para o maciço fofo. Foi observada uma variação abrupta nas leituras da célula CT2 no ensaio DL (Figura 4.26) ao final dos ensaios (últimas 50 horas) sem explicação aparente. Acredita-se que possa ter ocorrido problemas na aquisição dos dados.

Da Figura 4.26 observa-se que o acréscimo de tensões horizontais nas posições correspondentes à CT1 e à CT2 é maior quando considerado o maciço em estado denso, comportamento esperado, visto que o maciço fofo permite uma maior acomodação do material, por ser mais deformável.

Figura 4.26 – Acréscimo de tensões horizontais correspondente às células de tensão CT1 e CT2 de acordo com a compacidade do maciço.

Figura 4.27 – Acréscimo de tensões horizontais correspondente às células de tensão CT1 e CT2 no ensaio DT.

A comparação dos acréscimos observados entre CT1 e CT2 é melhor avaliada por meio da normalização dos valores pela tensão vertical (γh) atuante no ponto em análise, pois a profundidade em que se encontra enterrada cada célula nos ensaios não é a mesma. A Figura 4.28 apresenta os valores normalizados obtidos para os ensaios FL e DL e a Figura 4.29, para o ensaio DT. Independente da compacidade do maciço, a célula CT2, próxima à comporta frontal da caixa, apresentou maiores valores de acréscimo de tensões, com valores dos

acréscimos normalizados chegando a 8 vezes a tensão vertical, ao fim do ensaio. Isso demonstra que o solo nessa região, como esperado, passou do estado em repouso (caixa não inclinada) para o estado passivo, apresentando grandes acréscimos de tensão horizontal.

Figura 4.28 – Acréscimo de tensões horizontais normalizado pela tensão vertical correspondente às células de tensão CT1 e CT2 de acordo com a compacidade do maciço.

Figura 4.29 – Acréscimo de tensões horizontais normalizado pela tensão vertical correspondente às células de tensão CT1 e CT2 de acordo com a compacidade do maciço.

5 RESULTADOS DO PROCESSAMENTO DAS IMAGENS

5.1 Considerações iniciais

Nesta seção são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios realizados (FT, DT, FL e DL) no âmbito da análise dos campos de deslocamento e de deformação cisalhante no solo durante a variação do estado de tensões do maciço por meio de incrementos na inclinação do modelo. Adicionalmente, são apresentadas a adequabilidade da textura adicionada ao modelo, avaliação do refinamento da análise e do movimento relativo câmera/modelo.

Para cada ensaio, o conjunto de imagens associado foi processado no programa GeoPIV_RG para obtenção dos deslocamentos no solo. A identificação e características das análises realizadas é sintetizada na Tabela 5.1, na qual o primeiro indicador (L ou H) refere-se às definições do tamanho D_s do *subset* (50 ou 100) e o segundo indicador (0 ou 1) às definições do espaçamento s (D_s ou $0,5D_s$). Parâmetros adicionais para a determinação da malha de análise, como tamanho do ponto de controle e área de exclusão em seu entorno, foram definidos iguais a 40 px e 90 px respectivamente, com base na escala da imagem de 0,075 mm/px. Seguindo as recomendações de Stanier et al. (2016a) foram utilizados ainda os seguintes parâmetros:

- a) tolerância mínima inicial para o coeficiente de correlação ($CC_{ZNCC-tol} = 0,75$;
- b) máximo número de iterações ($max_{iter} = 50$); e
- c) máxima magnitude para a norma do vetor de diferença (diferença entre os vetores de computações sucessivas) da função de forma do *subset* ($|\Delta p|_{max} = 10^{-5}$ (critério de saída para a otimização).

O tamanho dos *subsets* e o espaçamento entre eles têm impacto direto no tempo computacional requerido para finalização da análise (Tabela 5.2). Quanto menor o *subset* ou menor o espaçamento, maior a quantidade de *subsets* a serem definidos para uma mesma região de interesse, conforme mostrado na Figura 5.1, na qual são apresentadas as malhas correspondentes às análises H0, H1, L0 e L1 para as imagens referentes ao ensaio DL.

Nos itens subsequentes são apresentados os resultados mais relevantes obtidos a partir do processamento das imagens no programa GeoPIV_RG.

Tabela 5.1 – Definições das análises realizadas no GeoPIV_RG para cada ensaio

ID	Ds (px)	s (px)
H0	100	100
H1	100	50
L0	50	50
L1	50	25

Tabela 5.2 – Esforço computacional requerido para cada tipo de análise

ID	Refinamento da malha (n° de <i>subsets</i>)	Tempo de análise*
H0	≈ 1400	15 a 25 min
H1	≈ 5500	40 a 60 min
L0	≈ 5200	40 a 60 min
L1	≈ 22000	60 a 80 min

*Refere-se ao tempo para análise em um computador com processador i7 e 8GB de memória RAM.

Figura 5.1 – Malhas de análise do ensaio DL em função do tamanho dos *subsets* e do espaçamento entre eles: (a) H0; (b) H1; (c) L0 e (d) L1. (Coordenadas em pixels)

5.2 Adequabilidade da textura

A quantidade de textura adicionada ao solo (20% em peso de areia colorida) mostrou-se adequada para todas as análises, mesmo para aquelas com menores *subsets* (L0 e L1), cujo tamanho é inferior ao utilizado na avaliação de otimização de textura descrito no item 3.6.2. Isto pode ser observado através dos histogramas de σ_{Is} e SSSIG para cada malha analisada (H0, H1, L0 e L1), nos quais grande parte dos valores encontram-se acima dos limites mínimos recomendados de 15 (STANIER; WHITE, 2013) e 1×10^5 (PAN et al., 2008), respectivamente.

Para exemplificar a adequabilidade da composição da mistura utilizada, a Figura 5.2 e a Figura 5.3 apresentam os histogramas representativos da textura (σ_{Is} e SSSIG) para as situações de maciço denso (representando pelo ensaio DT) e de maciço fofo (representado pelo ensaio FL), respectivamente.

Figura 5.2 – Histogramas representativos da textura para as diferentes malhas analisadas para o ensaio DT.

Figura 5.3 – Histogramas representativos da textura para as diferentes malhas analisadas para o ensaio FL.

Cada histograma representa a distribuição dos *subsets* em função de σ_s ou do SSSIG de determinada malha de análise e por esse motivo, esse tipo de representação gráfica permite avaliar a qualidade da textura da imagem. É possível dessa forma verificar os valores em que se encontram a maior parte dos *subsets* (máxima frequência nos histogramas) e ainda quantificar o número de *subsets* que apresentam valores de σ_s e SSSIG inferiores aos limites mínimos recomendados.

Conforme observado na Figura 5.2 e na Figura 5.3, para as malhas H0 e H1 todos os *subsets* encontram-se com valores de σ_s e SSSIG superiores aos limites recomendados, de 15 e 1×10^5 , respectivamente. Para as malhas mais refinadas (L0 e L1) percebe-se um deslocamento para a esquerda nas distribuições, com tendência a se verificar alguns poucos *subsets* com valores de σ_s e SSSIG ligeiramente inferiores aos mínimos recomendados (observar que as escalas dos histogramas são diferentes). Este deslocamento é devido à menor quantidade de

informação de cor contida em cada *subset* (menor quantidade de pixels), o que implica em menor variabilidade, conforme descrito no item 3.6.3.

Desse modo, a análise dos histogramas constitui-se em ferramenta útil na avaliação da adequabilidade da textura do material. No presente trabalho, ela permitiu verificar que a porcentagem em peso de 20% de areia colorida adicionada à areia natural utilizada foi suficiente para atender aos valores mínimos recomendados na literatura para σ_{Is} e SSSIG.

5.3 Estabilidade da calibração

No que diz respeito à calibração dos dados, para obtenção dos deslocamentos no espaço-objeto, em todos os ensaios observou-se boa estabilidade dos parâmetros de calibração e desvio padrão próximo de 0,5 pixels (Figura 5.4 à Figura 5.8), limite recomendado pelos autores do programa GeoPIV_RG para uma calibração adequada. Isso indica que o processo de obtenção das coordenadas dos pontos de controle (descrito no item 3.6.4) foi adequado.

Para cada um dos ensaios, os gráficos correspondentes à estabilidade da calibração se mostraram independentes da malha definida (H0, H1, L0 ou L1), o que faz sentido, visto que o processo de calibração depende, basicamente, da correta definição das coordenadas no espaço-imagem dos pontos de controle e da manutenção dos parâmetros relacionados à câmera durante o ensaio, ambos não relacionados à malha de análise.

O ensaio FT foi realizado com o interruptor de modo da focagem da objetiva da câmera no modo <AF> (focagem automática) e, por esse motivo, foram observadas pequenas variações no foco das imagens retiradas ao longo do ensaio que comprometeram a análise de deslocamentos no programa GeoPIV_RG. Desse modo foi necessário dividir a análise em duas partes: a primeira relativa aos deslocamentos entre as inclinações de 5° a 20° (a imagem correspondente a 0° precisou ser descartada) e a segunda relativa aos deslocamentos no intervalo de inclinações de 20° a 35°. Para o restante dos ensaios, após a realização da focagem automática para a primeira imagem, a posição do interruptor de modo da focagem da objetiva foi alterada para a posição <MF> (focagem manual) para impedir o funcionamento da focagem automática.

Figura 5.4 – Gráficos representativos da estabilidade da calibração para o ensaio DL.

Figura 5.5 - Gráficos representativos da estabilidade da calibração para o ensaio FL.

Figura 5.6 - Gráficos representativos da estabilidade da calibração para o ensaio DT.

Figura 5.7 - Gráficos representativos da estabilidade da calibração para o ensaio FT (referente às inclinações de 0° a 20°)

Figura 5.8 - Gráficos representativos da estabilidade da calibração para o ensaio FT (referente às inclinações de 20° a 35°).

5.4 Campo de deslocamentos e deformações cisalhantes no solo

Neste item são apresentados os resultados obtidos ao fim das análises no programa GeoPIV_RG, no âmbito dos deslocamentos e deformações desenvolvidos no solo ao longo do ensaio. Destaca-se que nos limites laterais da Região de Interesse (ROI) algumas partículas de solo podem se movimentar e desaparecer do *subset*, o que pode gerar perda de acurácia nos resultados obtidos via CID.

Para todas as análises foi feita a inspeção dos histogramas de deslocamento para garantir a não ocorrência do efeito de *peak-locking*.

Para os ensaios com o tubo T, observou-se significativa influência do elemento enterrado na movimentação do solo circundante, o que resultou na necessidade de expressiva redução no $CC_{ZNCC-10l}$ para viabilizar a análise. Por esse motivo, foram conduzidas análises adicionais com exclusão da zona de influência do tubo enterrado, de modo a verificar potenciais diferenças nos resultados. As análises foram identificadas como *FullROI*, quando avaliada a totalidade da região de interesse, e como *PartialROI*, quando considerada a exclusão da zona de influência do tubo.

5.4.1 Ensaio DL

Conforme esperado, a alteração da malha de análise (D_s ou s) influenciou na atualização da imagem de referência durante o processamento do conjunto de imagens referente ao ensaio DL (Tabela 5.3). Imagens com *subsets* maiores (H0 e H1), por conterem maior quantidade de

informação em seu interior (mais pixels), resultam em melhores correlações e, possivelmente, em menor número de atualizações da imagem de referência (reduzindo a propagação de erros aleatórios).

Tabela 5.3 – Características das análises realizadas para o ensaio DL

ID Análise	CC _{ZNCC-tol}	Atualização da imagem de referência
H0	0,75	Sem atualização
H1	0,75	Sem atualização
L0	0,75	15°, 30° e 36°
L1	0,75	36°

Destaca-se que, como a caixa e a câmera se movimentam em conjunto ao longo do ensaio, o eixo xy refere-se a um eixo local, em que o eixo x sempre coincide com a direção longitudinal da caixa de ensaios e o eixo y permanece perpendicular ao x, conforme representado na Figura 5.9.

A comparação entre os resultados obtidos para as diferentes análises, em termos de superfícies de deslocamento nas direções x e y, é apresentada na Figura 5.10. Apesar das diferenças na atualização da imagem de referência, os resultados de todas análises são praticamente coincidentes (Figura 5.10). É provável que tal fato se justifique pela pequena quantidade de imagens analisadas (18 no total), o que resulta, no geral, em poucas atualizações e conseqüentemente pouco acúmulo de erros aleatórios.

Figura 5.9 – Representação do eixo local xy utilizado como referência para determinação dos campos de deslocamentos e da região de interesse analisada (ROI) para todos os ensaios.

Por se encontrar em estado denso, era esperado pequeno nível de deslocamentos no maciço, conforme observado na Figura 5.10. Os deslocamentos na porção central da ROI

situaram-se em torno de 0,2 mm, no sentido negativo do eixo x, e de 0,35 mm, na direção y positiva. O deslocamento em y foi o mais proeminente, atingindo valores máximos da ordem de 0,6 mm na região mais próxima à superfície do maciço (cota igual a 25 mm).

A Figura 5.11, por sua vez, apresenta gráficos de vetores de deslocamento e superfícies de deslocamentos resultantes subdivididos por intervalos de inclinação para melhor avaliar a evolução do movimento do solo ao longo do ensaio. São apresentados somente os resultados correspondentes à análise H0 pois, conforme verificado na Figura 5.10, não há diferenças significativas entre os tipos de análises avaliadas.

Conforme observado na Figura 5.11, na primeira etapa de inclinação (0° – 5°) ocorre a maior parte do movimento final observado na Figura 5.10, predominando o deslocamento na direção y (máximo entre 0,5 e 0,6 mm) na região mais próxima à superfície, decorrente do assentamento das partículas do solo. No intervalo de 5° a 25° ocorrem movimentos em x e em y da ordem de 0,2 mm e no trecho correspondente às inclinações de 25° a 35° praticamente cessam os deslocamentos na direção y, sendo observados deslocamentos na direção x mais próximos à superfície (cota y = 25 mm) e da ordem de 0,2 mm. Finalmente, no aumento da inclinação do modelo de 35° para 36° , quando começam a surgir os primeiros escorregamentos superficiais no solo praticamente não se observam movimentações na ROI. Tal comportamento decorre da pequena variação na inclinação da caixa e ainda por se tratar de uma condição de maior densificação do maciço quando comparada à condição inicial do ensaio. É importante lembrar que a delimitação da ROI se inicia um pouco abaixo da superfície do modelo (Figura 5.9), justamente por essa região apresentar maiores deformações que não seriam adequadamente avaliadas pela função de forma utilizada pelo programa GeoPIV_RG.

Figura 5.10 – Campos de deslocamentos finais nas direções x e y em função do tipo de análise (H0, H1, L0 e L1) para o ensaio DL.

Figura 5.11 - Evolução dos deslocamentos ao longo do ensaio DL (análise H0).

A definição da malha de análise (H0, H1, L0 ou L1), apesar de praticamente não ter influência nos resultados relativos aos deslocamentos no solo, tem importante relevância no tocante ao detalhamento do campo de deformações cisalhantes (derivado do campo de deslocamentos), conforme verificado na Figura 5.12. Tanto o aumento no tamanho do *subset* quanto na sobreposição entre *subsets* (menor espaçamento) contribuíram para uma maior resolução espacial do campo de deformações, com diferença significativa no nível de detalhamento quando comparados os resultados da análise H0 (maior D_s e maior s) e L1 (menor D_s e menor s), por exemplo. Para a análise H0, na maior parte da ROI, são observadas deformações entre 0 e 0,5%, enquanto que na análise L1 é possível verificar diversas regiões com deformações da ordem de 1%, chegando a máximos pontuais de 2 a 2,5%. Desse modo, a definição de uma malha de análise mais refinada (com menores *subsets* e maiores sobreposições) mostrou-se desejável quando se tem interesse na avaliação do campo de deformações no solo. Stanier et al. (2016a) destacam que não há grandes desvantagens na utilização de grandes graus de sobreposição para observações mais detalhadas do campo de deformações, desde que a função de forma do *subset* utilizada seja capaz de descrever as deformações correntes.

Figura 5.12 – Campos de deformação cisalhante de engenharia (γ) ao final do ensaio (0-36°) em função do tipo de análise (H0, H1, L0 e L1) para o ensaio DL.

5.4.2 Ensaio FL

Para o ensaio FL a alteração da malha de análise (D_s ou s) influenciou principalmente na especificação do $CC_{ZNCC-tol}$, que precisou ser reduzido nas análises mais refinadas (Tabela 5.4). Ao contrário do Ensaio DL o maciço, neste caso, tem maior liberdade para se deformar, por se encontrar em estado fofo (maior índice de vazios). Por esse motivo, era esperado maior número de atualizações ao longo do processamento e possível necessidade de redução de $CC_{ZNCC-tol}$ para o caso das análises com menores *subsets*, que apresentam menor quantidade de informações (pixels) para a busca do pico da função de correlação cruzada.

Tabela 5.4 – Características das análises no ensaio FL

ID Análise	$CC_{ZNCC-tol}$	Atualização da imagem de referência
H0	0,75	20°, 25°, 30°, 34°
H1	0,7	20°, 25°, 30°, 34°
L0	0,5	30°
L1	0,55	20°, 25°, 30°, 34°

A comparação entre os resultados obtidos para as diferentes análises, em termos de superfície de deslocamentos nas direções x e y, é apresentada na Figura 5.13. Apesar das diferenças no parâmetro $CC_{ZNCC-tol}$, mais uma vez os resultados de todas análises são praticamente coincidentes, observando-se ligeira diferença somente na extremidade superior direita da ROI, região de maiores deslocamentos e menores coeficientes de correlação. Destaca-se mais uma vez que o eixo xy refere-se a um eixo local com posicionamento apresentado na Figura 5.9.

Como para este ensaio o maciço foi preparado no estado fofo, era esperado maior nível de deslocamentos do que aquele observado para o ensaio DL, o que é de fato verificado quando comparados os campos de deslocamentos apresentados na Figura 5.10, para o ensaio DL, e na Figura 5.13 para o ensaio FL.

A partir da Figura 5.13 verifica-se que os maiores deslocamentos ocorreram na porção superior da ROI, até uma profundidade aproximada de 10 cm, com deslocamentos negativos na direção x variando no intervalo de 6 mm (próximo à superfície, de cota igual a 25 mm) a 2 mm, e deslocamentos positivos na direção y na faixa de 2,5 mm a 1 mm. Em profundidades inferiores os deslocamentos assumiram valores menores, tanto na direção x (0 a -1 mm) quanto na direção y (0 a 0,5 mm). Ao contrário do ensaio DL, para o ensaio FL o deslocamento em x foi mais expressivo que o movimento em y.

A Figura 5.14 apresenta gráficos de vetores de deslocamento e superfícies de deslocamentos resultantes subdivididos por intervalos de inclinação para melhor avaliar a evolução do movimento do solo ao longo do ensaio. São apresentados somente os resultados correspondentes à análise H0 pois, conforme verificado na Figura 5.13, não há diferenças significativas entre os tipos de análises avaliadas.

Conforme observado na Figura 5.14, na primeira etapa de inclinação (0° – 5°) o deslocamento na direção y é predominante, com maiores magnitudes (entre 0,6 e 1 mm) até uma profundidade de 15 cm na ROI, decorrente do assentamento das partículas do solo. No intervalo de 5° a 25° ocorrem movimentos nas direções x e y de maiores magnitudes resultantes (de 0,6 a 1,5 mm) até a profundidade de 10 cm, com maior movimentação na extremidade superior direita da ROI. Isso pode ser explicado pelo fato de que, quanto mais à esquerda na caixa de ensaios, a porção de solo encontra maior impedimento para se deformar, devido à sua maior proximidade com a comporta frontal da caixa que impede a movimentação livre das partículas.

No trecho correspondente às inclinações de 25° a 34° praticamente cessam os deslocamentos em y, sendo observados deslocamentos negativos em x entre 1,5 e 3,5 mm na região até 10 cm de profundidade na ROI e movimentos mais baixos na faixa de 0 a 1 mm, negativos, na porção inferior da ROI. Finalmente, no aumento da inclinação do modelo de 34° para 35° , quando começam a surgir os primeiros escorregamentos superficiais no solo, praticamente não se observam movimentações na ROI. Tal comportamento decorre da pequena variação na inclinação da caixa e ainda por se tratar de uma condição de maior densificação do maciço quando comparada à condição inicial do ensaio. Nota-se apenas uma pequena região, na porção superior direita, com movimentos negativos na direção x entre 0,6 e 1,2 mm. É importante lembrar que a delimitação da ROI se inicia um pouco abaixo da superfície do modelo, justamente por essa região apresentar maiores deformações que não seriam adequadamente avaliadas pela função de forma utilizada pelo programa GeoPIV_RG.

Figura 5.13 – Campos de deslocamentos finais nas direções x e y em função do tipo de análise (H0, H1, L0 e L1) para o ensaio FL.

Figura 5.14 – Evolução dos deslocamentos ao longo do ensaio FL (análise H0).

Novamente, a definição da malha de análise (H0, H1, L0 ou L1) apresentou papel importante no que se refere ao detalhamento do campo de deformações cisalhantes (derivado do campo de deslocamentos), conforme verificado na Figura 5.15. Tanto o aumento no tamanho do *subset* quanto na sobreposição entre *subsets* (menor espaçamento) contribuíram para uma maior resolução espacial do campo de deformações, com diferença significativa no nível de detalhamento quando comparados os resultados da análise H0 (maior D_s e maior s) e L1 (menor D_s e menor s), por exemplo. Para a análise H0, na maior parte da ROI, são observadas deformações entre 0 e 5%, enquanto que na análise L1 é possível verificar regiões com deformações na faixa de 5 a 10%. Desse modo, a definição de uma malha de análise mais refinada (com menores *subsets* e maiores sobreposições) mostrou-se, mais uma vez, desejável quando se tem interesse na avaliação do campo de deformações no solo.

Figura 5.15 – Campos de deformação cisalhante de engenharia (γ) ao final do ensaio (0-35°) em função do tipo de análise (H0, H1, L0 e L1) para o ensaio FL.

5.4.3 Ensaio DT

Como já mencionado, nos ensaios com tubo T foi observada significativa influência do elemento enterrado na movimentação do solo circundante, devido à proximidade do tubo à face de vidro (distância de 2,5 mm). Desse modo, foi necessária uma expressiva redução no parâmetro $CC_{ZNCC-tol}$ para viabilizar a análise, conforme mostrado na Tabela 5.5. Por esse

motivo, foram conduzidas análises adicionais com exclusão da zona de influência do tubo enterrado, que permitiram o uso de maiores tolerâncias para o CC_{ZNCC} (Tabela 5.6), de modo a verificar potenciais diferenças nos resultados. As análises foram identificadas como *FullROI*, quando avaliada a totalidade da região de interesse, e como *PartialROI*, quando considerada a exclusão da zona de influência do tubo.

Tabela 5.5 – Características das análises *FullROI* no ensaio DT

ID Análise	$CC_{ZNCC-tol}$	Atualização da imagem de referência
H0	0,3	30° e 33°
H1	0,3	35°
L0	0,3	35°
L1	0,4	25°, 30° e 34°

Tabela 5.6 – Características das análises *PartialROI* no ensaio DT

ID Análise	$CC_{ZNCC-tol}$	Atualização da imagem de referência
H0	0,75	34°
H1	0,75	25°
L0	0,7	30°
L1	0,6	10°, 30°, 33°

A comparação entre os resultados obtidos para as diferentes análises *FullROI*, em termos de superfícies de deslocamento em x e em y, é apresentada na Figura 5.16. Como já verificado para as análises dos ensaios DL e FL, os campos de deslocamentos foram praticamente independentes da definição da malha.

Com o maciço denso, assim como para o ensaio DT, verifica-se baixos níveis de deslocamento, observando-se valores da ordem de 0,2 mm de deslocamento na direção x e de 1 mm para o deslocamento na direção y. Todavia, se nota uma região circular com movimentos muito superiores àqueles presentes em seu entorno, claramente consequência da presença da extremidade do elemento enterrado muito próxima à face de vidro da caixa de ensaios (Figura 4.8). A distância entre o tubo e a face de vidro situou-se em torno de 2,5 mm, o que favoreceu o fluxo local das partículas do solo. A Figura 5.17 mostra que essa região, devido às maiores deformações apresentadas, é a que inclui a maior concentração de *subsets* com coeficiente de correlação inferior ao valor de 0,75, explicando a necessidade de redução da tolerância do $CC_{ZNCC-tol}$ para valores de até 0,3 (Tabela 5.5).

Figura 5.16 – Campos de deslocamentos finais nas direções x e y para a *FullROI* em função do tipo de análise (H0, H1, L0 e L1) para o ensaio DT.

Figura 5.17 – Filtragem dos dados: *subsets* com CC_{ZNCC} menor que 0,75 (em vermelho) excluídos.

Desse modo as análises *PartialROI* foram realizadas com a exclusão, no momento da definição da malha de análise, da área influenciada pela presença do elemento enterrado. Na Figura 5.18 são apresentados os resultados encontrados para a análise H0, em termos de superfície de deslocamentos nas direções x e y. Eles são comparados com os resultados decorrentes da análise *FullROI* e ainda da análise *FullROI* com dados filtrados, na qual foram excluídos os dados dos *subsets* com $CC_{ZNCC-tol} < 0,75$.

A filtragem dos dados mostrou-se eficiente, com superfícies de deslocamentos praticamente idênticas àquelas advindas da análise *PartialROI*. Nas regiões com *subsets* excluídos os resultados são obtidos por interpolação dos valores circundantes, com máximos de -0,5 mm e 1 mm, para os deslocamentos em x e y, respectivamente, fora da zona interpolada.

A Figura 5.19 apresenta gráficos de vetores de deslocamento e superfície de deslocamentos resultantes subdivididos por intervalos de inclinação para melhor avaliar a evolução do movimento do solo ao longo do ensaio. São apresentados somente os resultados correspondentes à análise H0_ *FullROI* com dados filtrados pois, conforme verificado na Figura 5.16, não há diferenças significativas entre os tipos de análises avaliadas.

Figura 5.18 – Influência do elemento enterrado nos resultados da análise CID para o ensaio DT: (a) análise *FullROI*; (b) análise *PartialROI* (área representada pelo retângulo excluída da análise) e (c) análise *FullROI* com dados filtrados (excluídos *subsets* com $CC_{ZNCC} < 0,75$).

Figura 5.19 – Evolução dos deslocamentos ao longo do ensaio DT (análise H0_FullROI com dados filtrados).

Verifica-se na Figura 5.19 que na primeira etapa de inclinação (0° – 5°), assim como para os ensaios DL e FL, os deslocamentos na direção y são preponderantes, em decorrência do assentamento das partículas do solo. Até a profundidade de 20 cm na ROI os movimentos variam em um intervalo de 0,7 mm (próximo à superfície) a 0,2 mm. Entre as inclinações de 5° a 25° ocorre sensível redução nos movimentos na direção y e na parte superior da ROI, e no geral o deslocamento resultante situa-se em torno de 0,1 a 0,2 mm. No trecho correspondente às inclinações de 25° a 35° praticamente cessam os deslocamentos em y , sendo observados deslocamentos na direção x mais próximos à extremidade superior direita da ROI da ordem de 0,4 mm. Finalmente, no aumento da inclinação do modelo de 35° para 36° , quando começam a surgir os primeiros escorregamentos superficiais no solo praticamente não se observam movimentações na ROI. Tal comportamento decorre da pequena variação na inclinação da caixa e ainda por se tratar de uma condição de maior densificação do maciço quando comparada à condição inicial do ensaio. É importante lembrar que a delimitação da ROI se inicia um pouco abaixo da superfície do modelo, que se encontra na cota $y = 25$ mm (Figura 5.9), justamente por essa região apresentar maiores deformações que não seriam adequadamente avaliadas pela função de forma utilizada pelo programa GeoPIV_RG.

Novamente, a definição da malha de análise (H0, H1, L0 ou L1) apresentou papel importante no que se refere ao detalhamento do campo de deformações cisalhantes (derivado do campo de deslocamentos), conforme verificado na Figura 5.20 (análises *FullROI* com dados filtrados). Tanto o aumento no tamanho do *subset* quanto na sobreposição entre *subsets* (menor espaçamento) contribuíram para uma maior resolução espacial do campo de deformações, com diferença significativa no nível de detalhamento quando comparados os resultados da análise H0 (maior D_s e maior s) e L1 (menor D_s e menor s), por exemplo. Para a análise H0, na maior parte da ROI e excluindo a região com valores interpolados, são observadas deformações entre 0 e 2%, enquanto que na análise L1 é possível verificar regiões com deformações na faixa de 2 a 3%. Desse modo, a definição de uma malha de análise mais refinada, novamente, mostrou-se desejável quando se tem interesse na avaliação do campo de deformações no solo.

Figura 5.20 - Campos de deformação cisalhante de engenharia (γ) ao final do ensaio (0-36°) em função do tipo de análise (H0, H1, L0 e L1) para o ensaio DT *FullROI* com dados filtrados.

5.4.4 Ensaio FT

Como já mencionado no item 5.3 para o ensaio FT foi necessário dividir a análise em duas partes: a primeira relativa aos deslocamentos entre as inclinações de 5° a 20° (I1) e a segunda relativa aos deslocamentos no intervalo de inclinações de 20° a 35° (I2). Por esse motivo não é possível avaliar o deslocamento total ao final do ensaio, mas somente aqueles correspondentes a cada um dos intervalos.

A influência do elemento enterrado foi observada somente no intervalo I2, para o qual cada uma das análises foi ainda subdividida em *FullROI* e *PartialROI*, assim como para o ensaio DT.

A comparação entre os resultados obtidos para as análises H0 e L1 para os intervalos I1 e I2 (*FullROI*), em termos de superfícies de deslocamento nas direções x e y, é apresentada na Figura 5.21. São apresentadas somente as análises H0 e L1 pois, assim como para os outros ensaios, praticamente não houve diferenças nos resultados com a alteração da malha.

Figura 5.21 – Campos de deslocamentos nas direções x e y nos intervalos I1 e I2 para a *FullROI* em função do tipo de análise (H0 e L1) para o ensaio FT.

Com o maciço no estado fofo, era esperado maior nível de deslocamentos do que aquele observado para o ensaio DT. No caso dos deslocamentos verticais, como a análise iniciou a partir da inclinação de 5° , não foi possível computar os deslocamentos decorrentes do assentamento das partículas do solo, e por esse motivo os movimentos nos intervalos I1 e I2 situaram-se em valores baixos e em torno de 0,2 mm e 1 mm, respectivamente (Figura 5.21). Para os deslocamentos em x, foram observados valores maiores na porção superior da ROI (atingindo 15 cm de profundidade) variando entre -0,4 a -1,4 mm, no intervalo I1, e entre -2 e -10 mm, no intervalo I2 (Figura 5.21).

Assim como para o ensaio DT, para o intervalo I2 se nota uma região a 15 cm de profundidade na ROI (Figura 5.21) com movimentos muito superiores àqueles presentes em seu entorno, claramente consequência da presença do elemento enterrado próximo à face de vidro da caixa de ensaios. A Figura 5.22 mostra que essa região, devido às maiores deformações apresentadas, é a que inclui a maior concentração de *subsets* com coeficiente de correlação inferior ao valor de 0,6, explicando a necessidade de redução da tolerância do $CC_{ZNCC-tol}$ para o valor de 0,3 para as análises *FullROI*.

Figura 5.22 – Filtragem dos dados no intervalo I2: *subsets* com CC_{ZNCC} menor que 0,6 (em vermelho) excluídos.

Desse modo as análises *PartialROI*, no intervalo I2, foram realizadas com a exclusão da área influenciada pela presença do elemento enterrado. Na Figura 5.23 são apresentados os resultados encontrados para a análise H0, em termos de superfície de nas direções x e y. Eles

são comparados com os resultados decorrentes da análise *FullROI* e ainda da análise *FullROI* com dados filtrados, na qual foram excluídos os dados dos *subsets* com $CC_{ZNCC-tol} < 0,60$.

A filtragem dos dados mostrou-se eficiente, com superfícies de deslocamentos praticamente idênticas àquelas advindas da análise *PartialROI*, com máximos de -12 mm e 1 mm, para os deslocamentos em x e y, respectivamente, fora da zona interpolada (áreas com *subsets* excluídos).

Figura 5.23 – Influência do elemento enterrado nos resultados da análise CID para o ensaio FT: (a) análise *FullROI*; (b) análise *PartialROI* e (c) análise *FullROI* com dados filtrados (excluídos *subsets* com $CC_{ZNCC} < 0,6$).

A Figura 5.24 apresenta gráficos de vetores de deslocamento e superfície de deslocamentos resultantes subdivididos por intervalos de inclinação para melhor avaliar a evolução do movimento do solo ao longo do ensaio. São apresentados somente os resultados correspondentes à análise H0 pois, como já verificado, não há diferenças significativas entre os tipos de malhas avaliadas. Para o intervalo I2 os gráficos se referem à análise *FullROI* com dados filtrados.

Entre as inclinações de 5° a 10° estão presentes deslocamentos nas direções x e y de pequena magnitude, com valor resultante situando-se entre 0 e 0,2 mm. Já na faixa de inclinações de 10° a 20° observa-se redução na componente em y dos deslocamentos e valores resultantes maiores (entre 0,4 e 1,2 mm) na faixa superior e na lateral direita da ROI. No trecho correspondente às inclinações de 25° a 35° praticamente cessam os deslocamentos na direção y, sendo observados maiores deslocamentos em x (entre 3 e 9 mm) na região compreendida nos primeiros 15 cm da ROI. Finalmente, no aumento da inclinação do modelo de 35° para 36°, quando começam a surgir os primeiros escorregamentos superficiais no solo, estão presentes movimentos na direção x na porção superior da ROI variando entre 0,6 e 1,8 mm. É importante lembrar que a delimitação da ROI se inicia um pouco abaixo da superfície do modelo (cota y = 25 mm), em especial para o intervalo I2 (Figura 5.22), justamente por essa região apresentar maiores deformações que não seriam adequadamente avaliadas pela função de forma utilizada pelo programa GeoPIV_RG.

O refinamento da malha de análise, assim como para os ensaios anteriores, apresentou papel importante no que se refere ao detalhamento do campo de deformações cisalhantes (derivado do campo de deslocamentos), conforme verificado na Figura 5.25 para o intervalo I2 (análises *FullROI* com dados filtrados). Tanto o aumento no tamanho do *subset* quanto na sobreposição entre *subsets* (menor espaçamento) contribuíram para uma maior resolução espacial do campo de deformações, com diferença significativa no nível de detalhamento quando comparados os resultados da análise H0 (maior D_s e maior s) e L1 (menor D_s e menor s), por exemplo. Para a análise H0, na maior parte da ROI e excluindo a região com valores interpolados, são observadas deformações entre 0 e 10%, enquanto que na análise L1 é possível verificar regiões próximas à extremidade superior da ROI com deformações superiores a 15%. Desse modo, a definição de uma malha de análise mais refinada, novamente, mostrou-se desejável quando se tem interesse na avaliação do campo de deformações no solo.

Figura 5.24 – Evolução dos deslocamentos ao longo do ensaio FT (análise H0_FullROI com dados filtrados).

Figura 5.25 - Campos de deformação cisalhante de engenharia (γ) no intervalo de inclinações de 20 a 35° em função do tipo de análise (H0, H1, L0 e L1) para o ensaio FT *FullROI* com dados filtrados.

5.5 Avaliação do movimento relativo da câmera

Apesar da solidarização entre a câmera digital e a caixa de ensaios, o movimento relativo entre ambos não é necessariamente nulo, pois durante o aumento da inclinação do sistema podem ocorrer acomodações nos parafusos afixadores da estrutura de suporte da câmera à caixa (Figura 3.10). Desse modo, para quantificar este movimento relativo, foi utilizado o programa gratuito de edição de imagens GIMP, que permitiu detectar e corrigir movimentos de translação com 1 px de resolução e movimentos de rotação em até 0,01° de resolução. A correção do movimento foi feita de modo a tornar coincidentes os pontos de controle da imagem analisada com a imagem de referência e a conversão das correções dos movimentos translacionais de px para mm foi feita com base na escala global da imagem de 0,075 mm/px.

Na Figura 5.26 são apresentadas as correções aplicadas em termos de deslocamentos em x, em y (eixo xy local) e rotação (sentido horário positivo). Observa-se que na direção y praticamente não houve movimentação relativa, enquanto que na direção x o movimento aumentou gradativamente com o acréscimo da inclinação da caixa de ensaios, atingindo valores da ordem de 2 a 3 mm de movimento relativo. A rotação máxima corrigida girou em torno de 0,3° para todos os ensaios. A consistência dos resultados encontrados em todos os ensaios deve-

se ao fato do movimento relativo câmera/caixa independer da configuração do ensaio, sofrendo influência somente da configuração de fixação da câmera à caixa de ensaios.

Figura 5.26 – Correções aplicadas para minimizar o movimento relativo da câmera (translação e rotação) para os ensaios FL, DL e DT.

Os valores encontrados para a movimentação na direção x da câmera, embora possam ser considerados pequenos, têm ordem de grandeza dos deslocamentos esperados no interior do maciço e, caso não sejam corrigidos, podem ter influência significativa nos resultados encontrados na análise CID, visto que um movimento relativo da câmera na direção $-X$ implica em um movimento relativo da imagem na direção $+X$.

Na teoria, o processo de calibração embutido no programa GeoPIV_RG é capaz de corrigir possíveis distorções e movimentos da câmera. Desse modo, para verificar a efetividade da calibração na correção dos movimentos já constatados, foram conduzidas análises adicionais com as imagens corrigidas no programa GIMP. Na Figura 5.27 e na Figura 5.28 são apresentadas as comparações entre as análises H0 com imagens originais e corrigidas, para os ensaios DL e DT, respectivamente. É possível verificar que o tipo de imagem utilizada na análise teve praticamente influência nula nos resultados obtidos, o que permite concluir que o processo de calibração foi eficaz em corrigir os movimentos da câmera. As demais análises (H1, L0 e L1) apresentaram mesmo comportamento.

Figura 5.27 – Comparação dos campos finais nas direções x e y para o ensaio DL entre (a) imagens originais e (b) imagens corrigidas (análises H0).

Figura 5.28 – Comparação dos campos de deslocamentos finais nas direções x e y entre (a) imagens originais e (b) imagens corrigidas para o ensaio DT *FullROI* (análises H0).

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 Conclusões

O presente trabalho apresenta a concepção e utilização de um novo equipamento para o estudo do comportamento de dutos enterrados em material granular sujeito à variação em seu estado de tensões por meio da aplicação de incrementos de inclinação ao modelo. Concomitantemente, para avaliar o comportamento do solo ao longo dos ensaios foi utilizada a técnica de Correlação de Imagens Digitais, que permite avaliar os deslocamentos e deformações no solo de forma não invasiva. Apesar das restrições existentes quando da utilização de modelos reduzidos, foi possível analisar comparativamente a influência da compacidade do maciço frente ao posicionamento do duto enterrado e ainda a aplicabilidade da técnica CID em modelos geotécnicos.

Para testar o desempenho do equipamento e verificar potenciais oportunidades de melhorias foram conduzidos quatro ensaios, nos quais foram variados a densidade do solo e a posição do tubo no interior da caixa de ensaios desenvolvida. Com base nos resultados encontrados destacam-se as seguintes conclusões:

- i) o equipamento desenvolvido se mostrou adequado com a escala do sistema, apresentando desempenho satisfatório para o alcance dos objetivos propostos;
- ii) as dimensões escolhidas para o duto utilizado nos ensaios, com relação D/t igual a 98,6, permitiu a avaliação da influência da variação da inclinação do modelo nas deformações experimentadas pelo elemento enterrado. Um tubo de maior rigidez poderia comprometer os estudos realizados, possivelmente apresentando deformação nula em face ao baixo nível de tensões corrente nos ensaios;
- iii) nos ensaios T maiores deformações específicas foram verificadas para o tubo na situação de solo circundante no estado fofo: no ensaio FT os acréscimos de deformações longitudinais e transversais foi cerca de 10 e 3 vezes superiores, respectivamente, em relação àqueles observados no ensaio DT. As deformações experimentadas na linha

central do tubo indicam que ocorreu flexão lateral do elemento com o aumento da inclinação do modelo, principalmente no caso do ensaio FT;

- iv) nos ensaios com o tubo L, o maior efeito da variação da inclinação do modelo foi sentido na seção B, seguido da seção C. Para a seção A praticamente não houve alterações no nível de deformações específicas na parede do tubo em função da variação da inclinação da caixa. Para a seção B, foi observada na linha central uma tendência de deformações de compressão em ambos os lados, com maiores magnitudes no ensaio em areia densa, no qual foi observada certa influência da reação do solo contra a extremidade esquerda do tubo. Maiores deformações foram experimentadas pelo tubo nas posições do topo e base, com comportamento de compressão e extensão, respectivamente. Nestas posições, as deformações específicas no ensaio DL foram cerca de 2,5 vezes maiores àquelas observadas no ensaio FL. Na seção C, verificou-se que os resultados no ensaio DL foram fortemente influenciados pela extremidade do tubo enterrada na seção horizontal da caixa de ensaios, com provável tendência ao desalinhamento do tubo e consequente flexão lateral.
- v) nos ensaios com o tubo L, a hipótese de geração de deformações longitudinais de extensão mais proeminentes na seção A evoluindo para deformações longitudinais de compressão na seção C, devido ao atrito ao longo do comprimento do tubo, não foi confirmada. Dessa forma, ensaios adicionais são necessários para elucidar os resultados encontrados nas diferentes seções instrumentadas;
- vi) o aumento da inclinação da seção inclinável da caixa de ensaios mobilizou o estado passivo na porção de solo situada no final do modelo, na seção horizontal da caixa. Próximo à comporta frontal de contenção do material, ao final do ensaio, foram verificados acréscimos de tensão horizontal da ordem de 8 vezes a tensão vertical com o solo no estado denso, e de 4,5 vezes para o solo em estado fofo. Na posição mais próxima à interseção entre as seções inclinável e horizontal da caixa de ensaios, acréscimos normalizados de 4,9 e 2 vezes foram observados para os maciços no estado denso e fofo, respectivamente. O elevado acréscimo no empuxo, na prática, pôde ser constatado pelo surgimento de trincas no vidro lateral de fechamento da seção horizontal da caixa de ensaios. Essa observação justifica-se pelo fato de o vidro ser um material

capaz de absorver pouca deformação e estar impedido de se movimentar pela estrutura do equipamento;

- vii) o transdutor de deslocamentos do tubo (TDT) não foi capaz de ler precisamente as deflexões no tubo decorrentes da variação da inclinação do modelo, pois a baixa magnitude das deflexões experimentadas pelo elemento fogem à resolução do transdutor construído. Para ser capaz de ler acuradamente valores mais baixos de deflexão, seria necessário aumentar a rigidez das pernas do transdutor. Contudo, aumentando a rigidez, a força necessária para produzir um mesmo deslocamento também aumenta, ou seja, a força de contato entre o transdutor e a parede interna do tubo seria maior e em consequência impediria a deflexão livre da parede do tubo. Como as deflexões esperadas são muito pequenas, este acréscimo na reação no contato com o tubo iria ser um fator externo com forte influência no sistema e da mesma maneira, não seria possível obter as informações desejadas de forma satisfatória.
- viii) apesar do exposto no item anterior, os resultados verificados pelo TDT confirmaram o comportamento das deformações obtido via *strain-gages*, que indicam que o tubo disposto na transversal na caixa de ensaios (Tubo T) é mais solicitado na situação de maciço fofo e que o tubo disposto na longitudinal (Tubo L), em sua seção central, na situação de maciço denso.

As imagens digitais foram adquiridas diariamente ao longo dos ensaios, sob condições de iluminação padronizadas. Finalizado cada ensaio, a técnica CID foi aplicada para o processamento das imagens no programa GeoPIV_RG, com o intuito de se avaliar o campo de deslocamentos e deformações no solo ao longo do ensaio. As principais conclusões relativas à análise das imagens digitais são a seguir destacadas:

- i) a metodologia utilizada para otimização da textura do material granular foi eficaz e viabilizou a utilização da técnica de Correlação de Imagens Digitais para análise dos deslocamentos e deformações do solo ao longo do ensaio. A porcentagem de textura adicionada à areia, definida em 20% (em peso), atendeu tanto aos critérios mínimos recomendados para os parâmetros σ_{1s} e SSSIG, quanto às questões de ordem prática relacionadas ao volume de material colorido preparado;

- ii) o processo de calibração, etapa final no processamento das imagens no programa GeoPIV_RG para conversão das coordenadas do espaço-imagem para o espaço-objeto, mostrou-se satisfatório, com razoável estabilidade dos parâmetros de calibração e desvio padrão próximo ao limite recomendado de 0,5 px para todas as análises. Conclui-se, portanto, que a metodologia empregada para a obtenção das coordenadas reais dos pontos de controle foi adequada. Ademais, o processo de calibração foi capaz de corrigir movimentos relativos da câmera digital da ordem de 2 mm;
- iii) o tamanho do *subset* e espaçamento entre *subsets* praticamente não exerceram influência no campo de deslocamentos obtido, contudo, o maior refinamento da malha de análise (menor tamanho e menor espaçamento) permitiu extrair observações mais detalhadas do campo de deformações;
- iv) nos ensaios com material na condição densa ($D_r = 111,5\%$), as deformações cisalhantes de engenharia obtidas via análise CID apresentaram-se na faixa de 0 a 3%, enquanto que para o material fofo ($D_r = 58,2\%$) os valores situaram-se na faixa de 0 a 10%, com regiões localizadas (próximas à superfície do solo) apresentando deformações de até 15%. A maior deformabilidade do solo no estado fofo ajuda a explicar as maiores deformações observadas no tubo T (sujeito a flexão lateral): quando enterrado no solo com menor compacidade, a rigidez relativa do tubo em relação ao solo é maior que na situação de solo denso e, portanto, o elemento enterrado absorve maior quantidade de tensão, apresentando maiores deformações. Além disso, como o solo mais deformável absorve menos carga, são justificáveis os menores acréscimos de tensão horizontal lidos pelas células de tensão total posicionadas na seção horizontal da caixa de ensaios;
- v) no início da inclinação do sistema (0 a 5°) os movimentos predominantes foram no sentido do eixo local y, devido ao assentamento das partículas, com magnitude decrescente com a profundidade. No maciço fofo observou-se valores entre 0,4 e 1 mm (Ensaio FL) e no maciço denso, entre 0,2 a 0,6 mm, para ensaio DL, e entre 0,3 e 0,8 mm para o ensaio DT. No decorrer dos ensaios a componente em y dos vetores de deslocamento diminuem progressivamente, passando a dominar a componente em x no intervalo de inclinação do modelo de 25° a 34/35°. No último incremento de inclinação, de 34° para 35°, nos ensaios com solo fofo, e de 35 para 36°, nos ensaios com material denso, praticamente cessam as movimentações. O ensaio FT é exceção, no qual se

observam deslocamentos paralelos a superfície na faixa de 0,6 a 1,6 mm, na porção superior da ROI;

- vi) nos ensaios com o tubo posicionado na transversal no interior da caixa de ensaios (Tubo T) a técnica CID foi capaz de detectar a influência do elemento enterrado nas deformações do solo circundante, devido à proximidade do tubo à face de vidro. Houve significativo aumento dos deslocamentos e consequente dissonância entre os *subsets* de imagens sucessivas, resultando em correlações pobres na região e necessidade de significativa redução da tolerância mínima do coeficiente de correlação;
- vii) a técnica CID mostrou-se apropriada, permitindo a avaliação do campo de deslocamentos e deformações no solo de forma não destrutiva e apresentando forte potencial na aplicação em modelos geotécnicos. O sucesso da aplicação da técnica depende, contudo, do atendimento à algumas recomendações básicas, como resolução da partícula, qualidade da textura da imagem e padronização da iluminação ao longo do ensaio.

6.2 Sugestões para trabalhos futuros

Com o intuito de aprimorar os resultados expostos nesta pesquisa e expandir os objetivos propostos, algumas sugestões para pesquisas futuras são listadas abaixo:

- i) recomenda-se a realização de mais ensaios com mesma configuração apresentada neste trabalho para avaliar a repetibilidade dos resultados encontrados e melhor elucidar o comportamento do sistema solo/duto. Para o Tubo L, propõe-se testar outras configurações de fixação do elemento à caixa de ensaios para melhor avaliar sua influência nas deformações experimentadas ao longo do tubo e ainda reduzir o seu comprimento para eliminar a influência da extremidade do tubo enterrada no solo situado na seção horizontal da caixa de ensaios;
- ii) realização de análise numérica do problema experimental tratado na presente pesquisa, com abordagem bi e tridimensional para melhor avaliar o fenômeno estudado e possibilitar uma gama maior de variação de parâmetros analisados;

- iii) realização de ensaios com material granular parcialmente saturado para avaliação da influência da água no comportamento do sistema solo/tubo e desenvolvimento de deformações no solo. Propõe-se ainda estudar a influência de ciclos de umedecimento que simulem chuvas periódicas;
- iv) realização de ensaios com variação da relação H/D e variação do diâmetro do tubo para avaliação do efeito da profundidade de enterramento no comportamento do tubo;
- v) realização de ensaios para a avaliação do comportamento solo/tubo submetido a carregamentos externos. Propõe-se a aplicação de uma pressão na superfície do modelo visando estudar o comportamento solo/tubo sob maiores níveis de tensão. A viabilização deste tipo de ensaio depende da realização de adaptações complementares no equipamento desenvolvido;
- vi) realização de ensaios com avaliação do campo de deslocamentos e deformações no solo ao longo de todo o comprimento da caixa. Com este fim é indicado fixar estruturas de suporte suplementares para as câmeras adicionais a serem utilizadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADINOLFI, M. **Displacements scenarios for active landslides by using creep phenomenological model**. 2008. 114 p. Minor thesis - Universitat Politècnica de Catalunya - BarcelonaTech, Barcelona, 2008.

ADRIAN, R.J. Particle-imaging techniques for experimental fluid-mechanics. **Annual Review of Fluid Mechanics**, v. 23, n. 1, p.261-304, 1 jan. 1991.

AGÊNCIA NACIONAL DO PETRÓLEO, GÁS NATURAL E BIOCOMBUSTÍVEIS (ANP). **Anuário estatístico brasileiro do petróleo, gás natural e biocombustíveis**: 2015. Rio de Janeiro: ANP, 2015. 248 p.

AHRENDT, A. **Movimentos de massa gravitacionais** - proposta de um sistema de previsão: aplicação na área urbana de Campos do Jordão - SP. 2005. 364 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

ALBARELLO, L.C. **O vazamento do oleoduto olapa (Morretes, Paraná)**: avaliação ambiental e reconstituição do comportamento do óleo, da serra do mar ao Complexo Estuarino de Paranaguá. 2012. 187 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Geociências, Instituto de Geociências, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

ALMAHAKERI, M.; FAM, A.; MOORE, I.D. Experimental investigation of longitudinal bending of buried steel pipes pulled through dense sand. **Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice**, v. 5, n. 2, p.1-10, maio 2014.

ARSHAD, M.I.; TEHRANI, F.S.; PREZZI, M. Experimental study of cone penetration in silica sand using digital image correlation. **Geotechnique**, v. 64, n. 7, p.551-569, jun. 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 8 p.

_____. **NBR 7181**: Solo — Análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2016. 12 p.

_____. **NBR 12004**: Solo – Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos. Rio de Janeiro: ABNT, 1990. 7 p.

_____. **NBR 12051**: Solo – Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos. Rio de Janeiro: ABNT, 1991. 15 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D3080 / D3080M-11**: Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions. West Conshohocken: ASTM International, 2011. 9 p.

AUGUSTO FILHO, O. Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 1, 1992, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABMS/ABGE/PMRJ/SMO/GEORIO, 1992. v. 2. p. 721-733.

AUGUSTO FILHO, O. Escorregamentos em encostas naturais e ocupadas: análise e controle. In: BITAR, O.Y. **Curso de geologia aplicada ao meio ambiente**. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1995. p. 77-100.

BABA, H. O.; PETH, S. Large scale soil box test to investigate soil deformation and creep movement on slopes by Particle Image Velocimetry (PIV). **Soil And Tillage Research**, v. 125, p.38-43, set. 2012.

BERNAL, D.F.A. **Estudo em modelos do comportamento de dutos enterrados ancorados por geossintéticos**. 2014. 87 f. Dissertação (Mestrado) - Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2014.

BRABB, E.E. The world landslide problem. **Episodes**, v. 14, n. 1, p.52-61, dez. 1990.

BRACHMAN, R.W.I.; MOORE, I.D.; ROWE, R.K. The design of a laboratory facility for evaluating the structural response of small-diameter buried pipes. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 37, p.281-295, 2000.

BUENO, B.S.; COSTA, Y.D.J. **Dutos enterrados: aspectos geotécnicos**. São Carlos: EESC - USP, 2009. 304 p.

BUENO, B.S. **The behaviour of thin walled pipes in trenches**. 1987. 360 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, University of Leeds, Leeds, 1987.

CALVETTI, F.; DI PRISCO, C.; NOVA, R. Experimental and numerical analysis of soil-pipe interaction. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 130, n. 12, p.1292-1299, dez. 2004.

CARVALHO, T.G.B.; ALBUQUERQUE JUNIOR, F.S.; TIBANA, S. Uso de técnica de processamento digital de imagens em problemas geotécnicos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 17, 2014, Goiânia. **Proceedings...**

CASSETI, V. **Geomorfologia**. 2005. Disponível em: <<http://www.funape.org.br/geomorfologia/>>. Acesso em: 09 fev. 2016.

CHEN, Z. (Chris); LI, K.; OMIDVAR, M. Guidelines for CID in geotechnical engineering research. **International Journal of Physical Modelling in Geotechnics**, p.1-20, set. 2016. No prelo. doi: 10.1680/jphmg.15.00040.

CHENG, P.; SUTTON, M.A.; SCHREIER, H. W.; McNEILL, S.R. Full-field speckle pattern image correlation with B-Spline deformation function. **Experimental Mechanics**, v. 42, n. 3, p.344-352, set. 2002.

CHEUK, C. Y.; WHITE, D. J.; BOLTON, M. D. Uplift mechanisms of pipes buried in sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 134, n. 2, p.154-163, fev. 2008.

COSTA, Y.D.J. **Modelagem física de condutos enterrados sujeitos a perda de apoio ou elevação localizada**. 2005. 320 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos-universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

CULLING, W.E.H. Soil creep and the development of hillside slopes. **The Journal of Geology**, v. 71, n. 2, p.127-161, mar. 1963.

DONOGHUE, D.N.M. **Processes and mechanisms of slow mass movement in a small catchment in wearable, n. England**. 1988. 490 p. Tese (Doutorado). Department of Geography, Durham University, Durham, 1988.

EMERY, J.J. Simulation of slope creep. In: VOIGHT, B. (Ed.). **Developments in Geotechnical Engineering: Rockslides and Avalanches, 1 Natural Phenomena**. Elsevier, 1978. Cap. 19. p. 669-691.

FENG, W.; HUANG, R.; LIU, J.; XU, X.; LUO, M. Large-scale field trial to explore landslide and pipeline interaction. **Soils and Foundations**, v. 55, n. 6, p.1466-1473, dez. 2015.

FENZA, G. **Experimental and numerical investigations to assess the behaviour of a buried pipeline in areas with high geological instability**. 2016. 214 p. Tese (Doutorado). Università degli Studi di Cagliari, 2016.

FIGUEIREDO, L.F.; SÁNCHEZ FILHO, E.S. Análise das deformações em dutos enterrados. **Engenharia Estudo e Pesquisa**, v. 13, n. 1, p.17-27, jan./jun. 2013.

GERMER, K.; BRAUN, J. Effects of saturation on slope stability: laboratory experiments utilizing external load. **Vadose Zone Journal**, v. 10, n. 2, p.477-486, jan. 2011.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. **Estabilidade de Taludes naturais e de Escavação**. São Paulo: Edgard Bluncher, 1976. 170 p.

GUO, P.J.; STOLLE, D.F.E..Lateral pipe–soil interaction in sand with reference to scale effect. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 131, n. 3, p.338-349, mar. 2005.

HALL, S.A. Digital image correlation in experimental geomechanics. In: VIGGIANI, G.; HALL, S.A.; ROMERO, E. (Eds.). **ALERT Doctoral School 2012: Advanced experimental techniques in geomechanics**. Grenoble: CEDEX, 2012. p. 69-102.

HAN, B.; WANG, Z.; ZHAO, H.; JING, H.; WU, Z. Strain-based design for buried pipelines subjected to landslides. **Petroleum Science**, v. 9, n. 2, p.236-241, jun. 2012.

HEIKKILA, J.; SILVEN, O. A four-step camera calibration procedure with implicit image correction. In: IEEE COMPUTER SOCIETY CONFERENCE ON COMPUTER VISION AND PATTERN RECOGNITION, 1997, San Juan. **Proceedings...** San Juan: IEEE, 1997. p. 1106 - 1112.

HOFFMANN, Karl. **An introduction to stress analysis and transducer design using strain gauges**. HBM, 2012. 257 p.

HUANG, B.; LIU, J.; LING, D. Application of particle image velocimetry (PIV) in the study of uplift mechanisms of pipe buried in medium dense sand. **Journal of Civil Structural Health Monitoring**, v. 5, n. 5, p.599-614, 13 ago. 2015.

HUNGR, O.; LEROUEIL, S.; PICARELLI, L. The Varnes classification of landslide types, an update. **Landslides**, v. 11, n. 2, p.167-194, nov. 2013.

HUTCHINSON, J. General report: morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON LANDSLIDES, 5., 1988, Lausanne. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1988. v. 1, p. 3 – 35.

INFANTI JUNIOR, N.; FORNASARI FILHO, N. Processos de dinâmica superficial. In: OLIVEIRA, A.M.S.; BRITO, S.N.A. **Geologia de Engenharia**. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998. Cap. 9. p. 131-152.

KARIMIAN, S.A. **Response of buried steel pipelines subjected to longitudinal and transverse ground movement**. 2006. 329 p. Tese (Doutorado). The University of British Columbia, 2006.

KARIMIAN, H.; WIJEWICKREME, D.; HONEGGER, D. Full-scale laboratory testing to assess methods for reduction of soil loads on buried pipes subject to transverse ground movement. In: INTERNATIONAL PIPELINE CONFERENCE, 6., 2006, Alberta, Canada. **Proceedings...** Alberta: Volume 1: Project Management; Design and Construction, 2006. p. 91-99.

KENNY, S.; JUKES, P. Pipeline/soil interaction modeling in support of pipeline engineering design and integrity. In: REVIE, R. Winston (Ed.). **Oil and gas pipelines: Integrity and Safety Handbook**. Hoboken, New Jersey: Wiley, 2015. Cap. 8. p. 99-141.

KHARI, M.; KASSIM, K. A.; ADNAN, A. Sand samples' preparation using mobile pluviator. **Arabian Journal for Science and Engineering**, v. 39, n. 10, p.6825-6834, 26 jun. 2014.

LEROUEIL, S. Natural slopes and cuts: Movement and failure mechanisms. **Géotechnique**, v. 51, n. 3, p.197-243, jan. 2001.

LO PRESTI, D.C.F.; PEDRONI, S; CRIPPA, V. Maximum dry density of cohesionless soils by pluviation and by ASTM D 4253-83: A comparative study. **Geotechnical Testing Journal**, v. 15, n. 2, p.180-189, jun. 1992.

MARQUES, M. E. S.; COSTA, A.M.; ALMEIDA, M.S.S.; LACERDA, W.A.; FREITAS, N. C. Monitoramento geotécnico de um duto enterrado em encosta. In: RIO PIPELINE 2003 CONFERENCE & EXPOSITION, 1, 2003, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rio de Janeiro, 2003.

MARQUES FILHO, J.; FREITAS JUNIOR, J.A; COSTA, M.M.M. **Apostila da disciplina de materiais de construção: Reologia**. Curitiba: Departamento de Construção Civil - Universidade Federal do Paraná, 2007. 32 p.

MASSAD, F. **Obras de terra: curso básico de geotecnia**. São Paulo: Oficina de Textos, 2003. 170 p.

MILNE, F.D.; BROWN, M.J.; KNAPPETT, J.A.; DAVIES, M.C.R. Centrifuge modelling of hillslope debris flow initiation. **Catena**, v. 92, p.162-171, maio 2012.

MONTRASIO, L.; VALENTINO, R. Experimental analysis and modelling of shallow landslides. **Landslides**, v. 4, n. 3, p.291-296, mar. 2007.

MORIWAKI, H.; INOKUCHI, T.; HATTANJI, T.; SASA, K.; OCHIAI, H.; WANG, G. Failure processes in a full-scale landslide experiment using a rainfall simulator. **Landslides**, v. 1, n. 4, p.277-288, nov. 2004.

MOSER, A.P. **Buried Pipe Design**. 2. ed. McGraw-Hill, 2001. 607 p.

NOGUEIRA JR., J.; MARQUES, A. S. Linhas de Transmissão e Dutos. In: OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S. N. A. **Geologia de Engenharia**. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998. Cap. 30. p. 475-485.

OLIVEIRA, H.R. **Gerenciamento da integridade de dutos: proposta de abordagem aos riscos geotécnicos em gasodutos de transmissão**. 2005. 155 p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2005.

OLIVEIRA, L.M. **Acidentes geológicos urbanos**. 1. ed. Curitiba: Mineropar, 2010. 78 p.

OLIVEIRA, J.R.M.S. **Modelagem em centrífuga de um problema de interação solo-estrutura**. 2005. 324 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2005.

OMMUNDSEN, M. L. **Upheaval Buckling of Buried Pipelines**. 2009. 131 p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Ocean Design, The University of Stavanger, Stavanger, 2009.

PACHECO, L.A. **Modelagem física e numérica de um duto enterrado em areia sujeito a deslocamento lateral**. 2006. 114 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2006.

PAN, B.; LI, K.; TONG, W. Fast, robust and accurate digital image correlation calculation without redundant computations. **Experimental Mechanics**, v. 53, n. 7, p.1277-1289, fev. 2013.

PAN, B.; QIAN, K.; XIE, H. ASUNDI, A. Two-dimensional digital image correlation for in-plane displacement and strain measurement: a review. **Measurement Science and Technology**, v. 20, n. 6, p.1-17, abr. 2009.

PAN, B.; XIE, H.; WANG, Z.; QIAN, K.; WANG, Z. Study on subset size selection in digital image correlation for speckle patterns. **Optics Express**, v. 16, n. 10, p.7037-7048, mai. 2008.

PEQUENO, J.G.A. **Comportamento de dutos enterrados sujeitos a movimentos de massa em solos**. 2013. 124 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2013.

PRESS, F.; SIEVER, R.; GROTZINGER, J.; JORDAN, T.H. **Para entender a terra**. 4. ed. Porto Alegre: Artmed, 2006. 656 p.

RAD, N.S.; TUMAY, M.T. Factors Affecting Sand Specimen Preparation by Raining. **Geotechnical Testing Journal**, v. 10, n. 1, p.31-37, dez. 1987.

RAFFEL, M; WILLERT, C.; WERELEY, C.E.; KOMPENHANS, J. **Particle Image Velocimetry: A Practical Guide**. 2. ed. Heidelberg: Springer, 2007. 448 p.

RODRIGUES, R.; LOPES, J.A.U. Rodovias. In: OLIVEIRA, A.M.S.; BRITO, S.N.A. **Geologia de Engenharia**. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998. Cap. 25. p. 419-430.

SABOYA, F.A.; SANTIAGO, P.A.C.; MARTINS, R.R.; TIBANA, S.; RAMIRES, R.S.; ARARUNA, J.T. Centrifuge test to evaluate the geotechnical performance of anchored buried pipelines in sand. **Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice**. v. 3, n. 3, p.84-97, ago. 2012.

SCHREIER, H.W.; BRAASCH, J. R.; SUTTON, M. A. Systematic errors in digital image correlation caused by intensity interpolation. **Optical Engineering**, v. 39, n. 11, p.2915-2921, nov. 2000.

SILVEIRA, K.D. **Análise paramétrica do comportamento de condutos enterrados flexíveis e de grande diâmetro**. 2001. 110 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Geotécnica, Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

SOARES, J.; MUSMAN, J.V.R. Estabilização e Monitoramento de Encosta em Solo Coluvionar na Serra do Mar. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 3., 2001, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: Perfect Press, 2001. p. 571 – 577.

STANIER, S.A.; BLABER, J.; TAKE, W.A.; WHITE, D.J. Improved image-based deformation measurement for geotechnical applications. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 53, n. 5, p. 727-739, maio 2016a.

STANIER, S.; DIJKSTRA, J.; LÉSNIEWSKA, D.; HAMBLETON, J.; WHITE, D.; WOOD, D.M. Vermiculate artefacts in image analysis of granular materials. **Computers and Geotechnics**, v. 72, p.100-113, fev. 2016b.

STANIER, S.A.; WHITE, D.J. Improved Image-Based Deformation Measurement in the Centrifuge Environment. **Geotechnical Testing Journal**, v. 36, n. 6, p.915-927, set. 2013.

SUZUKI, S. **Propriedades geomecânicas de alguns solos residuais e coluvionares ao longo do oleoduto Curitiba-Paranaguá**. 2004. 329 p. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2004.

TAKE, W.A. Thirty-sixth canadian geotechnical colloquium: advances in visualization of geotechnical processes through digital image correlation. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 52, n. 9, p.1199-1220, set. 2015.

TAKEYA, T. **Análise experimental de estruturas** - notas de aula. São Carlos: EESC-USP, 2010 (Apostila/ Publicação didática).

TENG, Y.; STANIER, S.A.; GOURVENEC, S.M. Synchronised multi-scale image analysis of soil deformations. **International Journal of Physical Modelling in Geotechnics**, p.1-19, ago. 2016. No prelo. doi: 10.1680/jphmg.15.00058.

TERZAGHI, K. **Mecanismo dos escorregamentos de terra**. São Paulo: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1953. 38p. Tradução de Ernesto Pichler.

TERZIAN, R. **Conceitos e metodologias de gestão de projeto e sua aplicação ao caso da integridade da malha dutoviária**. 2005. 138 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Industrial, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

TOMINAGA, L.K.; SANTORO, J.; AMARAL, R. (Org.). **Desastres Naturais: conhecer para prevenir**. São Paulo: Instituto Geológico, 2009. 196 p.

TRAUTMANN, C.H.; O'ROURKE, T.D. Lateral force-displacement response of buried pipe. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 111, n. 9, p.1077-1092, set. 1985.

TUPA, N. **Utilização de geossintéticos para proteção de tubulações pressurizadas enterradas**. 2006. 154 f. Tese (Doutorado) - Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2006.

VARNES, D.J. Slope movements, type and processes. In: SCHUSTER, R. L.; KRIZEK, R.J. (Ed.). **Special Report 176: Landslides: Analysis and Control**. Washington, DC: Transportation and Road Research Board, National Academy of Science, 1978. p. 11-33.

VAUNAT, J., LEROUEIL, S. & FAURE, R. M. 1994. Slope movements: a geotechnical perspective. In: INTERNATIONAL CONFERENCE OF THE INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY, 7, 1994, Lisboa. **Proceedings...**p. 1637-1646.

VULLIET, L. Modelling creeping slopes. **Rivista Italiana di Geotecnica**, v. 23, n. 1, p.71-76, mar. 1999.

WEERASEKARA, L. **Pipe-soil interaction aspects in buried extensible pipes**. 2011. 273 p. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, The University of British Columbia, Vancouver, 2011.

WEERASEKARA, L.; WIJEWICKREME, D. Mobilization of soil loads on buried, polyethylene natural gas pipelines subject to relative axial displacements. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 45, n. 9, p.1237-1249, set. 2008.

WHITE, D.J.; BAREFOOT, A.J.; BOLTON, M.D. **Centrifuge modelling of upheaval buckling in sand. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics**, v. 1, n. 2, p.19-28, jun. 2001.

WHITE, D.J.; TAKE, W. A. **GeoPIV: Particle Image Velocimetry (PIV) software for use in geotechnical testing. Technical Report n°: CUED/D-SOILS/TR322. Cambridge University Engineering Department**, 2002.

WHITE, D.J.; TAKE, W. A.; BOLTON, M. D. Soil deformation measurement using particle image velocimetry (PIV) and photogrammetry. **Géotechnique**, v. 53, n. 7, p.619-631, set. 2003.

WHITE, D.J.; TAKE, W.A. Discussion on “application of particle image velocimetry (PIV) in centrifuge testing of uniform clay”. **International Journal of Physical Modelling in Geotechnics**, v. 5, n. 4, p.27-31, dez. 2005.

WP/WLI (UNESCO Working Party on World Landslide Inventory). **Multilingual Landslide Glossary**. Bitech, Richmond, British Columbia. 1993.

YOOSEF-GHODSI, Nader. Strain-based design of pipelines. In: REVIE, R. Winston (Ed.). **Oil and gas pipelines: Integrity and Safety Handbook**. Hoboken: Wiley, 2015. Cap. 4. p. 37-48.

YOSHIZAKI, K.; O’ROURKE, T.D.; HAMADA, M. Large scale experiments of buried steel pipelines with elbows subjected to permanent ground deformation. **Structural Engineering / Earthquake Engineering**, v. 20, n. 1, p.1-11, 2003.

APÊNDICE A - Caixa de ensaios desenvolvida

A seguir são apresentados os principais detalhamentos da caixa de ensaios desenvolvida. Todas as dimensões estão em mm.

Tabela A.1 – Descrição dos componentes da caixa de ensaios (continua)

Peça	Descrição	Ref.
Estrutura 1 Base	Estrutura de base da seção da caixa de ensaios inclinável. Perfis quadrados metalon 1"x1"x3mm (em vermelho) e perfis de aço quadrados maciços de 1".	Figura A.6
Estrutura 1 Lateral frontal	Estrutura lateral frontal da seção da caixa de ensaios inclinável. Perfis quadrados metalon 1"x1"x3mm (em vermelho) e perfis de aço quadrados maciços de 1".	Figura A.7
Estrutura 1 Lateral posterior	Estrutura lateral posterior da seção da caixa de ensaios inclinável. Perfis quadrados metalon 1"x1"x3mm (em vermelho) e perfis de aço quadrados maciços de 1".	Figura A.8
Base 07	Composta pela estrutura 1 e chapa de fundo da seção da caixa de ensaios inclinável. Perfis quadrados metalon 1"x1"x3mm (em vermelho), perfis de aço quadrados maciços de 1" e chapa de aço 1/4".	Figura A.9
Base 08	Estrutura e chapa de fundo da seção horizontal da caixa de ensaios. Perfis quadrados metalon 1"x1"x3mm e chapa de aço 1/4".	Figura A.10
Base 10	Componente da Base 08. Chapa 1/4"	Figura A.11
Reforço 03	Reforços laterais para a caixa de ensaios. Chapa de aço 1/4".(total de 11 peças).	Figura A.11
Reforço 05	Reforço lateral para a caixa de ensaios. Chapa de aço 1/4".(total de 2 peças).	Figura A.11
Estrutura 2 Seção 1	Porção interna da estrutura de apoio da seção horizontal. Perfis quadrados de metalon 2"x2"x1,5 mm.	Figura A.1
Estrutura 2 Seção 2	Porção externa da estrutura de apoio da seção horizontal. Perfis quadrados de metalon 2"x2"x1,5 mm.	Figura A.2
Estrutura 2 Seção 3	Porção intermediária da estrutura de apoio da caixa de ensaios. Perfis quadrados de metalon 2"x2"x1,5 mm.	Figura A.3
Estrutura 2 Seção 4	Estrutura de apoio da seção inclinada com espaço reservado para instalação do pistão hidráulico. Perfis quadrados de metalon 2"x2"x1,5 mm.	Figura A.4
Estrutura 2	Montagem das seções.	Figura A.5
Proteção 05	Chapa de fechamento lateral da seção horizontal em aço com 1/4" de espessura.	Figura A.13
Vidro 03	Vidro laminado de fechamento lateral da seção horizontal com 10 mm de espessura.	Figura A.14
Proteção 04	Chapa de fechamento lateral posterior da seção inclinável em aço com 1/4" de espessura.	Figura A.12

Tabela A.1 – Descrição dos componentes da caixa de ensaios (conclusão)

Peça	Descrição	Ref.
Sistema de erguimento	Montagem do sistema de levantamento da seção inclinável da caixa de ensaios.	Figura A.15
Base 01	Chapa componente do sistema de erguimento. Ref. 103-11-00-02 na Figura A.15. Aço 1020	Figura A.15
Base 02	Chapa componente do sistema de erguimento. Ref. 103-13-00-02 na Figura A.15. Aço 1020	Figura A.15
Base 03	Chapa componente do sistema de erguimento. Ref. 103-14-00-02 na Figura A.15. Aço 1020.	Figura A.15
Vistas	Vistas da caixa de ensaios montada.	Figura A.16

Figura A.1– Seção 1 da Estrutura 2 (Escala 1:20).

Figura A.2 - Seção 2 da Estrutura 2 (Escala 1:24).

Figura A.3 - Seção 3 da Estrutura 2 (Escala 1:24).

Figura A.4 - Seção 4 da Estrutura 2 (Escala 1:30).

Figura A.5 – Montagem das seções da Estrutura 2 (a) Vista; (b) Planta; (c) Esquema 3D. (Dimensões em mm, sem escala)

Figura A.6 – Base da Estrutura 1 (Escala indicada).

Figura A.7 – Lateral frontal da Estrutura 1 (Escala 1:20).

Figura A.8 – Lateral posterior da Estrutura 1 (Escala 1:20).

Figura A.9 – Montagem Base 07 a partir dos componentes da Estrutura 1 (sem escala).

Figura A.10 – Base 08 (Escala 1:26,7)

BASE 10
Escala 1:16

REFORÇO 03
Escala 1:10

REFORÇO 05
Escala 1:10

Figura A.11 – Componentes da Base 08 (escalas indicadas).

Figura A.12 – Fechamento lateral posterior da seção inclinável (Escala 1:20).

Figura A.13 – Proteção 05 (Escala 1:20).

Figura A.14 – Vidro 03 (Escala 1:20)

Figura A.15 – Sistema de levantamento da seção inclinável da caixa de ensaios (sem escala).

Figura A.16 – Vistas da caixa de ensaios montada (sem escala).

Figura A.17 – Detalhes da caixa de ensaios. (a) Sistema de levantamento; (b) Comporta removível posterior; (c) Eixo de rotação da seção inclinável; (d) Movimentação do fechamento lateral da seção horizontal.